Проф. Б. О. БОТУК

Доктор технических наук

1978

5.2
5.86

# ОЧИСТКА БЫТОВЫХ СТОЧНЫХ ВОД

*ВТОРОЕ ПЕРЕРАБОТАННОЕ ИЗДАНИЕ*

*Допущено Министерством высшего образования СССР в качестве учебного пособия для студентов специальности „Водоснабжение и канализация" инженерно-строительных вузов*

инв. № 171

Государственная ордена Ленина академия
Химическая защита
Техническая библиотека

ИЗДАТЕЛЬСТВО
МИНИСТЕРСТВА КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА РСФСР
Москва 1949 Ленинград

В книге излагаются сведения о назначении сооружений для очистки бытовых сточных вод и принципах работы этих сооружений, а также приводятся примеры их расчета и основные эксплоатационные показатели.

Книга является учебным пособием для студентов строительных вузов и может служить руководством для инженерно-технических работников, занимающихся проектированием очистных канализационных сооружений.

Редактор доц. *И. В. Бородин* Техн. редактор *О. А. Гурова*

Сдано в набор 11/V 1949 г. Подписано в печать 16/VIII 1949 г.
Л 155322 Печ. л. 19+2 вклейки. Уч-изд. л. 28,60 Зн. в 1 п. л. 60000.
Тираж 5000 экз. Изд. № 438. Зак. № 2305. Формат бумаги $70\times108^{1}/_{16}$

Типография № 2 Управления издательств и полиграфии Исполкома Ленгорсовета

# ОТ АВТОРА

Второе издание настоящей книги имеет целью осветить вопросы очистки бытовых сточных вод на уровне современного развития науки и практики в данной области.

При работе над книгой автором были использованы, помимо источников, указанных в прилагаемом списке литературы, также материалы Научно-исследовательского отдела треста Мосочиствод и ряда проектных организаций: Мосводканалпроект, Водоканалпроект, Госводканалпроект, Центроспецстройпроект и т. д.

Автор стремился осветить вопросы расчета и конструирования очистных сооружений, исходя как из установленных у нас положений и нормативов, так и намечающихся изменений, основанных на опыте эксплоатации очистных сооружений или на результатах научно-исследовательской работы, широко ведущейся в СССР.

В этой книге не освещаются вопросы очистки сточных вод в капиталистических странах, где развитие теории очистки и методики расчета очистных сооружений идет на низком уровне, что определяется отсутствием заботы о трудящемся населении, зависимостью науки от интересов отдельных фирм и т. п.

Автор приносит благодарность всем организациям и лицам, оказавшим содействие при переработке и подготовке книги ко 2-му изданию, и выражает особую признательность за весьма ценные советы и указания заслуженному деятелю науки и техники проф. **С. Н. Строганову,** а также кафедре канализации Строительного института Моссовета, возглавляемой проф. И. А. Архангельским и редактору книги доц. И. В. Бородину за внимательное редактирование и большую помощь при выпуске этой книги.

Автор не может не отметить полезных указаний, данных в отзыве комиссией, выделенной Министерством высшего образования Союза ССР, в составе докт. техн. наук, проф. А. И. Жукова (председатель), проф. А. И. Архангельского, канд. техн. наук, доц. Я. А. Карелина, канд. техн. наук З. А. Орловского и канд. техн. наук С. В. Яковлева.

Глава 1

# ОБЩАЯ ЧАСТЬ

## § 1. Задачи и способы очистки бытовых сточных вод

Сточная жидкость, полученная в результате бытового использования населением водопроводной воды, содержит значительное количество минеральных и органических загрязнений. Такая вода, сбрасываемая в водоем (реку, озеро и пр.), может не только нарушить естественный режим его, но и сделать воду водоема непригодной для бытовых и промышленных целей. Для предотвращения этого необходимо производить очистку сточной жидкости.

Применяя наиболее совершенные методы очистки, можно почти полностью удалить загрязнения из сточных вод. Однако это не всегда требуется. Водоем, обладая сам по себе очистительной способностью, представляет как бы беззатратное сооружение для очистки сточных вод. Эту способность водоема необходимо использовать; игнорирование ее приводит к излишним затратам средств на сооружение и эксплоатацию очистных устройств.

Поэтому в каждом отдельном случае решать вопрос о степени очистки сточных вод перед выпуском их в водоем можно только после того, как выяснена очистительная способность водоема. Водоем необходимо загружать только таким количеством сточных вод, которое он может очистить. Перегрузка водоема ухудшает его работу по очистке, он загрязняется сточными водами.

Выбор типов очистных сооружений зависит от степени требуемой очистки сточных вод, а также и от местных условий (климат, рельеф местности, почва, стоимость электроэнергии и обеспеченность ею и пр.). Нужный эффект очистки можно получить, применяя различные сооружения; правильным будет то решение, которое, при прочих равных условиях, экономически наиболее выгодно. При выборе типов очистных сооружений необходимо учитывать возможность использования ценных веществ, имеющихся в сточных водах, извлечение которых на очистных сооружениях приносит не только доход народному хозяйству нашей страны, но и облегчает самую очистку сточных вод.

При очистке бытовых сточных вод, в основном, применяются механическая и биологическая очистки.

Механическая очистка применяется для освобождения сточных вод от органических и минеральных веществ, находящихся в них в значительных количествах во взвешенном и плавающем состоянии, а также влекомых сточной жидкостью по дну лотков.

Биологическая очистка должна освободить сточную жидкость от остатков мельчайших взвешенных частиц и от коллоидальных и растворенных в воде органических веществ.

При механической очистке применяют чисто механическое отделение воды от примесей, а биологическая очистка основана, главным образом, на жизнедеятельности бактерий и других живых существ.

Механическую очистку называют неполной очисткой сточной жидкости, так как в результате ее применения получают осветленную воду, освобожденную, в зависимости от характера очистных сооружений, лишь частично от нерастворенных в сточной жидкости минеральных и органических веществ.

Механическую очистку называют также предварительной очисткой в тех случаях, когда она предшествует дальнейшей биологической очистке сточных вод.

## § 2. Краткие исторические данные о развитии сооружений для очистки сточных вод в СССР

В дореволюционные годы на территории СССР было канализовано всего лишь около 20 городов, причем очистные сооружения были устроены только в городах: Москве, Киеве, Одессе, Харькове, Пушкине (б. Царское село) и Гатчине.

Канализация на территории СССР впервые была сооружена в Одессе; здесь же были в 1888 г. устроены и первые сооружения для очистки сточных вод — Одесские поля орошения. В 1894 г. были устроены поля орошения в Киеве; в 1898 г., в связи с пуском канализации Москвы, были устроены Люблинские поля орошения, вскоре переустроенные в поля фильтрации. В 1906 г. были пущены в эксплоатацию биологические фильтры канализации г. Пушкина, а в 1914 г. — биологические фильтры Харькова. За прошедшие 31 год со дня Великой Октябрьской социалистической революции канализовано свыше 100 крупных городов с устройством в большинстве из них очистных сооружений, а также коренным образом реконструированы и расширены канализационные сооружения во всех ранее канализованных городах. За годы сталинских пятилеток сооружены крупнейшие станции по очистке сточных вод в Москве (Люблинская станция аэрации, Кожуховская станция аэрации и др.), в Харькове, Туле и многих других городах. Начато строительство крупнейшей Курьяновской станции аэрации в Москве; идет строительство очистных станций в десятках городов СССР.

Строительство канализационных сооружений в таком большом масштабе возможно только в нашем социалистическом государстве, где партия и правительство проявляют величайшую заботу о здоровье трудящихся, способствуют развитию науки об очистке сточных вод, вырастили в лабораториях, институтах и на производстве крупнейших ученых и специалистов в деле очистки сточных вод.

В 1929 г. в Москве была пущена в эксплоатацию Кожуховская станция аэрофильтрации, идея, теоретическая разработка и осуществление которой были выдвинуты и проведены в СССР впервые в мире. На Кожуховской станции аэрации были сооружены также аэротенки и метантенки.

Перед Великой Отечественной войной была пущена в эксплоатацию Люблинская станция аэрации (Москва).

На многих очистных установках в СССР проводятся работы по изучению новейших методов очистки сточных вод и проверки их в практических условиях.

За годы существования советской власти и в особенности в период сталинских пятилеток разработаны и разрешены в числе прочих такие важные вопросы:

1. Правила спуска сточных вод в естественные водоемы, с возможным использованием самоочищающей способности водоемов, как беззатратных очистных сооружений.

2. Установлено, что сточная жидкость представляет реальную ценность для народного хозяйства; это обстоятельство позволяет использо-

вать самую воду для целей орошения, а имеющиеся в сточной жидкости вещества (жир, осадок и пр.) — для получения ценных продуктов.

3. Сооружены крупные станции с биологическими фильтрами для очистки сточных вод (Харьков и др.).

4. Начато опытное строительство высоконагружаемых биологических фильтров (Москва, Харьков и др.).

5. Разработана теория применения аэрофильтров для очистки сточных вод и построена Кожуховская станция аэрации в Москве, работающая бесперебойно с 1929 г.

6. Изучены вопросы очистки сточных вод в аэротенках, разработана теория процесса, даны расчетные формулы и построены крупнейшие станции аэрации.

7. Освоены строительство и эксплоатация метантенков с использованием продуктов распада осадка (газа и сброженного осадка).

8. Внедрены в практику очистных станций радиальные отстойники больших диаметров с различными способами удаления осадка.

9. Разработаны и внедрены в практику решетки с механизированными граблями, различного типа песколовки, двухъярусные бассейны и т. д.

В области развития науки об очистке сточных вод можно проследить следующие характерные особенности советской науки:

1. Связь между теорией и практикой социалистического строительства. Большинство сооружений по очистке сточных вод в СССР является базами для развития научно-исследовательской деятельности, как это имеет место, например, в Москве, Ленинграде, Харькове, Одессе и других городах. Результаты научно-исследовательских работ немедленно внедряются в производство, а само производство выдвигает темы научно-исследовательских работ (Москва, Харьков и др.).

2. Изучения и научные исследования, проводимые коллективами институтов и научно-исследовательских отделов, сочетаются с максимальным развитием индивидуальных особенностей каждого ученого в отдельности (школа С. Н. Строганова и др.).

3. Связь отдельных отраслей научных знаний, тщательное собирание и изучение фактов, сочетающееся с дерзновением, творческой смелостью и новаторством в науке (разработка теории и основных конструкций аэрофильтров, аэротенков на неполную очистку, методика расчета очистных сооружений и т. д.).

4. Государственное планирование науки, популяризация ее в широких массах и ее демократизация, — все в целом подчинено заботе о человеке, служению советскому народу, построению коммунистического общества.

В развитии очистки сточных вод советские инженеры и ученые решили ряд практических задач, создали и создают новые конструкции и сооружения, отбрасывая прежние, неоправдавшие или изжившие себя, используя и рационализируя некоторые из известных ранее сооружений на базе новых исследований, изменяя старые приемы очистки и самые сооружения в связи с изменением количества и качества сточных вод.

Разработанные советскими учеными и инженерами правила и нормы проектирования, типы и конструкции очистных сооружений не остаются стабильными: они видоизменяются в связи с развитием науки об очистке сточных вод, с изменением состава, свойств и количества сточных вод, в связи с развитием и индустриализацией страны и ростом благосостояния населения.

В СССР наука об очистке сточных вод далеко шагнула вперед и заняла первое место в мире по разработке теории процессов и закономерностей, связанных с очисткой сточных вод, и выработке расчетных формул для определения размеров сооружений.

Наука об очистке сточных вод у нас зародилась, в основном, в Москве в конце XIX и начале XX веков. «У русских инженеров, которые взялись за самостоятельное решение этой задачи, опыта не было. Только умелой постановкой научно-технических исследований можно было заполнить этот пробел в нашем техническом вооружении, с тем, чтобы в дальнейшем проверить уже на практике правильность принятых решений» [94]. *

Вокруг Управления московской канализации группируются зачинатели этого направления санитарной техники. Среди них А. А. Семенов, В. Р. Вильямс, Н. Н. Худяков, Ф. Ф. Эрисман, С. Н. Строганов, Я. Я. Никитинский и др.

Задача исследований была четко и ясно сформулирована проф. Н. Н. Худяковым: «Изучить явление, чтобы взять его в руки».

Однако только после Великой Октябрьской социалистической революции могли найти приложение научные исследования в деле очистки сточных вод.

Наши успехи в этой области в последние годы связаны с именами С. Н. Строганова, Н. А. Базякиной, К. Н. Королькова, П. С. Белова, Д. С. Черкеса и др.

### § 3. Осиовные направления в развитии дела очистки сточных вод

С развитием культуры и техники резко увеличивается потребление воды, что приводит к увеличению и количества сточных вод. Сточные воды, вместе с отбросами, содержат большое количество ценных веществ; ценной является и сама жидкость. Извлечение и использование ценных веществ освобождает сточную жидкость от излишних загрязнений и облегчает дальнейшую очистку ее. Наоборот, неиспользуемые сточные воды, сбрасываемые в водоемы без очистки, загрязняют последние и могут служить источником возникновения ряда инфекционных заболеваний.

На сточную жидкость нужно смотреть как на технологическое сырье, правильное использование которого может принести определенные выгоды народному хозяйству.

Решение поставленного вопроса зависит от местных условий. Оно не может быть одинаковым для крупных и малых городов, для южных и северных, для городов, расположенных у больших и малых рек; оно зависит также от почвенных условий данной местности. Для правильного решения задачи не безразличны местные ресурсы материалов и энергетическая база.

Сооружения для очистки бытовых сточных вод могут быть до известной степени даже самоокупаемы. Проф. С. Н. Строганов [88] указывает, что самоокупаемость сооружений для очистки сточных вод возможна при использовании ценных составных частей сточных вод.

Этому требованию, как известно, могут удовлетворять поля орошения при наличии благоприятных условий (место расположения, климат, почва и пр.).

Задача превращения очистных станций городской канализации в рентабельное производство поддается решению. Элементами, вводимыми в расчет рентабельности, помимо энергетического использования метана и удобрений из осадка, в настоящее время могут быть: совместная со сточными водами обработка домовых (квартирных) отбросов; полная технологическая обработка осадка, выделяемого из сточных вод; утилизация углекислоты из газов брожения; использование избытков активного ила в качестве кормового вещества.

---

* Цифры в прямых скобках указывают источник, откуда заимствовано. См. «Литература» в конце книги.

Рентабельное использование станций для очистки сточных вод предусматривает такую эксплоатацию станций, которая обеспечивала бы охрану здоровья населения и не загрязняла бы воздух и почву, а также и воду того водоема, куда должны направляться сточные воды после очистки.

Рентабельности станций для очистки сточных вод безусловно будут способствовать внедрение в эксплоатацию автоматики и полуавтоматики на этих станциях, укрупнение отдельных агрегатов, механизация процессов, выпуск специального оборудования и т. п., а также усовершенствование процессов и типов сооружений для очистки сточных вод. Следуя по указанному пути, можно достигнуть большой эффективности в работе сооружений по очистке сточных вод как в смысле степени очистки, так и рентабельности работы сооружений.

Вопросам благоустройства городов и населенных пунктов партия и правительство уделяют большое внимание, ставя интересы здоровья населения всегда на первое место.

Вопросы благоустройства городов и населенных пунктов, в том числе канализации и очистки сточных вод, нашли свое отражение в постановлении июньского пленума ЦК ВКП(б) 1931 г. и в постановлении СНК СССР и ЦК ВКП(б) от 10 июля 1935 г. о реконструкции Москвы.

В постановлении Совета Министров СССР и ЦК ВКП(б) «О разработке нового генерального плана реконструкции Москвы, рассчитанного на 20—25 лет» (1949 г.) снова обращено внимание на развитие канализации.

Указанные постановления обязывают работников науки и практики в области очистки сточных вод добиваться улучшения эффекта очистки, использования ценных веществ, имеющихся в сточных водах, и увеличения рентабельности очистных установок.

Глава II

# СОСТАВ И СВОЙСТВА СТОЧНЫХ ВОД

## § 4. Бытовые и промышленные сточные воды

Сточные воды представляют собой водопроводную (речную или грунтовую) воду, загрязненную большим количеством посторонних веществ органического и минерального происхождения и населенную громадным количеством микроорганизмов.

Состав сточных вод весьма разнообразен. Зависит он от характера получения сточных вод. Обычно сточные воды разделяют по их происхождению на две категории: хозяйственно-фекальные и промышленные.

Хозяйственно-фекальные сточные воды (их теперь чаще называют бытовыми) представляют загрязненную водопроводную воду, поступающую от уборных, умывальников, бань, прачечных, кухонь, мытья полов и пр.

Состав бытовых сточных вод более или менее однороден. Загрязнения бытовых сточных вод, как показали многочисленные исследования, почти не зависят от климата, бытовых условий, культурности населения и т. п. Можно считать, что в среднем на одного жителя, пользующегося канализацией, приходится следующее суточное количество загрязнений, поступающее через различные приемники сточных вод вместе с последними [92]: взвешенных веществ — 35—50 г, азота аммонийного — 7—8 г, хлоридов пищевого пайка — 8,5—9,0 г, фосфатов — 1,5—1,8 г и калия 3 г.

Количество загрязнений, приходящееся на одного жителя в сутки и поступающее вместе с загрязненными водами в канализационную сеть, разбавляется тем или иным количеством воды. Очевидно, чем больше норма водоотведения при постоянном количестве загрязнений, тем менее загрязнены сточные воды, и наоборот.

Концентрация бытовых сточных вод весьма разнообразна; она зависит, в основном, от норм водоотведения, т. е. от фактического количества водопроводной воды, приходящегося на одного жителя, направляемой после использования в канализацию.

Так как норма водоотведения различна для отдельных городов, то и концентрация сточных вод в этих городах различна; в городах с большой нормой водоотведения концентрация сточных вод слабее и, наоборот, при меньшей норме водоотведения концентрация сточной воды выше.

Следует отметить, что концентрация сточных вод для одного и того же города не остается постоянной: она меняется по временам года. Если количество загрязнений на одного жителя в сутки и остается относительно постоянной величиной, то норма водоотведения по сезонам года меняется. Зимой норма водоотведения значительно меньше летней; это приводит к тому, что концентрация сточных вод в зимний период выше, чем в летний.

Концентрация бытовых сточных вод меняется и по часам суток в силу того, что количественный сброс загрязненной воды в канализационную сеть не совпадает по часам суток с поступлением соответствующей доли суточного количества загрязнений. Поэтому говоря о бытовых сточных водах при определенной среднегодовой норме водоотведения, можно и нужно иметь в виду условную среднесуточную концентрацию их.

Сточные воды промышленных предприятий чрезвычайно разнообразны по своему составу, зависящему от характера производства, вида сырья, организации производства, типа технологического процесса, удельных норм водоотведения и т. д.

Обычно в городах, населенных пунктах и промышленных предприятиях редко имеют дело со сточными водами только одного вида, одного происхождения. В городских сточных водах постоянно имеются, кроме бытовых, также и промышленные сточные воды; в общий же сток промышленных вод поступают иногда бытовые сточные воды от уборных, умывальников, столовых и т. д., расположенных на промышленных площадках, или поступают бытовые сточные воды из рядом расположенных жилых поселков.

Различаясь по своему происхождению, бытовые и промышленные воды весьма существенно различаются также и по своему характеру. Бытовые сточные воды содержат преимущественно отбросы человеческого организма и хозяйственной жизни людей, а потому несут большое количество органических веществ (белков и продуктов их распада, жиров и углеводов) с чрезвычайным изобилием бактерий.

## § 5. Состав бытовых сточных вод

Хозяйственные сточные воды, по прохождении более или менее значительного расстояния по канализационным трубам, имеют вид грязносерой мутной жидкости с довольно неприятным сладковатым запахом. Сточные воды несут большое количество плавающих и взвешенных веществ (спички, бумага, остатки овощей, экскременты и т. д.) и, кроме того, целый ряд соединений в растворенном и коллоидальном состоянии.

Содержащиеся в сточной жидкости органические и минеральные вещества могут находиться в ней в различной степени дисперсности: 1) в виде в з в е с и — песок, землистые вещества, шлак, кости, суспен-

Таблица 1

| Характер загрязнения | В %% | |
|---|---|---|
| | к общему загрязнению | к количеству органических веществ |
| Вещества осаждающиеся: | | |
| минеральные | 5 | — |
| органические | 15 | 25 |
| Вещества суспензированные: | | |
| минеральные | 5 | — |
| органические | 15 | 25 |
| Вещества коллоидальные: | | |
| минеральные | 2 | — |
| органические | 8 | 15 |
| Вещества растворенные: | | |
| минеральные | 30 | — |
| органические | 20 | 35 |

зии органического происхождения и пр., 2) в коллоидальном состоянии в виде минеральных коллоидов, как, например, кремнекислота и мельчайшие частицы глины, и в виде органических коллоидов и 3) в растворенном состоянии — минеральные и органические соединения и газы, как, например, углекислота, метан, сероводород и др.

В табл. 1 приведены данные о характере загрязнения бытовых сточных вод.

Проф. С. Н. Строганов указывает, что сточные воды бытового происхождения содержат значительное количество органических веществ в самых разнообразных формах (белки, углеводы, жиры пищевых веществ и продукты физиологической переработки, бумага, тряпье, бинты, волос и пр.) и бактерии, выносимые из кишечника.

## § 6. Бактериальное загрязнение сточных вод

Сточная вода, содержащая большое количество органических веществ, является благоприятной средой для развития многих видов разнообразных и многочисленных форм микроорганизмов, которые содержатся в ней в огромном количестве. Особенно велико количество бактерий, достигающее миллионов и десятков миллионов в 1 $см^3$ и составляющее по своему объему до 0,1% от объема сточных вод. Основная масса бактерий — это сапрофиты.

Из патогенных бактерий в сточных водах могут находиться возбудители желудочно-кишечных инфекций (брюшной тиф, паратиф, холера, дизентерия), а также возбудители кожных инфекций, туберкулеза и многих других. В значительном количестве в сточных водах имеются яйца гельминтов (глистов).

Бактерии, используя органические вещества сточных вод для своего питания, подвергают их в процессе своей жизнедеятельности разрушению и видоизменению, что приводит к непрерывному изменению состава сточных вод.

## § 7. Изменения, происходящие в сточных водах Аэробные и анаэробные процессы

Сточная жидкость характеризуется составом, концентрацией и состоянием, в котором она находится. Состав собственно бытовых сточных вод, как указано выше, более или менее постоянен, однако состав городских сточных вод изменяется в зависимости от характера и количества спускаемых в городскую канализацию промышленных сточных вод. Концентрация бытовых сточных вод зависит от количества потребляемой населением водопроводной воды (нормы водопотребления), которое колеблется в различных городах в больших пределах — от 50 до 500 л и более на человека в сутки. Состояние сточной жидкости зависит от степени ее «свежести» и от процессов, которые происходят в ней во время протекания по канализационной системе. Изменение состава и состояния сточной жидкости зависит от механического измельчения находящихся в ней частиц, происходящего при движении сточной жидкости в канализационных сооружениях, от разложения сложных органических веществ, вызываемого жизнедеятельностью бактерий, от возможности поглощения кислорода, от температуры и пр. Чем дольше течет сточная жидкость и чем выше температура, тем больше изменяется ее состав: плотные фекальные массы и некоторые другие взвешенные вещества и плавающие предметы измельчаются, жизнедеятельность бактерий возрастает, находившийся первоначально в воде кислород постепенно исчезает и при полном отсутствии растворенного кислорода наступает загнивание сточной жидкости.

В результате сложных изменений физического, химического, физико-химического и биохимического характера, которые происходят в сточной жидкости при медленном движении ее или стоянии, наблюдается не только изменение ее состава, но и подразделение на две фазы: жидкую и твердую. В жидкой фазе остаются все растворенные вещества и бо́льшая часть органических и минеральных коллоидов. Твердая фаза, называемая осадком или илом, содержит 95—99% воды; образуется она из осадимых веществ, находящихся в сточных водах. В осадок, образующий твердую фазу, выпадает грубая и часть тонкой суспензии и некоторое количество коллоидных веществ, скоагулированных в результате происходящих в воде процессов и выпадающих в виде хлопьев.

Из общего количества взвешенных веществ, имеющихся в сточных водах, осадимыми являются 75% от общего количества минеральных веществ и до 70% органических.

Основной причиной непостоянства состава сточных вод являются происходящие в ней процессы жизнедеятельности бактерий, т. е. процессы биохимического характера, в результате которых сложные органические вещества переходят в вещества более простой структуры.

В процессе жизнедеятельности одни микробы потребляют свободный кислород и без него не могут существовать — это аэробы, другие не потребляют кислорода и способны жить и развиваться при полном отсутствии его — это анаэробы.

Процессы, протекающие при обработке сточных вод при активном участии аэробных бактерий, носят название аэробных процессов; процессы, протекающие при активном участии анаэробных бактерий, называются анаэробными процессами.

## § 8. Биохимическая потребность в кислороде

Степень загрязнения сточной жидкости, в основном, зависит от общего содержания в ней органических веществ, от их состава и от состояния, в котором находится сточная жидкость. Большое разнообразие органических веществ и непрерывное изменение их состава делает чрезвычайно трудным определение качественного состава и количественного содержания отдельных ингредиентов, составляющих общий комплекс загрязняющих веществ. Это обстоятельство приводит к необходимости давать только общую характеристику загрязнения сточной жидкости. Эта характеристика должна быть выражена таким показателем, который отвечал бы тем условиям, в которые попадает сточная жидкость в процессе ее очистки, и тем требованиям, которые предъявляют к очистным сооружениям. Вследствие того, что переработка органических веществ в процессе очистки сточной жидкости осуществляется, в основном, при помощи окислительных процессов, необходимо установить то количество кислорода, которое должно быть затрачено на биохимическое окисление органических веществ для приведения сточной жидкости в состояние, когда она становится приемлемой для спуска ее в водоем.

Биохимическая потребность в кислороде (БПК) сточных вод выражается количеством кислорода в мг/л, потребляемого до момента стабилизации органического вещества аэробными бактериями [1].

БПК сточной жидкости при достаточном количестве кислорода зависит от наличного количества органических веществ в сточной жидкости, скорость же потребления кислорода зависит от присутствия определенных групп бактерий и от температуры.

При наличии достаточного количества кислорода снижение БПК почти до нуля проходит в течение 20 суток (при температуре 20°), при

этом за первые сутки снижение БПК составляет около 20%, а за пять суток — около 65—70%. Снижение величины БПК в течение 20 суток соответствует окислению безазотистых органических веществ до углекислоты и воды и обозначается как первая стадия БПК; последующая стадия БПК соответствует процессу полного окисления азотистых веществ — нитрификации.

Так как определение величины БПК сточной воды требует 20 суток при температуре воды 20°, то, с целью ускорения получения величины БПК, определяют ее в некоторых случаях в течение 5 суток, учитывая, что существует определенное соотношение между $БПК_{20}$ и $БПК_5$. Для бытовых сточных вод $БПК_{20} = 1{,}1 — 1{,}5\ БПК_5$.

Свежая сточная жидкость может содержать только небольшое количество растворенного в ней кислорода, который приносится водопроводной водой или поглощается из воздуха. Однако этот кислород тотчас же потребляется и, соответственно с этим, сырая (необработанная), а также и осветленная сточная жидкость не содержит кислорода. В процессе очистки сточной жидкости, когда происходит постепенное снижение биохимической потребности в кислороде, создаются условия, замедляющие потребление кислорода, и поглощаемый сточной жидкостью кислород начинает накапливаться в очищаемой воде в растворенном виде. Это соответствует условиям, когда скорость потребления кислорода на окисление органических веществ становится меньше скорости поглощения кислорода водой из окружающей (воздушной) среды. Поэтому содержание растворенного кислорода в очищенной воде может служить показателем степени ее очистки.

## § 9. Нитрификация и денитрификация

В сырой (необработанной) сточной жидкости всегда имеются аммонийные соли $[(NH_4)CO_3]$, получающиеся в результате расщепления аминокислот и мочевины. В присутствии кислорода аммонийные соли подвергаются окислению, которое происходит при участии определенных видов микроорганизмов. Этот процесс носит название нитрификации, так как конечным его продуктом являются нитраты — соли азотной кислоты. Нитрификация является последней стадией очистки сточных вод. Так как нитрификация не может начаться до тех пор, пока в сточной жидкости не произойдет разрушения основной массы содержащихся в ней органических загрязнений, присутствие нитратов в очищенной воде служит показателем степени ее очистки. Процесс нитрификации протекает в две фазы под влиянием двух групп микроорганизмов. Первая фаза процесса нитрификации состоит в окислении аммонийных солей в азотистую кислоту и проходит при активном участии группы бактерий Nitrosomonos; вторая фаза состоит в окислении азотистой кислоты в азотную и проходит при участии бактерий, носящих название Nitrobacter. Реакции окисления осуществляются аэробными бактериями и проходят при выделении тепла.

Азотная кислота и ее соли могут быть использованы микроорганизмами как источник кислорода, так как азотная кислота и ее соли легко восстанавливаются, отдавая кислород. Биохимическое восстановление нитратов получило название денитрификации; проходит оно исключительно в анаэробных условиях, при отсутствии свободного растворенного кислорода.

Таким образом, в сточной жидкости азотистые вещества могут быть представлены различными, содержащими азот соединениями, начиная от сложных белковых веществ и продуктов их распада, до простых минеральных — аммиака и аммонийных солей, нитритов и нитратов, причем состав этих соединений зависит от тех изменений, которые происходят в сточной жидкости в результате жизнедеятельности организмов.

Аналогичную картину изменений претерпевают и другие элементы, входящие в состав органических веществ.

При распаде белков выделяется, помимо аммонийных солей, и сероводород. В результате жизнедеятельности особой группы бактерий, получивших название серобактерий, сероводород окисляется. Окисление это идет в два этапа: сначала серобактерии окисляют сероводород до серы, а затем уже до серной кислоты, которая входит во взаимодействие с бикарбонатом кальция и магния, в результате чего получаются соли серной кислоты.

Фосфор также входит в состав белков. Органический фосфор подвергается процессам минерализации и в результате весьма сложных биохимических процессов превращается в соли фосфорной кислоты. Безазотистые органические вещества в результате минерализации обращаются в углекислоту и воду.

Жизнедеятельность микроорганизмов находится в тесной зависимости от различных внешних условий. Микроорганизмы проявляют максимум своей жизнедеятельности тогда, когда все факторы внешней среды находятся в оптимальном для их работы соотношении. При неблагоприятных условиях микроорганизмы либо постепенно приспосабливаются к ним, либо погибают.

Необходимо указать на влияние температуры на характер развития и жизнедеятельности микроорганизмов. Температуру, ниже которой жизнедеятельность данного организма невозможна, называют минимальной; оптимальной называют температуру, при которой жизнедеятельность микроорганизмов достигает своего максимального развития и, наконец, максимальной — температуру, выше которой жизнь данного микроорганизма также невозможна. Для различных микроорганизмов оптимальная температура различна. Микроорганизмы, оптимальная температура которых колеблется в пределах 20—30°, называют мезофилами; микроорганизмы, для которых оптимальная температура превышает 50°, называют термофилами.

## § 10. Реакция сточных вод

Свежая сточная жидкость имеет слабо щелочную реакцию. В результате анаэробных процессов в сточной жидкости и в иле могут образоваться органические кислоты, которые нейтрализуются бикарбонатами и карбонатами воды. Однако, по мере истощения щелочного резерва воды, реакция может стать кислой и pH ниже 7,0. Очищенная в аэробных условиях сточная жидкость имеет pH около 7,3. Активная реакция (pH) сточной жидкости имеет большое влияние на биохимические процессы, связанные с жизнедеятельностью разных групп микроорганизмов, которые относятся различно к данной концентрации водородных ионов. Кроме того, pH имеет значение для процесса биохимического коагулирования органических коллоидов и осаждения тонко диспергированной взвеси, для процесса созревания и распада ила, а также для его обезвоживания. Вследствие этого величина pH воды на различных стадиях очистки сточных вод является показателем, дающим возможность своевременно реагировать на всякое отклонение от нормального хода процесса очистки.

Наиболее благоприятной средой для нормального развития жизнедеятельности микроорганизмов является сточная жидкость с концентрацией водородных ионов pH в пределах 7—8.

## § 11. Стабильность или стойкость сточных вод

При полном удовлетворении потребности в кислороде, сточная жидкость становится стойкой или стабильной, т. е. она неспособна в дальнейшем загнивать. Если обозначить буквой $L$ БПК сточной воды,

буквой $O$ степень обеспеченности запасом кислорода, то отношение

$$S = \frac{O}{L} 100\% \qquad (1)$$

будет называться относительной стойкостью.

Таким образом, стабильность очищенной воды определяется находящимся в ней запасом кислорода, который составляется из растворенного кислорода и кислорода нитритов и нитратов. Когда в процессе биохимического окисления органического вещества истощается запас растворенного кислорода, наступает процесс денитрификации, при котором отщепляется кислород нитритов и нитратов.

## § 12. Определение концентрации сточных вод

Все дальнейшее изложение вопроса об очистке будет относиться, в основном, к сточным водам бытового характера. Однако полностью разграничить вопрос очистки бытовых сточных вод от производственных сточных вод в современных условиях не представляется возможным.

Все производственные сточные воды можно разделить на воды, по своему составу близкие к бытовым сточным водам (например, сточные воды пищевой промышленности), и воды, резко отличающиеся от бытовых сточных вод (например, сточные воды химической, металлургической и других видов промышленности).

Производственные сточные воды, близкие по своему составу к бытовым водам, могут очищаться совместно с последними. Очистка остальных производственных сточных вод требует особых решений и часто специальных сооружений.

Определение концентрации бытовых сточных вод, к которым примешаны производственные воды, может быть произведено по формуле:

$$K_{cp} = \frac{KQ + \Sigma K_i Q_i}{Q + \Sigma Q_i},$$

где: $K$ — концентрация бытовых сточных вод;

$K_i$ — концентрация производственных сточных вод отдельных предприятий;

$Q$ — расход бытовых сточных вод в единицу времени;

$Q_i$ — расход производственных сточных вод отдельных предприятий.

По формуле (2) можно определить среднюю концентрацию по БПК и по взвешенным веществам, основным показателям характера сточных вод при расчете сооружений по очистке бытовых сточных вод.

При определении концентрации бытовых сточных вод принимают, что среднее количество взвешенных веществ, приходящихся в сутки на

Таблица 2

| Показатели загрязнений | Норма водоотведения на одного жителя в л в сутки | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 50 | 100 | 150 | 200 | 250 |
| Количество взвешенных веществ в мг/л | 1000 | 500 | 333 | 250 | 200 |
| БПК в неотстоенной сточной воде в мг/л | 1000 | 500 | 333 | 250 | 200 |
| БПК в отстоенной сточной воде в мг/л | 667 | 333 | 222 | 187 | 133 |
| Осадок по объему (97,5% воды, 2 часа отстаивания) в % | 2,8 | 1,4 | 0,9 | 0,7 | 0,56 |

одного жителя, равно 50 г (высшая норма) и что БПК равно 50 г $O_2$ (высшая норма). Концентрация загрязнений бытовых сточных вод в зависимости от количества воды, расходуемого на одного жителя в сутки, приведена в табл. 2.

В табл. 3 в качестве иллюстрации приведены ориентировочные данные о количестве взвешенных веществ и БПК некоторых производственных сточных вод [79].

Таблица 3

| Наименование предприятий | Количество взвешенных веществ в мг/л | | $БПК_5$ в мг/л |
|---|---|---|---|
| | общее количество | летучая часть | |
| Винокуренные заводы | 800 | 400 | 260 |
| Картофельно-крахмальные заводы | до 13 000 | до 10 000 | 1 500 |
| Свеклосахарные заводы: | | | |
| а) моечно-транспортные воды | 2 000 | 400 | 200 |
| б) диффузионные воды | 2 800 | 2 200 | 2 100 |
| в) жомовые воды | 65 | 50 | 7 700 |
| Мясокомбинаты | 780 | 420 | 750 |
| Кожевенные заводы | 1 680 | 900 | 900 |
| Суконные фабрики | 700 | 400 | 1 500 |
| Шерстомойки | 20 000 | 15 000 | 2 000 |
| Хлопчатобумажные фабрики: | | | |
| а) отбельное отделение | 300 | 150 | 300 |
| б) красильное отделение | 300 | 180 | 700 |
| в) ситцепечатное отделение | 250 | 150 | 250 |
| г) красильно-отбелочные комбинаты | 250 | 100 | 400 |
| Коксохимические заводы | 600 | 300 | 4 000 |
| Азотно-туковые заводы | 320 | 100 | небольшая |

В табл. 4 приведен примерный состав сточных вод городов СССР.

МХП-СССР
Государственный Центральный Ордена Ленина Химический Институт
Техническая библиотека

Таблица 4

| | Москва | Харьков | Киев | Одесса | Тула |
|---|---|---|---|---|---|
| | 1940 г. | 1948 г. | проектный | 1940 г. | 1933 г. |
| Взвешенные вещества в мг/л | 250 | 278 | 255 | 483 | 493 |
| Хлориды в мг/л | 200 | 185 | 110 | 534 | 176 |
| Азот аммонийный в мг/л | 27 | 35,8 | 26,2 | 67,6 | 33 |
| Окисляемость ($O_2$) мг/л | 89,5 | 50,1 | 194 | 90 | 143 |
| $БПК_5$ в мг/л | 214 | 125,7 | 233,5 | — | 400 |
| Расход воды на одного жителя в л/сутки | 244 | — | 270 | 120 | 150 |

Так как расчет многих очистных сооружений ведется по нормам расхода на одного жителя, пользующегося канализацией, то можно количество загрязнений, вводимых производственными сточными водами, заменить равноценным количеством загрязнений от условного добавочного населения.

Таким образом можно выразить загрязнение, имеющееся в промышленных сточных водах, в человеко-эквивалентах, приняв по БПК — 50 г $O_2$ и по взвешенным веществам — 50 г как количество загрязнений, соответствующих одному человеко-эквиваленту. Замена эта общего количества сточных вод не изменяет, вследствие чего при гидравлических расчетах сооружений не должна приниматься во внимание.

## Глава III

# САМООЧИЩЕНИЕ И ЗАГРЯЗНЕНИЕ ВОДОЕМОВ

### § 13. Требования, предъявляемые к сточным водам, спускаемым в естественные водоемы

Спуск сточных вод в водоем может привести к ухудшению качества воды в нем и иметь следующие отрицательные для водоема последствия:

1) изменение внешнего вида водоема — заиление его и образование на поверхности пленок и всплывающей корки, возникающей вследствие анаэробного процесса на дне водоема;

2) ухудшение физических свойств воды: цвета, вкуса, запаха, прозрачности и температуры;

3) уменьшение содержания кислорода в воде вследствие расходования его на окисление органических веществ, вносимых в водоем со сточными водами;

4) заражение водоема возбудителями желудочно-кишечных и других инфекционных заболеваний;

5) отравление водоема ядовитыми веществами.

В результате загрязнения и заражения водоемов вода их не может быть использована для питья людей и животных, технических надобностей промышленности, купания, водного спорта и т. п. Загрязнение водоемов сказывается крайне отрицательно на флоре и фауне водоемов и часто приводит к гибели в них рыбы.

Для уменьшения загрязнения водоемов сточные воды перед спуском их в реку должны подвергаться очистке.

Степень очистки сточных вод перед выпуском их в водоем должна определяться в каждом отдельном случае. Она зависит от: характера водоема (расход реки, скорость течения, наличие свободного кислорода в речной воде и пр.), количества сточных вод, подлежащих спуску в водоем, и степени и характера загрязненности сточных вод.

### § 14. Загрязнение водоемов и их самоочищение. Советское законодательство о защите водоемов от загрязнения

Каждый водоем обладает определенным свойством самоочищения, заключающимся в том, что водоем, благодаря постоянно происходящим в нем сложным физико-химико-биологическим процессам, освобождается от вносимых в него загрязнений. Весь вопрос в том, на каком расстоянии от места внесения загрязнений водоем справится с загрязнениями, освободится от них и не будет ли нарушена тем или иным загрязнением свойственная всякому водоему жизнь.

В СССР изучением загрязнения и самоочищения водоемов занимаются многие научно-исследовательские санитарно-гигиенические институты и лаборатории. Ведущая роль в этих вопросах принадлежит Институту общей и коммунальной гигиены Академии медицинских наук СССР и Санитарному институту имени Ф. Ф. Эрисмана.

Большая работа по изучению загрязнений и самоочищений водоемов проделана действительным членом Академии медицинских наук проф. А. Н. Сысиным, заслуженным деятелем науки и техники проф. С. Н. Строгановым и др.

В настоящее время санитарное законодательство СССР точно определяет условия, при которых допустим спуск в водоемы сточных вод, без вреда для здоровья трудящихся и без ущерба для водоема и народного хозяйства. Эти условия изложены в постановлении правительства и ГОСТ 1324—47.

Санитарные правила спуска промышленных вод в общественные водоемы (ГОСТ 1324—47) имеют целью защиту от загрязнения участков водоемов, расположенных по течению реки, ниже спуска сточных вод.

Согласно санитарным правилам (ГОСТ 1324—47), все водоемы, в которые допустим выпуск очищенных сточных вод, разделены на три категории, в зависимости от характера использования их.

К первой категории отнесены участки водоемов, используемые для централизованного водоснабжения, находящиеся в пределах второго пояса зоны санитарной охраны водопроводов или граничащие с государственными рыбными заповедниками. В водоемы, находящиеся в пределах первой зоны санитарной охраны водопроводов, спуск сточных вод, независимо от степени очистки, категорически запрещен.

Ко второй категории отнесены участки водоемов, используемые для неорганизованного хозяйственно-питьевого водоснабжения и водоснабжения предприятий пищевой промышленности, а также участки с местами массового нереста промысловых рыб.

Третья категория — это участки водоемов внутри населенных мест, не используемые для питьевого водоснабжения, для организованного рыбного хозяйства или находящиеся на пути прохода рыб к нерестилищам, но используемые для массового купанья или имеющие архитектурно-декоративное значение.

Правила ограничивают количество взвешенных веществ в сточных водах при спуске их в водоем, указанием, что после спуска сточных вод в водоем и смешения, допускается увеличение содержания взвешенных веществ в нем на 0,25 мг/л для водоемов 1-й категории, 0,75 мг/л для водоемов 2-й категории и 1,5 мг/л для водоемов 3-й категории.

Правила указывают, что после разбавления сточных вод в водоеме, вода последнего не должна приобретать непосредственно или при последующем хлорировании никаких специфических запахов и привкусов за счет сточных вод.

Сточные воды, после смешения их с водой водоема, не должны снижать в последнем содержание растворенного кислорода ниже 4 мг/л, считая по среднесуточному содержанию кислорода в летнее время, а для водоемов рыбохозяйственного значения — по суточному минимуму в тот же период.

После смешения сточной жидкости с водой водоема $БПК_5$ — пятисуточная потребность в кислороде (при 20°) воды водоема не должна превышать 2 мг/л для водоема 1-й категории и 4 мг/л для водоема 2-й категории. В отношении $БПК_5$ водоемы 3-й категории не нормируются.

Сточные воды не должны изменять активную реакцию воды в водоеме по pH ниже 6,5 и выше 8,5.

Смесь сточной жидкости с дестиллированной водой в пропорции, соответствующей расчетному разбавлению в водоеме, не должна иметь ясно выраженной окраски в столбике высотой в 20 см для водоемов 1-й категории, 10 см для водоемов 2-й категории и 5 см для водоемов 3-й категории.

Сточные воды, в которых возможно присутствие возбудителей заразных заболеваний (сточные воды боен, кожевенных заводов, шерстомоек, биофабрик и т. п.), к спуску в водоемы 1-й категории запрещаются, в водоемы других категорий разрешаются при условии, что эти воды, до спуска их в водоем, после предварительного осветления, должны подвергаться обеззараживанию (дезинфекции).

Сточные воды не должны содержать ни в растворе, ни во взвешенном состоянии ядовитых веществ (свинец, фтор, мышьяк, ртуть, кадмий, барий, селен и др.), которые могли бы после их разбавления в водоеме оказать прямо или косвенно вредное влияние на человека, животных или рыб.

Предельно допустимая концентрация ядовитых веществ промышленных сточных вод, спускаемых в водоем, устанавливается Всесоюзной государственной санитарной инспекцией.

Сточные воды не должны содержать масел, жиров, нефтепродуктов и других плавающих веществ в таких количествах, которые способны вызвать в водоеме массовое образование плавающих пленок.

## § 15. Определение необходимой степени очистки сточных вод перед выпуском их в реку

Для решения вопросов, связанных со спуском сточных вод в водоем, необходимо предварительное получение следующих данных:

1. По характеристике сточных вод: количество их в единицу времени, состав сточных вод и концентрация их.

В главе II указано, что состав бытовых сточных вод остается более или менее постоянным, изменяется концентрация загрязнений в сточных водах в зависимости от норм водоотведения. Однако необходимо иметь в виду, что чисто бытовые сточные воды в общем стоке городской канализации встречаются редко; всегда в бóльшей или меньшей степени к ним примешаны промышленные сточные воды, так или иначе изменяющие состав и концентрацию сточных вод. Например, сточные воды предприятий пищевой промышленности по своему составу близки к бытовым сточным водам, но они более концентрированы; примесь таких вод, не изменяя характера бытовых сточных вод, сказывается на концентрации некоторых загрязняющих веществ, на увеличении их. Предприятия металлургической, химической и других видов промышленности дают производственные сточные воды, резко отличающиеся от бытовых сточных вод по своему составу.

Поэтому, определяя количество сточных вод, направляемых в канализацию того или иного населенного пункта, необходимо учитывать особо количество производственных сточных вод и характер промышленности, дающей эти воды.

2. По характеристике водоема: гидрологические данные и данные по использованию водоема ниже спуска сточных вод, а также данные о спуске в водоем сточных вод других объектов ниже спуска сточных вод данного объекта, на пути, примерно, 2—3-суточного перемещения воды.

Расход воды в реке изменяется изо дня в день, из года в год.

При определении степени очистки сточных вод следует исходить из меженнего расхода в маловодные годы. В санитарной и санитарно-технической практике принимается в расчет гидрологический год 95% обеспеченности, который получил название расчетного года. Такие расходы воды в реке имеют место один раз в 20 лет, причем расчетный расход следует принимать равным расходу самого маловодного месяца этого года. Данные о расчетном расходе для каждого объекта могут быть получены в местных гидрологических организациях.

Расчетный расход водоема мы будем в дальнейшем обозначать $Q_р$. Ему соответствуют отметки уровня воды в реке, глубина реки $H_р$, ширина реки $B_р$, средняя скорость движения воды в реке $v_р$.

При проектировании очистной установки имеет значение также отметка уровня воды в реке при наибольшем расходе воды — $Q_{наиб}$, как определяющая условия затопления или незатопления площадки, отводимой под очистную установку.

Степень чистоты водоема определяется величиной $a$ — количеством свободного кислорода в речной воде. В чистой, незагрязненной, спокойно текущей реке количество свободного кислорода зависит, в основном, от температуры воды; следует иметь в виду, что с повышением температуры растворимость газов в воде уменьшается.

Растворимость кислорода в чистой воде при различных температурах последней приводится в табл. 5.

Таблица 5

| $t°$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $O_2$ в мг/л . . . | 14,56 | 14,16 | 13,78 | 13,42 | 13,06 | 12,76 | 12,41 |

Продолжение

| 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 12,11 | 11,81 | 11,52 | 11,25 | 10,99 | 10,75 | 10,50 | 10,28 | 10,06 |

Продолжение

| 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 9,85 | 9,65 | 9,45 | 9,26 | 9,09 | 8,90 | 8,73 | 8,58 | 8,42 | 8,25 |

Меньшие количества растворенного в воде кислорода, чем приведено в табл. 5, указывают на загрязненность речного потока и затрату части свободного кислорода, имевшегося в речной воде, на окисление органических веществ.

Табл. 6 дает характеристику состояния реки в зависимости от недостатка кислорода по сравнению с данными табл. 5.

Таблица 6

| Характеристика реки | Недостаток $O_2$ в г/м³ |
|---|---|
| Очень чистые реки . . . . . | 0,1 |
| Чистые реки . . . . . | 2,0 |
| Довольно чистые реки . . . . . | 3,0 |
| Сомнительные по чистоте реки . . | 5,0 |
| Очень загрязненные реки . . . . . | Почти полное отсутствие кислорода |

Приведенные данные справедливы для спокойно текущих долинных рек.

Количество свободного кислорода в речной воде никогда не остается постоянным. Оно зависит, с одной стороны, от потребления кислорода органическими загрязнениями, поступающими в водоем со сточными водами, с другой стороны, от поглощения кислорода из воздуха — атмосферной реаэрации в связи с образующимся дефицитом кислорода в речной воде.

Скорость потребления кислорода органическими загрязнениями определяется по формуле

$$L_t = L_a \cdot 10^{-K_1 \cdot t} \qquad (3)$$

где: $L_t$ — БПК смеси речной воды со сточной через $t$ суток после сброса сточной жидкости в реку;

$L_a$ — БПК смеси речной воды со сточной в момент сброса сточной жидкости в реку;

$K_1$ — константа, зависящая от температуры.

Значения константы $K_1$ приведены в табл. 7.

Таблица 7

| $t°$ | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $K_1$ . . . . . | 0,04 | 0,05 | 0,063 | 0,079 | 0,10 | 0,126 | 0,158 |

Количество потребленного кислорода за время $t$:

$$X_t = L_a(1-10^{-K_1 \cdot t}). \qquad (4)$$

Из приведенной формулы видно, что чем больше начальная величина БПК ($L_a$), тем интенсивнее идет распад и окисление органических веществ за счет поглощаемого кислорода и тем быстрее уменьшается БПК ($L_t$) и наоборот.

За первые сутки при температуре в 20° уменьшение БПК в лабораторных условиях определяется, примерно, в 20%, в последующие сутки уменьшение БПК идет медленнее.

В реках процесс распада и окисления идет несколько быстрее. Так, по наблюдениям на одной из рек полный процесс распада для растворенных и взвешенных веществ происходит в течение 8—10 дней, а только для растворенных — в течение 4—5 дней [102]. Взвешенные вещества, следовательно, медленнее подвергаются распаду и окислению; в силу этого нежелательно загружать водоем взвешенными веществами, которые оседают на дно реки и там подвергаются весьма медленному распаду.

Накопление большого количества осадка на дне может очень загрязнить реку: на поверхности воды могут появиться хлопья гниющего ила, поднимающиеся со дна.

Одновременно с потреблением кислорода из речной воды, происходит реаэрация ее путем поглощения кислорода водой через свободную поверхность реки. Интенсивность реаэрации зависит от дефицита кислорода и состояния водной поверхности.

По лабораторным исследованиям реаэрация на 1 м² водной поверхности в течение 24 часов составляет: 1,4 г $O_2$ при спокойной поверхности, 5,4 г $O_2$ при подвижной поверхности, 50,0 г $O_2$ при весьма подвижной поверхности или при специальном перемешивании.

С. Н. Строганов и К. Н. Корольков [91] указывают, что реаэрация на отдельных участках рек доходит до 30 г/сутки на 1 м² поверхности.

На р. Пехорке, ниже стока с Люберецких полей фильтрации (Москва), реаэрация в среднем составила 35 г/сутки на 1 м² [75].

Дефицит кислорода может быть определен по формуле:

$$D = D_a \cdot 10^{-K_2 \cdot t}, \tag{5}$$

где: $D_a$ — начальный дефицит кислорода,
$K_2$ — константа реаэрации,
$t$ — время в сутках

Константа определяется на основании данных табл. 8.

Таблица 8

| Характеристика водоемов | $K_2$ |
|---|---|
| Водохранилища и слабопроточные водоемы | 0,05—0,15 |
| Реки с малой скоростью течения | 0,20—0,25 |
| Реки с большой скоростью течения | 0,30—0,50 |
| Малые реки | 0,50—0,80 |

Приведенные цифровые значения $K_2$ соответствуют температуре 20°.

Ниже приведены формулы, учитывающие одновременное потребление кислорода органическими загрязнениями и реаэрацию кислорода [19]:

$$D_t = \frac{K_1 \cdot L_a}{K_2 - K_1}\left(10^{-K_1 \cdot t} - 10^{-K_2 \cdot t}\right) + D_a \cdot 10^{-K_2 \cdot t} \tag{6}$$

и

$$t_{kp} = \frac{\lg\left[\frac{K_2}{K_1}\left(1 - D_a \frac{(K_2 - K_1)}{K_1 L_a}\right)\right]}{K_2 - K_1} \tag{7}$$

Первое уравнение позволяет определить дефицит кислорода ко времени $t$, а второе — время $t_{кр}$ в сутках, когда наступает критическое, т. е. наибольшее уменьшение содержания растворенного кислорода в воде водоема.

Содержание растворенного кислорода в речной воде изменяется по времени и характеризует процесс потребления кислорода и скорости реаэрации в каждый момент времени.

На рис. 1 приведены кривые зависимости дефицита кислорода от времени для различных температурных условий при внесении в реку одного и того же количества загрязнений. Эти кривые дают представление о наибольшем дефиците кислорода в речной воде после сброса в нее сточных вод, а также о времени наступления его ($t_{кр}$); чем выше температура воды в реке, тем больше этот дефицит и тем скорее он наступает.

На рис. 2 изображена кривая (сплошная) линия реаэрации кислорода через 1 м² спокойной поверхности реки в сутки в зависимости от размера дефицита кислорода, выражаемого в процентах, недостающего для насыщения. Пунктирная линия показывает общее количество кислорода, диффундирующего через поверхность воды и выделяемое при фотосинтезе (при этом происходит отдача кислорода зелеными водными растениями).

В каждом отдельном случае, на основании индивидуального изучения режима реки, должен определиться коэфициент $\alpha$, указывающий,

какая часть общего речного потока смешивается на определенном участке реки с выпускаемой в нее сточной жидкостью и может отдавать последней часть имеющегося в реке растворенного кислорода. Коэфициент этот меньше единицы и зависит от целого ряда условий: места и характера выпуска сточных вод в реку, извилистости русла реки, рельефа дна, скорости течения, соотношения расходов реки и сточных вод, глубины и ширины реки, длины участка реки и т. д.

Изучение смешения основного речного потока с впадающими в него притоками показало неоднородность речной воды на значительном расстоянии от мест впадения притоков.

По наблюдениям Всесоюзного научно-исследовательского института водоснабжения, канализации, гидротехнических сооружений и инженерной геологии — института Водгео, неоднородность воды Волги, после впадения загрязненных притоков, распространяется в слу-

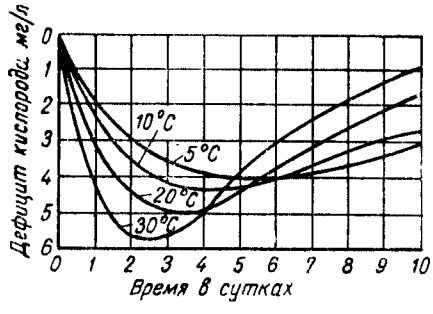



Рис. 1. Кривая зависимости дефицита кислорода от времени при различных температурных условиях

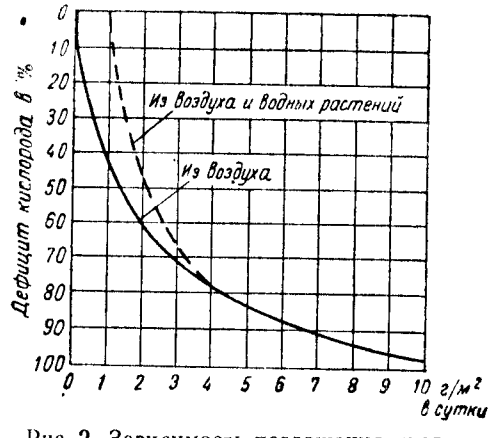



Рис. 2. Зависимость поглощения кислорода водой от дефицита кислорода в последней

чае слияния с реками Тьмакой и Тверцой на 60 км, Окой — 180 км, Сурой — 40 км.

Циркуляционное движение в поперечном сечении реки способствует лучшему перемешиванию сточной жидкости со всей массой речной воды, а следовательно и увеличивает отдачу кислорода речной водой. Поэтому сброс сточных вод целесообразно производить у вогнутых берегов в местах поворотов реки. В случае прямых участков реки, возможно использование идеи проф. Потапова об искусственной циркуляции в поперечном сечении потока путем установки соответствующего направляющего щита [74].

Таблица 9

| Отношение расхода воды в реке к расходу сточных вод | Расход воды в реке $Q$ в м³/сек. | | | |
|---|---|---|---|---|
| | до 5 | 5—50 | 50—500 | более 500 |
| | Время в часах для наступления полного смешения сточных вод с водой реки при концентрированном спуске сточных вод у берега | | | |
| 1:1 — 5:1 | 0,6 | 0,8 | 1,0 | 1,5 |
| 5:1 — 25:1 | 4,5 | 5,5 | 6,7 | 8,0 |
| 25:1 — 125:1 | 12,0 | 13,5 | 17,0 | 22,0 |
| 125:1 — 600:1 | 28,0 | 33,0 | 39,0 | 55,0 |
| Свыше 600 | 56,0 | 66,0 | 77,0 | 112,0 |

В табл. 9 приведены результаты наблюдений по ряду рек, дающие возможность определить время в часах для наступления полного перемешивания сточных вод с водой реки при концентрированном спуске сточных вод у берега [82].

Из табл. 9 по данным $t$ в часах и $v$ м/сек можно определить расстояние $L$ км до пункта полного смешения сточных вод с водой водоема ($L$ км $= 3{,}6\ tv$). Следует иметь в виду условный, ориентировочный характер данных, помещенных в табл. 9.

Для определения коэфициента смешения $\alpha$ в промежуточных пунктах ($l < L$) принимается, что смешение происходит равномерно от места спуска до пункта полного смешения:

$$\alpha = \frac{l}{L}.$$

При вводе сточных вод в фарватер реки время смешения по табл. 9 должно быть уменьшено, примерно, в 1,5 раза, а при диффузионном распределении сточной жидкости — в 3 раза.

М. А. Руффель [82] составил графики определения величины $D$—БПК$_5$ сточных вод, допустимых к выпуску в реку при различном разбавлении сточных вод речными ($n$) и разных величинах БПК$_5$ речной воды.

Графики эти имеют целью облегчить решение уравнений (6) и (7), содержащих неизвестные $L_a$ и $t = t_{кр}$. Графики составлены с учетом того, что по ГОСТ 1324 — 47 вода водоема, после смешения со сточной водой, должна содержать не менее 4 мг/л растворенного кислорода, т. е. $D_{кр} = a - 4$ мг/л.

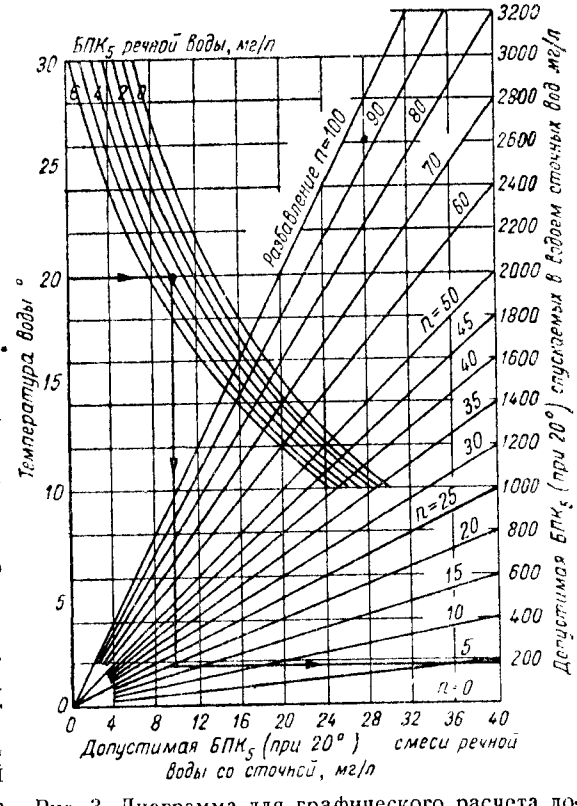



Рис. 3. Диаграмма для графического расчета допустимой БПК$_5$ спускаемых в водоем сточных вод, при коэфициенте реаэрации $K_2 = 0{,}2$

По уравнению (6) $L_a$ — предельно допустимая БПК смеси речной и сточной воды:

$$L_a = \frac{(K_2 - K_1)\,[D_{kp} - D_a \cdot 10^{-K_2 \cdot t_{kp}}]}{K_1\,(10^{-K_1 \cdot t_{kp}} - 10^{-K_2 \cdot t_{kp}})}. \qquad (6')$$

Зная величину $L_a$, а также $L_p$ до сброса сточных вод, $Q_p$ и $q$ (расход сточных вод) и пользуясь равенством:

$$L_{ст.\,в} \cdot q + L_p \cdot Q_p = L_a\,(Q_p + q) \qquad (8)$$

можно определить $L_{ст.\,в}$, при которой допустим выпуск сточных вод в реку.

При решении задачи необходимо учитывать и начальный дефицит кислорода $D_a$, хотя влияние этой величины при небольших ее значениях относительно невелико.

Приведенные уравнения решаются методом подбора. Работа эта большая и весьма кропотливая. Графики М. А. Руффеля облегчают работу по определению величины $L_{ст.\ в}$ и составлены с учетом реаэрации их для различных значений $K_2$ — коэфициента реаэрации. Один из таких графиков при $K_2 = 0{,}2$ представлен на рис. 3.

Для иллюстрации пользования графиком приведем пример определения необходимой степени очистки сточных вод перед выпуском их в реку.

Если первоначальная биохимическая потребность сточной жидкости в кислороде была $E$, то степень необходимой очистки сточных вод перед сбросом их в реку:

$$K = \left(1 - \frac{L_{ст.\ в}}{E}\right) 100\%. \qquad (9)$$

Пример. Определить необходимую степень очистки сточных вод города в количестве 50 000 м³/сутки при коэфициенте неравномерности $K = 1{,}5$. Меженний расход реки $Q_p = 32{,}0$ м³/сек, $v_p = 0{,}25$ м/сек. $БПК_5$ сточной жидкости $E = 300$ г/м³, $БПК_5$ речной воды — 4 г/м³. Коэфициент реаэрации $K_2 = 0{,}2$. Температура речной воды $t = 20°$. Расчетный створ реки находится на расстоянии $l = 6$ км ниже выпуска.

Секундный расход сточных вод с учетом коэфициента неравномерности $K_н = 1{,}5$.

$$q = \frac{50\,000 \times 1{,}5}{86\,400} = 0{,}87 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Коэфициент $\alpha$ использования кислорода речного потока определится как отношение $l : L$. Расстояние до створа полного перемешивания $L$ может быть найдено по табл. 9 при $Q_p = 32$ м³/сек и $q = 0{,}87$ м³/сек.

$$Q_p : q = 32 : 0{,}87 = 36{,}8;$$

$$= 13{,}5 \text{ час.}$$

а

$$L = 3{,}6 \cdot vt = 3{,}6 \times 0{,}25 \times 13{,}5 = 12 \text{ км},$$

тогда

$$l : L = 6 : 12 = 0{,}5,$$

следовательно $\alpha = 0{,}5$.

Разбавление

$$n = \alpha (Q + q) : q = 16{,}43 : 0{,}87 = 19{,}4.$$

По графику (см. рис. 3) при $t = 20°$ и $БПК_5$ речной воды равной 4 г/м³ $L_{ст.\ в} =$ $= БПК_5$ сточной жидкости = 190 г/м³.

Степень необходимой очистки:

$$K = \left(1 - \frac{L_{ст.\ в}}{E}\right) 100\% = \left(1 - \frac{190}{300}\right) 100\% = 36{,}7\%.$$

Графиком М. А. Руффеля (см. рис. 3) можно пользоваться и при любом значении $K_2$, учитывая прямолинейную зависимость между допустимой БПК и константой реаэрации.

Нами использовано это указание и подсчитаны поправочные множители для искомого значения $D$ по найденному значению $D$ для $K_2 = 0{,}2$ и $t = 20°$ (см. табл. 10).

Таблица 10

| $t°$ \ $K_2$ | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30 | 0,31 | 0,46 | 0,61 | 0,76 | 0,91 | 1,06 | 1,21 | 1,36 |
| 25 | 0,45 | 0,67 | 0,89 | 1,11 | 1,33 | 1,56 | 1,77 | 1,99 |
| 20 | 0,67 | 1,00 | 1,33 | 1,66 | 1,99 | 2,32 | 2,65 | 2,98 |
| 15 | 1,01 | 1,48 | 1,95 | 2,42 | 2,89 | 3,36 | 3,83 | 4,30 |
| 10 | 1,49 | 2,22 | 2,95 | 3,68 | 4,41 | 5,14 | 5,87 | 6,60 |

Если определить величину $D$ по графику (см. рис. 3), при условии $t = 20°$ и $K_2 = 0{,}2$, и получить $D = 200$ г/м³, то при $K_2 = 0{,}6$ и $t = 25°$ поправочный коэфициент будет равен 1,56; искомое $D = 200 \times 1{,}56 = 312$ г/м³.

Чем больше реаэрация реки, чем больше коэфициент реаэрации, тем больше величина $D$ — БПК сточных вод, допустимых к выпуску в реку. Характерным примером в этом отношении является р. Кура у Тбилиси. Сточные воды города сбрасываются в реку в сыром виде, и, несмотря на внесение большого количества загрязнений, в реке не наблюдается дефицита кислорода, что объясняется большой скоростью течения воды в реке и, следовательно, большой константой реаэрации р. Куры.

Приведенный метод определения степени очистки сточных вод приемлем лишь для водоемов 3-й категории, так как он основан исключительно на балансе кислорода в речной воде (остаточное количество кислорода в реке после смешения со сточными водами больше 4 г/м³) и не учитывает БПК смеси речной воды со сточной. БПК для водоемов 1-й и 2-й категории, как указано выше, регламентирована указанием, что $БПК_5$ для водоемов 1-й категории должна быть менее 2 г/м³, а для водоемов 2-й категории менее 4 г/м³.

Исходя из формулы (3)

$$L_t = L_{см} \cdot 10^{-K_1 \cdot t},$$

можно определить, какова должна быть $БПК_5$ смеси $L_{см}$ в районе выпуска сточных вод, чтобы в районе хозяйственно-питьевого водопользования ниже по течению реки на расстоянии $l$ км степень чистоты речной воды соответствовала бы требованиям санитарных правил (ГОСТ 1324—47), т. е. чтобы $L_t = БПК_5$ была равна 2 или 4 г/м³, в зависимости от категорий водоема.

Время $t$ определяют как частное от отношения $l : v_p$, где $v_p$ — скорость течения реки. Если $v_p$ дана в см/сек, то $t$ в сутках равно:

$$t = \frac{l \cdot 100\,000}{v_p \cdot 86\,400} = 1{,}16 \frac{l}{v_p}.$$

Величина $K_1$ — константа поглощения кислорода, определяется, в зависимости от температуры, по табл. 7.

Таким образом легко определить:

$$L_{см} = \frac{L_t}{10^{-K_1 \cdot t}}.$$

Расчет можно упростить, пользуясь составленным М. А. Руффелем графиком (рис. 4), на котором по вертикали отложены $БПК_5$ в мг/л для водоемов 1 и 2 категории, а по горизонтали время перемещения воды в сутках.

Пример для иллюстрации пользования графиком.

Определить допустимое $БПК_5$ сточных вод в количестве $q = 400$ л/сек, выпускаемых в реку, с расходом $Q_p = 20$ м³/сек при $L_p = 1$ г/м³, $v_p = 20$ см/сек и $t$ воды $= 15°$.

Ниже выпуска сточных вод на расстоянии $l = 25$ км находится населенный пункт с централизованным речным водоснабжением.

Отношение

$$(Q_p + q) : q = 20{,}4 : 0{,}4 \approx 50;$$

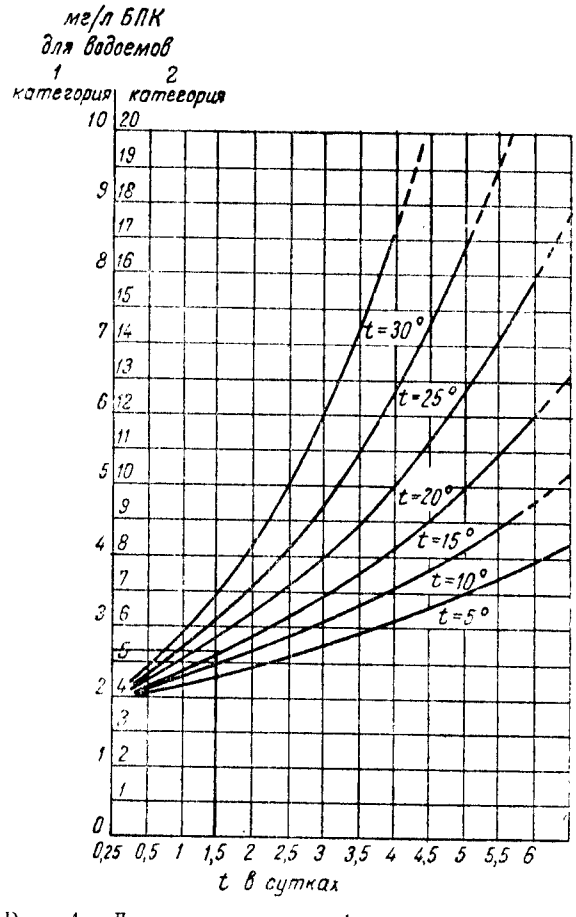



Рис. 4. Диаграмма для графического расчета $z$ смеси в водоемах 1-й и 2-й категорий, в зависимости от времени перемещения воды

при $Q_p = 20$ м³/сек и $(Q_p + q) : q = 50$, согласно табл. 9 на пути к населенному пункту полное смешение речных и сточных вод произойдет в течение 13,5 час.

$$L = 3{,}6 \cdot v_p t =$$

$$= 3{,}6 \times 0{,}2 \times 13{,}5 = 9{,}75 \text{ км}.$$

Так как $L < l$, то $\alpha = 1{,}0$.

По ГОСТ 1324—47 в пределах населенного пункта $БПК_5 = 2$ г/м³.

Время перемещения воды

$$t = 1{,}16 \frac{l}{v_p} = 1{,}16 \frac{25}{20} =$$

$$= 1{,}45 \text{ суток}.$$

По графику (см. рис. 4) при времени перемещения воды $t = 1{,}45$ суток и температуре воды $t = 15°$ $L_{см} = 2{,}6$ г/м³.

Учитывая смешение сточной жидкости $L_{ст}$ с речной водой $L_p$ и допустимую величину $L_{см}$, получаем, что

$$q \cdot L_{ст} = Q\ (L_{см} - L_p) + q \cdot L_{см},$$

откуда

$$L_{ст} = \frac{Q_p}{q}(L_{см} - L_p) + L_{см}.$$

Подставляя соответствующие значения, получаем

$$L_{см} = \frac{20}{0{,}4}(2{,}6 - 1{,}0) + 2{,}6 = 82{,}6 \text{ г/м}^3.$$

Очевидно, что при $БПК_5$ сырой сточной жидкости $L_{ст} > D$ 82,6 г/м³ сточная жидкость должна быть подвергнута предварительной очистке.

Изложенные методы расчетов степени необходимой очистки сточных вод по кислородному режиму реки (остаточное количество кислорода и БПК) относятся, в основном, к бытовым сточным водам. Они могут быть

применены и к тем производственным сточным водам, которые содержат близкие по составу и свойствам органические вещества.

Спуск сточных вод в естественные водоемы регламентируется согласно ГОСТ 1324—47 также и по количеству взвешенных веществ, сбрасываемых в естественный водоем со сточными водами.

Если обозначить количество взвешенных веществ, содержащихся в сточных водах, сбрасываемых в реку, буквой $x$, допускаемое увеличение количества взвешенных веществ в водоеме после спуска сточных вод — $b$ (зависит от категории водоема), первоначальное содержание взвешенных веществ в водоеме $c$, расход реки $Q_p$ и расход сточных вод $q$, то можно составить следующее уравнение:

$$q \cdot x = Q_p b + q(c + b)$$

или

$$x = \frac{Q_p}{q} b + b + c,$$

откуда

$$x - c = b\left(\frac{Q_p}{q} + 1\right). \qquad (10)$$

Пользуясь последним уравнением, легко определить по заданным величинам $Q_p$, $q$ и $b$, чему равно $x - c$, а для данного водоема величина $c$ может быть определена; следовательно, можно вычислить и величину $x$.

Пример. Определить допустимое количество взвешенных веществ в сточной жидкости в количестве $q = 0{,}6$ м³/сек, сбрасываемых в реку с расходом $Q_p = 60$ м³/сек.

Река отнесена к водоемам 2-й категории.

До сброса сточных вод содержание взвешенных веществ в речной воде $c = 20$ мг/л.

Так как водоем 2-й категории, то $b = 0{,}75$ мг/л.

Следовательно:

$$x - c = 0{,}75\left(\frac{60}{0{,}6} + 1\right) = 75{,}75,$$

а

$$x = 75{,}75 + 20 = 95{,}75 \text{ мг/л}.$$

Сточная жидкость до выпуска в реку должна быть так осветлена, чтобы количество взвешенных веществ в ней не превышало 95,75 мг/л.

## § 16. Выпуск сточных вод в море

Значительное количество городов СССР, расположенных на берегу моря (Севастополь, Ялта, Феодосия, Новороссийск, Сочи, Батуми, Баку и др.), спускают в него сточные воды. В этом случае при определении степени очистки приходится исходить из несколько иных соображений и предпосылок, чем при выпуске в реку. Море — это громадный водоем, вода которого находится в беспрерывном движении или под влиянием ветра, или под влиянием течения, вызываемого впадающими в море реками, или каких-либо других причин.

Сброс сточных вод в море нельзя производить в пределах порта; необходимо выпускать эти воды в открытое море, где течение морской воды всегда значительно интенсивнее. Морские течения в отношении их скорости и направления изучают в каждом отдельном случае. На осно-

вании этого изучения для каждого пункта морского водоема определяют основные направления течения и их скорость. Сброс сточных вод в море вблизи берега может быть произведен только при наличии основных течений от берега, а не к нему.

Опыт выпуска сточных вод без очистки в море, произведенный в Одессе в конце прошлого столетия, привел к загрязнению акватории порта, так как в гавани, куда спускались сточные воды, не было водообмена.

В период 1937—1941 гг. в Одессе в зимние месяцы из-за перегрузки полей орошения сточные воды сбрасывались в открытое море, за волноломом, в количестве около 15—20 тыс. куб. метров в сутки. Сброс производился в одной точке, в конце имеющегося ливнеотвода. Исследования, производившиеся в связи со спуском сточных вод в открытое море (при частых штормах), показали отсутствие какого-либо заметного загрязнения как морской воды, так и дна моря.

Произведенные изучения и изыскания по вопросу водоочистительной способности моря у берегов Новороссийска (д-р Е. А. Потеряев) показывают, что при известных условиях море весьма быстро и интенсивно справляется с вносимыми в него загрязнениями. Основным фактором при этом является водообмен. К аналогичным выводам можно придти и на основании изучения очистительной способности моря в пределах Бакинской бухты (доц. М. И. Атлас).

В морской воде при одинаковых температурных условиях содержится меньшее количество растворенного кислорода, чем в речной, но восстановление кислородного режима в морской воде происходит значительно быстрее благодаря интенсивной реаэрации. Особенно благоприятны в этом отношении условия прибрежной полосы морского водоема: самый малый накат воды благоприятствует насыщению морской воды кислородом.

Хотя реаэрация происходит более интенсивно у берега, все же сточные воды не следует выпускать в море в этом месте: выпуск их необходимо выносить на некоторое расстояние от берега, определяемое местными условиями и исчисляемое обычно сотнями метров. Выпуск не следует производить в одной точке компактной струей; необходимо устраивать его разветвленным в виде многих струй.

Выносить выпуск в море на большие глубины, превышающие 6—8 м, нет оснований, так как устройство такого выпуска резко удорожается.

Если в море не наблюдается явно выраженных течений и последние возникают только при действии ветра, то при решении вопроса о спуске сточных вод следует использовать существующую определенную зависимость между скоростью ветра и течением морской воды [4]. В поверхностных слоях морской воды возникают течения, направленные в сторону движения ветра; наоборот, в более глубоких, придонных слоях течения — обратного направления.

Скорость ветровых течений в верхних и нижних слоях в Каспийском море у Баку определена в 2,0—2,5% от скорости ветра. Для других морских побережий эта величина достигает 3—5%.

Для предварительных подсчетов скорость морских течений может быть принята, на основании приведенных данных, в 2,5% от скорости ветра.

Однако такой скоростью обладают лишь поверхностные и придонные слои, имеющие обратные течения; на половине глубины скорость значительно меньше и часто близка нулю. Так как ветры в данном пункте в разное время имеют различные направления (роза ветров), то выпускную трубу желательно располагать нормально к направлению господствующих ветров и относить ее настолько от берега, чтобы при действии нагонных к берегу ветров сточная жидкость успела бы обезвредиться.

При определении степени очистки сточных вод перед выпуском их в море следует учитывать, что относительно пресные сточные воды, выпускаемые в морские воды у дна, быстро всплывают и концентрируются на поверхности водоема, при этом в поверхностные слои моря поступает около 75 % от общей БПК сточных вод, а остальные 25% БПК снижаются за счет процессов, происходящих в придонной части морской воды.

В районе выпуска сточных вод в море получается зона загрязнения — акватория, в пределах которой завершается процесс самоочищения. На границах зоны загрязнения БПК морской воды всюду одинакова и равна БПК морской воды, приносимой течением в зону загрязнения.

По данным М. И. Атлас [5], существует определенное соотношение между длиной $l$ и шириной $b$ зоны загрязнения:

$$b=0{,}7l.$$

Для определения времени прохождения процесса самоочищения в условиях морской воды М. И. Атлас предлагает использовать формулу

$$L_t = L_a \cdot 10^{-K_1 \cdot t},$$

причем $L=БПК_5$ на границе зоны загрязнения принимается равным 2 г/м³ (эта величина может быть увеличена для морских вод до 4 г/м³).

$L_a$ — $БПК_5$ загрязненной воды может быть определена по зависимости:

$$L_a = L_t + \frac{БПК_{ст.\ воды} \cdot K}{Q} \qquad (11)$$

где: $БПК_{ст.\ воды}$, равная $БПК_5$ сточной воды, поступающей в поверхностные слои в течение суток, принимаемая равной 0,75 от общей $БПК_5$ суточного количества сточных вод;

$Q$ — суточный расход морской воды в м³, проходящей через зону загрязнения в ее поверхностных слоях и смешивающейся со сточными водами:

$$Q = bv \cdot 86\,400 \frac{H}{2},$$

при этом: $H$ — глубина моря в месте выпуска сточных вод в м;

$v$ — средняя скорость течения поверхностного слоя в м/сек;

$K$ — коэфициент неравномерности поступления загрязнений в морскую воду.

В последней формуле для $Q$ не уточнена величина $b$ — ширина зоны загрязнения. Выше было указано, что $b=0{,}7l$; величина же длины загрязнения $l$ может быть найдена после определения времени прохождения процесса самоочищения по формуле (3).

Поэтому задача должна быть разрешена методом подбора, путем постепенного подхода к определению величины $t$ в сутках.

Величина $K_1$ — скорость биохимического потребления кислорода должна быть определена на основании исследования условий самоочищения моря в том или ином месте (по данным М. И. Атласа для Бакинской бухты $K_1 = 0{,}95$).

С целью поддержания береговой полосы моря в незагрязненном состоянии, желательно устроить между береговой линией и границей зоны загрязнения разрыв в 200—300 м.

Определенное по расчету расстояние удаления точки выпуска сточных вод от берега можно было бы и уменьшить, если подвергнуть сточную жидкость, перед выпуском ее в море, дополнительной очистке и

снизить таким образом БПК сточной жидкости. Правильным будет то решение, при котором ежегодные затраты на эксплоатацию очистной установки, с учетом необходимых капиталовложений на строительство очистной установки и выпускного трубопровода, будут наименьшими.

Приведенное решение по установлению места выпуска сточной жидкости в море в увязке со степенью предварительно необходимой очистки является приближенным. Однако, при недостаточной изученности вопроса самоочищения морской воды, приведенным приемом расчета приходится временно пользоваться для решения практических задач.

Как при выпуске сточных вод в мощные реки, так и при выпуске их в море необходимо осветлять сточную жидкость, имея в виду, что плавающие грязные частицы могут быть легко перенесены к берегу. Осаждающиеся загрязнения при отгонных от берега поверхностных течениях могут также приноситься к берегу обратными или донными течениями.

Если исследования покажут возможность направления течения смеси морской и сточной жидкостей к пляжам, то сточные воды перед выпуском их в море должны быть дезинфицированы.

Глава IV

# КЛАССИФИКАЦИЯ МЕТОДОВ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД

## § 17. Сооружения для механической очистки бытовых сточных вод

Нерастворенные минеральные и органические вещества, содержащиеся в сточных водах, могут быть разделены на три группы: 1) частицы тяжелые, влекомые по лотку каналов и сравнительно быстро осаждающиеся; 2) частицы взвешенные, осаждающиеся весьма медленно; 3) частицы плавающие.

Влекомые по дну и быстро осаждающиеся частицы — вещества преимущественно минеральные; медленно осаждающиеся взвешенные частицы и плавающие — органического происхождения.

Сооружения для механической обработки сточных вод разделяются в зависимости от характера задерживаемых ими частиц на три типа:

1. Песколовки, отделяющие наиболее тяжелые минеральные частицы.

2. Решетки и сита, удаляющие из сточной жидкости плавающие и наиболее крупные взвешенные частицы.

3. Отстойники, служащие в основном для удержания органических частиц, способных сравнительно быстро осаждаться.

Отстойники, предназначенные для удаления из сточной жидкости легких жировых примесей, называются жироловками.

Отстойники, в зависимости от характера движения в них сточной жидкости и методов обезвреживания оседающих в них частиц (ила) устраивают нескольких типов:

а) отстойники горизонтальные и вертикальные, из которых ил удаляется и обезвреживается вне отстойников;

б) септик-тенки — горизонтальные отстойники, в которых происходит не только осветление сточной жидкости, но и перегнивание осаждающегося ила:

в) двухъярусные бассейны, верхняя часть которых представляет собой горизонтальный отстойник, а нижняя — камеру гниения осаждающегося ила (септическая часть отстойника).

К числу сооружений для механической очистки сточных вод необходимо отнести и сооружения, служащие для обработки получающегося при осветлении сточных вод осадка (ила). Такими сооружениями являются отдельно стоящие загниватели, называемые метантенками; в них происходит сбраживание ила в анаэробных условиях, в результате чего получаются газ метан и сброженный осадок, который может быть использован в качестве удобрения или топлива после обезвоживания на иловых площадках или на вакуумфильтрах.

## § 18. Классификация существующих сооружений для биологической очистки сточных вод

Существующие в настоящее время сооружения для биологической очистки сточных вод могут быть разделены на два основных типа: 1) сооружения, в которых происходит биологическая очистка в усло-

виях, близких к естественным, и 2) сооружения, в которых очистка сточных вод происходит в искусственно созданных условиях.

Сооружения для биологической очистки в естественных условиях в свою очередь могут быть разделены на сооружения, в которых происходит фильтрация очищаемых сточных вод, и на сооружения, представляющие собой бассейны, заполненные неподвижной или медленно протекающей очищаемой сточной жидкостью. В сооружениях первого типа воздух проходит внутрь фильтра на некоторую глубину и питание кислородом идет за счет непосредственного поглощения его микроорганизмами из воздуха. В сооружениях второго типа питание кислородом идет, главным образом, за счет диффундирования его через поверхность воды (реаэрация).

К числу первых сооружений относят поля орошения и поля фильтрации, к числу вторых — биологические пруды.

Для биологической очистки в естественных условиях не требуется обязательной предварительной обработки сточной жидкости, но выделение в отстойниках большей части нерастворенных веществ дает возможность увеличить нагрузки на сооружения, предназначаемые для биологической очистки.

В сооружениях для биологической очистки в естественных условиях происходят весьма разнообразные и сложные физические и биохимические процессы, связанные с удержанием и переработкой нерастворенных, коллоидальных и растворенных органических веществ. В этих сооружениях нет расчленения процессов очистки по таким отдельным частям сооружения, которые были бы для этого специально приспособлены; в результате весь процесс очистки протекает недостаточно интенсивно.

Предварительная обработка сточных вод, служащая для удаления бо́льшей части нерастворенных веществ, облегчает последующую биологическую очистку.

К числу сооружений для биологической очистки сточных вод в искусственных условиях необходимо отнести биологические фильтры, аэрофильтры, высоконагружаемые биофильтры и аэротенки.

Изложенная выше классификация сооружений для биологической очистки сточных вод зависит от того, происходит ли очистка сточных вод в естественных условиях или в искусственно созданных. Применяют также классификацию по признаку прохождения сточной жидкости через сооружение и питания последнего кислородом.

С этой точки зрения названные выше сооружения могут быть разделены на две категории: сооружения, через которые сточная жидкость фильтруется, и сооружения, в которых вода медленно движется в горизонтальном направлении.

К числу сооружений первой категории могут быть отнесены: поля орошения, поля фильтрации, биологические фильтры, высоконагружаемые биофильтры, аэрофильтры. Ко второй категории сооружений могут быть отнесены биологические пруды и аэротенки.

Поля орошения, поля фильтрации и биологические пруды представляют сооружения с наименее интенсивным прохождением процесса очистки сточных вод, тогда как в остальных сооружениях процесс очистки искусственно созданными условиями интенсифицирован.

Интенсивность прохождения процесса очистки сточных вод в том или ином сооружении определяется окислительной мощностью сооружения, под которой понимается количество граммов кислорода, получаемое с 1 м$^3$ сооружения в сутки и используемое для снижения биохимической потребности в кислороде сточных вод, окисления аммонийных солей до нитритов и нитратов и повышения в сточных водах растворенного кислорода. Величина окислительной мощности

весьма различна для отдельных сооружений; в дальнейшем окислительная мощность будет обозначаться двумя буквами — ОМ.

ОМ для данного сооружения зависит от температурных условий, качества подаваемой на сооружение сточной жидкости, а также и от количества ее.

По предложению А. Т. Деминой, внесено понятие производственной мощности фильтров, близкое к окислительной мощности, но увязанное с результатами очистки сточных вод.

Производственную мощность фильтров выражают максимальным количеством органических загрязнений (по $БПК_5$), которое можно давать на 1 м³ фильтра в сутки при длительной его работе с устойчивой нагрузкой, и получением очищенной сточной жидкости, отвечающей по качеству определенным требованиям, которые в разных случаях могут быть неодинаковы. Производственная мощность фильтров — величина, меняющаяся в зависимости от температуры и качества очищенной сточной жидкости.

После биологической очистки в сточной воде резко уменьшается количество бактерий (на 99% и более). Для уничтожения патогенных (болезнетворных) микроорганизмов, могущих еще остаться в очищенной воде, ее перед выпуском в естественные водоемы подвергают дезинфекции.

## § 19. Основные схемы очистных сооружений

На очистных станциях устраиваются сооружения для очистки сточных вод и сооружения для обработки нерастворенных (взвешенных) веществ — ила, удаленных из сточных вод. Кроме этих основных сооружений на площадке очистной станции, в зависимости от местных условий и принятых методов очистки сточных вод, может явиться необходимость разместить насосные станции для перекачки сточных вод и ила, воздуходувную станцию, котельную, газгольдер и другие сооружения.

Сооружения для очистки сточных вод представляют собой комплекс отдельных устройств, расположенных друг за другом. Все данные, необходимые не только для правильного расположения этих сооружений в плане, но также и для составления продольного профиля их с указанием отметок для одних сооружений по воде, а для других — по илу, возможно будет получить только после изучения работы сооружений и методов расчета их.

Сооружения для механической очистки сточных вод устанавливаются последовательно одно за другим так, чтобы первые производили наиболее грубое осветление сточных вод и выделяли наиболее тяжелые или наиболее крупные частицы, а последующие удаляли из сточных вод основную массу легких нерастворимых загрязнений.

На схеме 1 (рис. 5) сооружения расположены в следующей последовательности: 1) песколовки для удаления тяжелых нерастворимых, по преимуществу минеральных, загрязнений; 2) решетки для задержания тех объемных загрязняющих воду веществ органического и минерального происхождения, которые не были задержаны в песколовке; 3) отстойники для удаления из сточной жидкости осаждающихся мелких и сравнительно легких, главным образом, органических веществ; 4) контактные бассейны, в которых происходит контакт осветленной воды с хлором с целью уменьшения количества микроорганизмов и уничтожения патогенных (болезнетворных) бактерий (дезинфекция). После дезинфекции вода, обработанная указанными методами, может быть спущена в водоем самотеком, если по местным условиям это возможно, или же перекачана насосами.

Ил из отстойников направляется в метантенки. Здесь происходит обезвреживание ила путем его выгнивания: образующиеся при этом газы

используются в зависимости от местных условий для разных целей: для двигателей внутреннего сгорания, для подогрева ила в метантенках, для зарядки автомобилей, для освещения и пр.

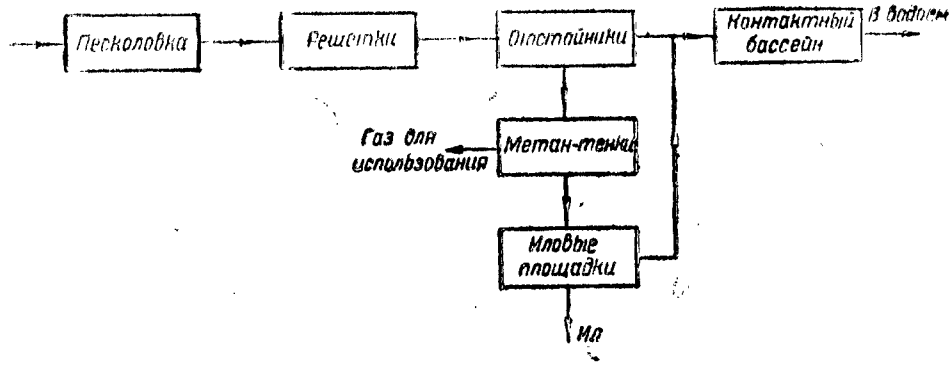



Рис. 5. Схема № 1

Перегнивший осадок из метантенка направляется для обезвоживания на иловые площадки или в вакуумфильтры, после этого обезвоженный осадок транспортируется на поля для удобрения или исполь-

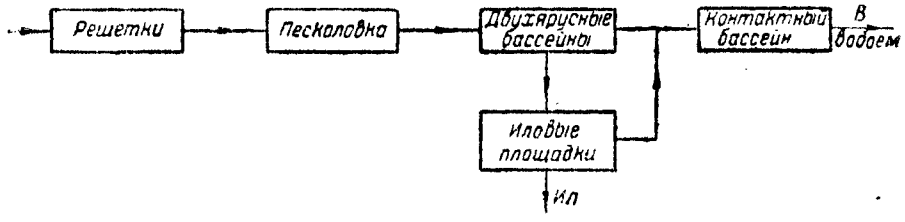



Рис. 6. Схема № 2

зуется в качестве топлива, а дренирующаяся вода присоединяется к общему потоку сточной жидкости до контактного бассейна.

В зависимости от местных условий и количества очищаемых вод в одних случаях целесообразно применение двухъярусных бассейнов,

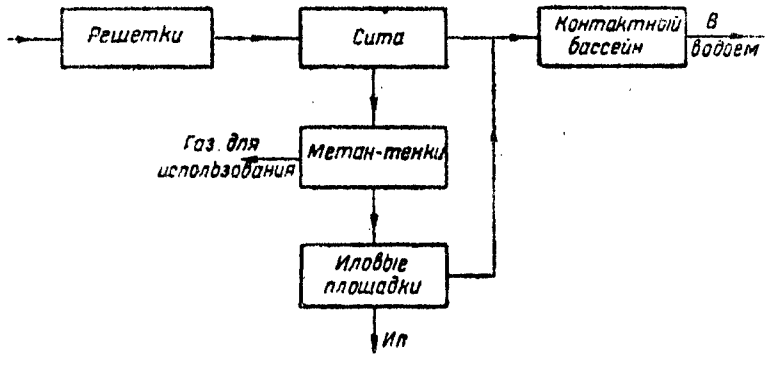



Рис. 7. Схема № 3

где обе операции (осветление воды и выгнивание осадка) совмещены (схема 2, рис. 6), в других — отстойников и метантенков.

На схеме 3 (рис. 7) песколовки и отстойники заменены ситами.

Эти три схемы дают представление о компоновке сооружений при механической очистке сточных вод; число возможных на практике схем значительно больше. Кроме того, даже приведенные схемы могут иметь весьма разнообразные варианты в зависимости от того, какие типы сооружений, имеющих одноименное название, применены; так, например: песколовки могут быть вертикального и горизонтального типов; решетки могут быть неподвижные и подвижные; удаление задержанных в них загрязнений может производиться вручную или механически; сита могут иметь самые разнообразные конструкции; отстойники могут быть вертикальные, горизонтальные, радиальные; метантенки могут быть одно-

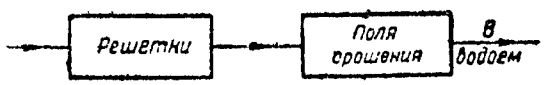



Рис. 8. Схема № 4

ступенными и двуступенными с подогревом осадка или без подогрева, с механическим перемешиванием его или без перемешивания и т. д.

Выбор той или иной схемы сооружений зависит во многом от местных условий, а также от количества очищаемых сточных вод.

В схемах 4—9 (рис. 8—13) показано расположение сооружений для очистки воды и обработки ила для тех случаев, когда по местным условиям требуется применение биологической очистки.

По схеме 4 (рис. 8) сточная жидкость после прохождения через решетки направляется для очистки и утилизации на поля орошения; вытекающая из дренажа очищенная вода сбрасывается в водоем.

По схеме 5 (рис. 9) сточная жидкость, пройдя через решетки, поступает в отстойники для осветления, откуда дальше направляется на

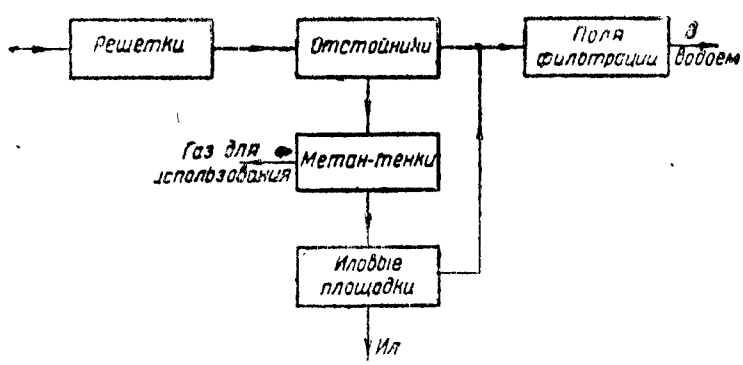



Рис. 9. Схема № 5

поля фильтрации и затем в водоем; применение отстойников для удаления легких нерастворимых веществ позволяет дать большую нагрузку на поля фильтрации; кроме того, отстойники улучшают качество сточной жидкости с санитарно-гигиенической точки зрения. Ил из отстойников поступает в метантенк для перегнивания, откуда для обезвоживания он направляется на иловые площадки.

По схеме 6 (рис. 10) сточная жидкость проходит песколовку решетки, отстойники и далее поступает для биологической очистки в биологические пруды. Обработка ила ведется так же, как по схеме 5. В некоторых случаях перед поступлением в биологические пруды сточная жидкость разбавляется речной водой, что облегчает биологическую очистку в прудах.

По схеме 7 (рис. 11) подготовка сточной жидкости перед биологической очисткой производится на решетке, в песколовке и в двухъярусных бассейнах; самая очистка происходит на биофильтрах, за которыми следует вторичный отстойник, улавливающий из очищенной воды нерастворимые вещества, выносимые из биофильтров; вторичный отстойник служит также контактным бассейном для очищенной сточной жидкости перед выпуском ее в водоем.

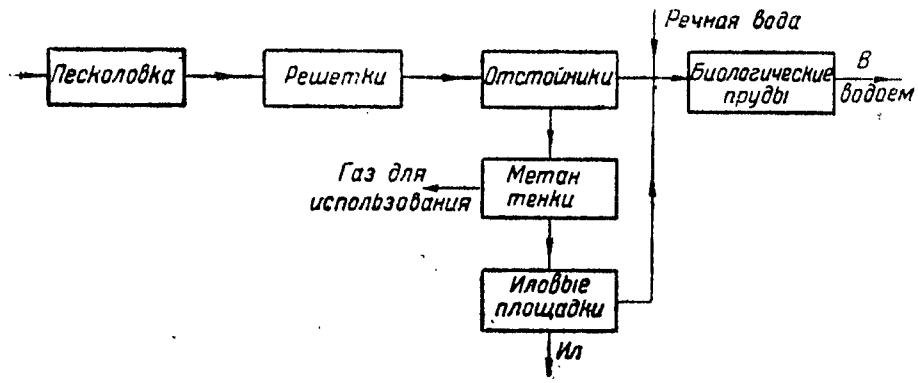



Рис. 10. Схема № 6

По схеме 8 (рис. 12) подготовительная обработка сточной жидкости ведется в песколовке, на решетках, в жироловках и в отстойниках; очистка производится в аэротенках, затем во вторичных отстойниках и заканчивается в биологических прудах; после этого вода выпускается в водоем. Ил из первичных отстойников обрабатывается в метантенках и далее обезвоживается в вакуумфильтрах. Часть ила (активного) из вторичных отстойников перекачивается в аэротенки, а остальная часть (избыточный ил) — на вакуумфильтры.

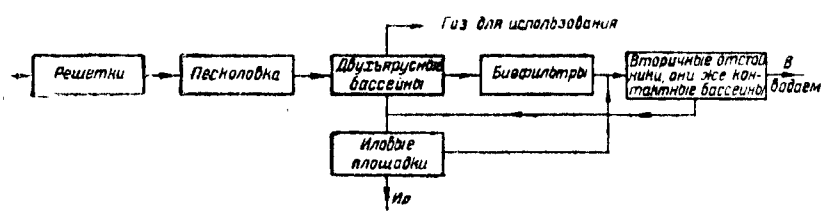



Рис. 11. Схема № 7

По схеме 9 (рис. 13) предварительная обработка сточной жидкости проводится так же, как по схеме 8; осветленная жидкость поступает в аэротенки на неполную очистку, далее она идет во вторичный отстойник, на биофильтр, затем в биологические пруды и, наконец, в водоем.

Выбор типа сооружения по биологической очистке сточных вод зависит от целого ряда причин и условий, основные из которых: степень очистки сточных вод, размер площадки для очистных сооружений (наибольшие площадки требуются для устройства полей орошения, наименьшие — для аэротенков), рельеф площадки (горизонтальные площадки менее пригодны для устройства биофильтров; наоборот, площадки с очень крутым рельефом непригодны для устройства полей орошения). При всех прочих равных условиях необходимо учитывать экономические показатели стоимости и эксплоатации сооружений.

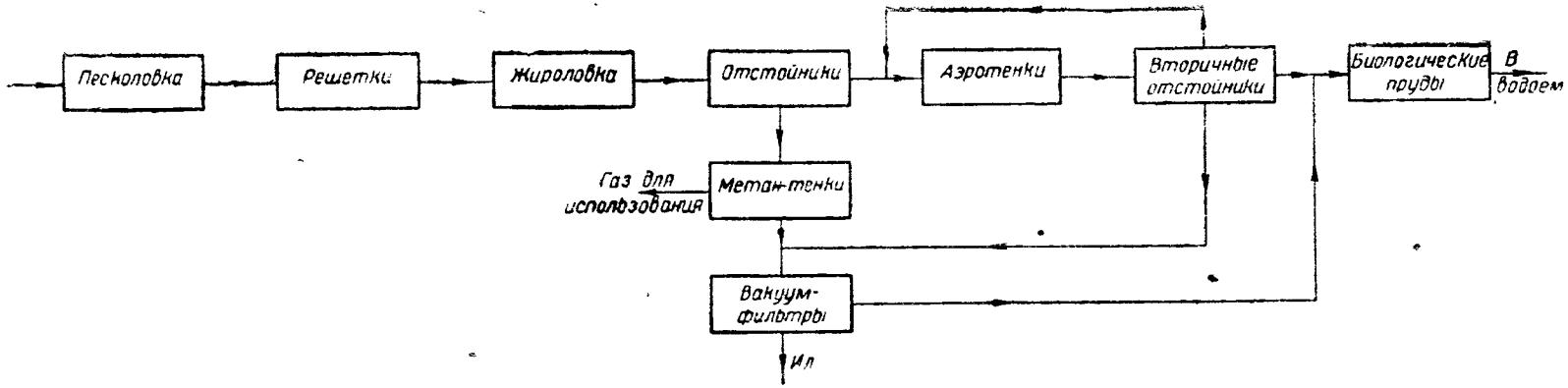



Рис. 12. Схема № 8

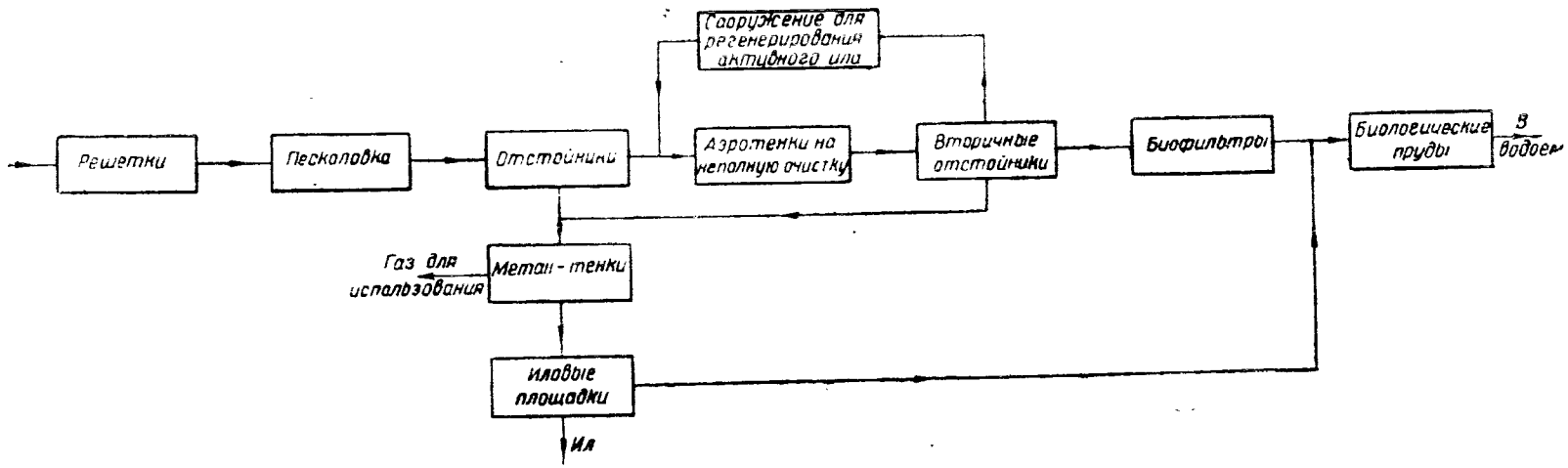



Рис. 13. Схема № 9

Проектируя сооружения для очистки сточных вод, нужно помнить, что сточная жидкость должна двигаться самотеком в пределах самих сооружений. Сточная жидкость должна быть подведена к одной из наиболее высоких точек площадки очистных сооружений (самотеком или при помощи насосной станции), а оттуда самотеком пройти через все сооружения для очистки.

Это требует расположения сооружений, через которые сточная жидкость проходит в первые этапы очистки, на наиболее высоких точках очистной площадки.

Площадка очистных сооружений не должна быть заливаема высокими водами во избежание возможного разрушения сооружений.

Глава V

# ПЕСКОЛОВКИ

## § 20. Общие соображения

Песколовки служат для выделения из сточной жидкости сравнительно крупных минеральных частиц — песка, щебня и пр.

Наличие этих веществ в сточной жидкости неблагоприятно отражается на исправной работе металлических частей сооружений для механической обработки сточных вод (решетки, сита) и насосов, а также затрудняет работу тех сооружений, в которых происходит септическая переработка ила сточных вод (септики, двухъярусные бассейны, метантенки).

Особенно трудно удалять ил с песком из отстойников. Органические вещества, покрывающие песчинки, способствуют склеиванию их, в силу чего угол естественного откоса ила с песком резко увеличивается. При гидравлическом удалении из отстойников ила с песком приходится выпускать большое количество сточных вод, затрудняющих дальнейшую обработку ила. Песчинки затрудняют эксплоатационное обслуживание очистных сооружений, оседая в пазах щитов, задвижек и пр.

Выпуск специальных центробежных насосов, перекачивающих жидкость с твердыми частицами, не вполне еще разрешил задачу с экономической точки зрения. Дороговизна самих насосов, частая смена частей их, необходимость очистки насосов диктуют желательность освобождения сточных вод от песка путем предварительного пропуска их через песколовки.

Основной принцип сооружений для освобождения сточной жидкости от песка состоит в устройстве на пути ее протекания резервуара с уменьшенными в нем, по сравнению с канализационными коллекторами, скоростями движения воды; эти скорости, обеспечивающие выпадение твердых минеральных частиц, должны превосходить скорости, при которых начинается выпадение более мелких и легких органических частиц, удерживаемых в отстойниках.

## § 21. Типы песколовок и их расчет

В зависимости от основного направления движения сточной жидкости песколовки разделяются на вертикальные и горизонтальные.

Наиболее распространены горизонтальные песколовки. Для расчета горизонтальных песколовок различными авторами предлагаются скорости в пределах от 5 до 60 см/сек. Выбор величины скорости зависит от системы канализации, характера уличного покрова, состава сточных вод, конструкции песколовки и других факторов. В условиях городов СССР можно принять оптимальные скорости в горизонтальных песколовках 20—30 см/сек, не допуская понижения их ниже 10 см/сек в часы наименьших расходов, во избежание выпадения в песколовках органических веществ. Время прохождения сточной жидкости через песколовку принимают в пределах от 0,5 до 2,0 мин.

Чем длинее песколовка, тем, при прочих равных условиях, она может больше задержать песка. Наиболее часто длина песколовки $L$ принимается до 20 м.

Так как песколовки значительное время работают на неполную нагрузку (первое время после устройства канализации, в ночное время), то действительные скорости будут меньше оптимальных расчетных; это может вызвать выпадение в песколовках не только песка, но и органических частиц, что приводит к загниванию осадков. Во избежание этого необходимо устраивать не одну камеру песколовки, рассчитанную на пропуск всего расхода, а 2—3 с тем, чтобы во время малых расходов сточной жидкости работали не все камеры, а только часть их.

Основные размеры песколовок определяются в зависимости от заданного расхода сточных вод $Q_{наиб}$ м³/сек, принятой оптимальной средней теоретической скорости $v$ м/сек и времени прохождения сточной воды через песколовку $t$ мин.

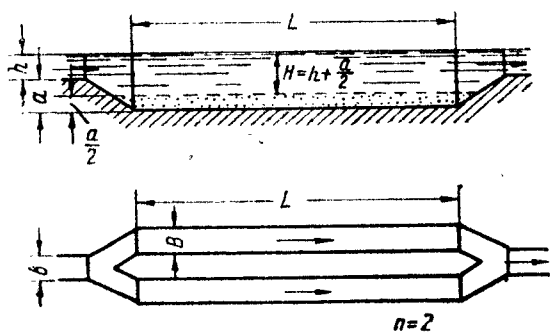



Рис. 14. Схема горизонтальной песколовки. Продольный разрез и план

Длина песколовки $L$ определяется по формуле:

$$L = vt \cdot 60 \text{ м}. \qquad (12)$$

Поперечное сечение всех камер песколовки определяется исходя из теоретического предположения, что вода в песколовке протекает по всему поперечному сечению:

$$\Omega = \frac{Q_{наиб}}{v} \text{ м}^2. \qquad (13)$$

Размеры каждой из камер ($B$ и $H$) можно определить, принимая следующие предпосылки (рис. 14).

Дно песколовки — плоское, располагается ниже дна подводящего канала на некоторую глубину $a$, принимаемую обычно до 1 м.

Так как в нижней части песколовки будет откладываться песок, то при расчете сечения песколовок нужно принимать не всю величину $a$, а только часть ее — $\alpha$ обычно не больше 0,5; нижняя часть песколовки глубиной $(1 - \alpha)$. $a$ служит для осаждающегося в песколовке песка.

Если глубина воды в подходящем к песколовке канале равна $h$, то $H$ — рабочая глубина протекающей воды в песколовке:

$$H = h + \alpha a. \qquad (14)$$

Зная необходимую площадь всех камер песколовки $\Omega$, количество камер песколовок $n$ и рабочую глубину воды в песколовке $H$, можно определить ширину каждой камеры $B$:

$$B = \frac{\Omega}{nH} \text{ м}. \qquad (15)$$

Ширина камеры песколовки устраивается не меньше ширины подводящего канала $в$.

Полученные размеры песколовки должны быть проверены на скорость при пропуске наименьшего расхода по всем или через одну из камер песколовки.

Скорости $v_{наиб}$ и $v_{наим}$ должны быть в пределах 0,30—0,10 м/сек.

Предельное время между двумя очистками горизонтальной песколовки может быть определено, исходя из запроектированной высоты нижней части песколовки для осаждающегося песка $a(1-\alpha)$ и количества осадков на 1000 человек в сутки, принимаемого обычно в 15—30 л с содержанием воды до 50%.

Пример. Определить размеры двухкамерной горизонтальной песколовки на канализационной установке с расходом $Q=40\,000$ м³ сточных вод в сутки. Глубина воды в подводящем канале $h=0{,}7$ м при $Q_{наиб}$. Коэфициент неравномерности $K=1{,}5$.

Принимаем скорость движения в песколовке $v=0{,}30$ м/сек, время прохождения через песколовку $t=1{,}0$ мин., углубление песколовки $a=0{,}8$ м, $\alpha=0{,}5$.

Тогда длина песколовки:

$$L=vt\cdot 60=0{,}30\times 1{,}0\times 60=18 \text{ м}.$$

Поперечное сечение песколовки:

$$\Omega=\frac{QK}{86\,400\cdot v}=\frac{40\,000\times 1{,}5}{86\,400\times 0{,}3}=2{,}32 \text{ м}^2.$$

Общая рабочая глубина в песколовке:

$$H=h+\alpha a=0{,}7+0{,}5\times 0{,}8=1{,}1 \text{ м}.$$

Ширина каждой камеры при наличии двух камер ($n=2$):

$$B=\frac{\Omega}{nH}=\frac{2{,}32}{2\times 1{,}1}=1{,}05 \text{ м}.$$

Проверим величину скорости при минимальном расходе:

$$Q_{наим}=0{,}75\,Q_{ср};\quad h_{наим}=0{,}4 \text{ м}.$$

$$v_{наим}=\frac{Q\cdot 0{,}75}{nBH_{наим}}=\frac{40\,000\times 0{,}75}{2\times 1{,}05\times 0{,}8\times 86\,400}=0{,}207 \text{ м/сек}.$$

В приведенном примере расчета горизонтальной песколовки при норме водоотведения $q=100$ л на человека в сутки, песколовкой может быть обслужено:

$$N=\frac{Q}{q}=\frac{40\,000}{0{,}1}=400\,000 \text{ человек}.$$

Количество осадков на 1 000 человек в сутки принимаем 15 л; следовательно, общее суточное накопление песка составит:

$$S=\frac{15\times 400\,000}{1000}=6\,000 \text{ л}=6 \text{ м}^3.$$

Объем нижней части песколовки:

$$V=na(1-\alpha)BL,$$

где $n$ — число камер песколовки, равное 2.

$$V=2\times 0{,}8(1-0{,}5)\times 1{,}05\times 18{,}0=15{,}2 \text{ м}^3,$$

откуда

$$t=\frac{V}{S}=\frac{15{,}2}{6}\approx 2{,}5 \text{ суток}.$$

Для расчета горизонтальных песколовок может быть использован метод математической статистики, предложенный проф. М. А. Великановым [15] для расчета отстойников в гидротехническом строительстве, по существу являющихся песколовками.

Точный расчет по этому методу весьма сложен и не всегда обеспечен необходимыми расчетными данными. Указанное положение позволяет рекомендовать более простые расчеты, учитывающие определенную вероятность выпадения частиц в песколовке.

Так, проф. Д. Я. Соколов [87] предлагает рассчитывать длину песколовки (отстойника) по формуле:

$$L_{наиб} = \alpha H \frac{v}{u_0}, \qquad (16)$$

где: $\alpha$ — поправочный множитель, учитывающий среди влекомых водой примесей наличие частиц различного диапазона как по величине, так и по форме, но в пределах заданной фракции. По опытным данным проф. Д. Я. Соколова, коэфициент $\alpha$ при изменении фракций от 0,3 до 3,0 мм может быть принят равным 1,35;

$H$ — глубина воды в песколовке в м;

$v$ — горизонтальная скорость движения сточной жидкости в песколовке в м/сек;

$u_0$ — вертикальная скорость падения песчинок в м/сек. При движении песчинок в условиях турбулентного потока скорость

$$u_0 = \sqrt{v_0^2 - w^2},$$

где: $v_0$ — гидравлическая крупность частиц в мм/сек;

$w$ — вертикальная составляющая скорости движения в песколовке, равная 0,05 $v$.

Величина гидравлической крупности песчаных частиц с объемным весом 2,65 зависит от размеров частиц, их формы и характера и температуры жидкости, в которой происходит падение.

По опытным данным проф. Д. Я. Соколова [87], величины гидравлической крупности частиц ($v_0$) для частиц округленной формы приведены в табл. 11.

Таблица 11

| Размер частиц в мм | Гидравлическая крупность частиц $v_0$ в мм/сек |
|---|---|
| 0,3—0,5 | 50,7 |
| 0,6—0,8 | 111,0 |
| 0,8—1,0 | 125,4 |
| 1,0—1,5 | 148,0 |
| 2,0—2,5 | 214,1 |
| 2,5—3,0 | 222,1 |
| 3,0—4,0 | 254,4 |

Приведенные в табл. 11 значения даны для условий чистой воды.

На основании изложенного расчет горизонтальной песколовки сводится к следующему: по заданному расходу $Q$ и глубине воды в подводящем канале $h$ задаются рабочей глубиной в песколовке $H$ ($H = h + \alpha \cdot a$) и скоростью движения $v$, а также величиной гидравлической крупности $v_0$.

По формуле (16) определяют длину песколовки.

Ширина песколовки $B_{общ}$ определяется из соотношения:

$$B_{общ} = \frac{Q}{vH}.$$

Ширина отдельных камер песколовки желательна в пределах до 1,0—1,5 м. Наименьшее количество камер $n = 2$. Время прохождения сточной жидкости через песколовку

$$t = \frac{L}{v} \text{ сек.}$$

Инж. А. А. Карпинским (Мосочиствод) предложен аналогичный метод расчета горизонтальных песколовок. А. А. Карпинский предлагает горизонтальный поток $Q$ заменить равным ему вертикальным. Площадь зеркала воды в песколовке $\Omega$ получается равной:

$$\Omega = \frac{Q}{u_0} \tag{17}$$

(все размеры в метрах). Ширина песколовки $B$ при числе камер $n$,

$$B = \frac{Q}{Hvn}, \tag{18}$$

а длина песколовки

$$L = \frac{\Omega}{nB}. \tag{19}$$

Пример. Условия приведены выше на стр. 43.

Принимаем $v = 0{,}30$ м/сек, углубление песколовки $a = 0{,}8$ м, $\alpha = 0{,}5$; следовательно, $H = h + \alpha a = 0{,}7 + 0{,}4 = 1{,}1$ м.

Величину гидравлической крупности, согласно табл. 11, принимаем 50,7 мм/сек (для частиц диаметром 0,3—0,5 мм).

Скорость падения в текущей жидкости со скоростью $v = 0{,}3$ м/сек:

$$u_0 = \sqrt{v_0^2 - w^2} = \sqrt{50{,}7^2 - (0{,}05 \times 300)^2} = \sqrt{2540 - 225} =$$

$$= 48{,}0 \text{ мм/сек} = 0{,}048 \text{ м/сек.}$$

По Д. Я. Соколову:

$$L = \alpha H \frac{v}{u_0} = 1{,}35 \times 1{,}1 \frac{0{,}3}{0{,}048} = 9{,}3 \text{ м.}$$

$$B_{общ} = \frac{Q}{vH} = \frac{40\,000 \times 1{,}5}{86\,400 \times 0{,}3 \times 1{,}1} = 2{,}10 \text{ м.}$$

При $n = 2$

$$B = \frac{B_{общ}}{n} = \frac{2{,}10}{2} = 1{,}05 \text{ м.}$$

Время прохождения сточной жидкости через песколовку:

$$t = \frac{L}{v} = \frac{9{,}3}{0{,}3} = 31 \text{ сек.}$$

По А. А. Карпинскому:

$$\Omega = \frac{Q}{u_0} = \frac{40\,000 \times 1{,}5}{86\,400 \times 0{,}048} = 14{,}4 \text{ м}^2.$$

Ширина песколовки $B$ при $n = 2$:

$$B = \frac{Q}{Hvn} = \frac{40\,000 \times 1{,}5}{86\,400 \times 1{,}1 \times 0{,}3 \times 2} = 1{,}05 \text{ м.}$$

Длина песколовки

$$L = \frac{\Omega}{nB} = \frac{14{,}4}{2 \times 1{,}05} = 6{,}85 \text{ м}.$$

Полученная длина песколовки по А. А. Карпинскому получилась меньше в 1,35 раза.

Впредь до уточнения величин гидравлической крупности частиц в условиях сточных вод, можно рекомендовать для гидравлического расчета горизонтальных песколовок оба метода, но, применяя метод расчета А. А. Карпинского, необходимо учитывать полученные им меньшие величины гидравлической крупности:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| размер частиц в мм . . . | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 |
| $v_0$ в мм/сек . . . . . | 18,7 | 29,7 | 40,7 | 51,6 |

Таким образом, оба метода дают примерно одинаковые результаты.

При расчете горизонтальных песколовок необходимо, независимо от расхода, стремиться получить почти одинаковую скорость движения потока сточных вод в песколовке. Эта задача гидравлически может быть решена путем устройства в конце горизонтальной песколовки свободного водослива с широким порогом. Отметка порога водослива должна быть выбрана так, чтобы при переменных $Q$ и $H$ скорость движения потока была примерно постоянной. Этот метод расчета предложен научно-исследовательским отделом (НИО) Мосочистовода и применен для расчета варианта горизонтальной песколовки на Курьяновской станции аэрации (Москва).

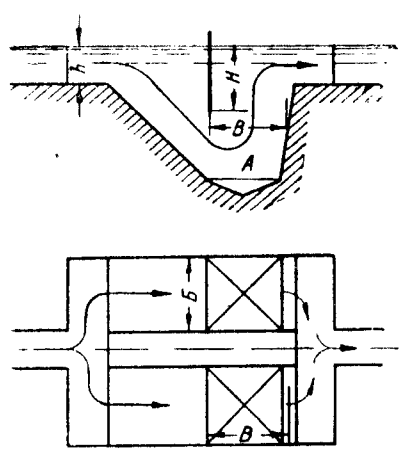



Рис. 15. Схема вертикальной песколовки. Продольный разрез и план.

Относительно большая длина горизонтальных песколовок (см. рис. 14) при необходимости их значительного заглубления (в случае установки песколовок перед насосными станциями) приводит к удорожанию стоимости устройства и к эксплоатационным затруднениям. В силу этого сконструированы песколовки с вертикальным движением сточных вод, так называемые вертикальные песколовки (рис. 15).

При расчете вертикальной песколовки оптимальная скорость, обеспечивающая оседание одного лишь песка, определяется величинами в пределах 2,5—7,5 см/сек.

Время осаждения $t$ принимают в пределах 0,5—2,0 мин.

Как и в случае горизонтальных песколовок, устраивают не одну камеру, а несколько, из расчета на неравномерность поступления сточных вод.

По наибольшему расходу сточной воды $Q_{наиб}$ м³/сек, принятой оптимальной скорости $v$ м/сек. и количеству камер песколовки можно определить горизонтальное сечение песколовки при подъеме воды:

$$БВ = \frac{Q_{наиб}}{nv} \text{ м}^2. \qquad (20)$$

Принимая $B$ равным от 1,20 до 1,30 $Б$, в среднем 1,25 $B$, получим; что

$$1{,}25\,Б^2 = \frac{Q_{наиб}}{nv},$$

откуда могут быть определены размеры $Б$ и $B$.

Высота прохождения воды $H = v \cdot t$ . 60 м.

Нижняя камера $A$ для сбора песка (бункер) устраивается по возможности небольшой и требует регулярной очистки ее (несколько раз в течение суток) от выпадающих из сточной жидкости песчинок.

Вертикальным песколовкам рассмотренного типа свойствен ряд недостатков: 1) значительное углубление камеры песколовки, 2) затруднительность полной очистки песколовки без выключения ее из работы, что ведет к загниванию оседающих вместе с песком органических веществ, и 3) накопление перед погруженным щитом у песколовки плавающих веществ.

Пример. Для условий, указанных в предыдущем примере, определить размеры двухкамерной вертикальной песколовки.

Принимаем $v = 0{,}075$ м/сек.; $t = 30$ сек.

Глубина $H = vt = 0{,}075 \times 30 = 2{,}25$ м.

Ширина каждой из камер песколовки:

$$Б = \sqrt{\frac{QK}{1{,}25 \cdot nv \cdot 86\,400}} = \sqrt{\frac{40\,000 \times 1{,}5}{1{,}25 \times 2 \times 0{,}075 \times 86\,400}}$$

$$= \sqrt{3{,}70} = 1{,}92 \text{ м.}$$

Длина камеры $B = 1{,}25\ Б = 1{,}25 \times 1{,}92 = 2{,}40$ м.

Проверим величину скорости при минимальном расходе:

$$v_{наим} = \frac{Q \cdot 0{,}75}{2 \cdot LB} = \frac{40\,000 \times 0{,}75}{2 \times 1{,}92 \times 2{,}40 \times 86\,400} = 0{,}0325 \text{ м/сек,}$$

что допустимо.

Очистка механизированных горизонтальных песколовок производится ежедневно, а вертикальных песколовок — несколько раз в день.

## § 22. Конструкции песколовок

Ниже приводится описание конструкций песколовок.

Горизонтальная песколовка Харьковской очистной установки состоит из двух камер длиной 19 м. Ширина каждой из камер песколовки 2,35 м (рис. 16). Общая глубина песколовки 1,58 м. Конструкция входа в песколовку неудачна, она не способствует распределению потока сточной жидкости по всей ширине песколовки в начале ее, вследствие чего расчетная скорость имеет место только в конце песколовки, что не обеспечивает выпадения всего песка, влекомого сточной жидкостью.

Как на пример вертикальной песколовки укажем на песколовку, устроенную в г. Николаеве (рис. 17).

Расчетная скорость $v = 5{,}2$ см/сек, время пребывания сточной жидкости в песколовке $t = 38$ сек.

Расчетные данные приведены для $Q_{наиб}$ . При наименьшем расходе сточной жидкости работает лишь одна камера; скорость $v = 2{,}9$ см/сек. Площадь живого сечения одной камеры $\Omega = 3{,}5$ м$^2$.

Очистка песколовки производится при помощи грейфера, подающего песок из песколовки в вагонетку для отвозки его к месту обезвреживания.

Особого вида вертикальная песколовка сооружена на Люблинской станции аэрации в Москве (рис. 18). Песколовка эта представляет собой вертикальный цилиндр, снабженный в нижней части конической воронкой для осаждающегося песка. Цилиндрическая часть песколовки была снабжена четырьмя концентрическими цилиндрами, разбивающими песколовку в горизонтальной плоскости на круговые ячейки.

Сточная жидкость, поступив в нижнюю часть песколовки, начинает подниматься вверх по кольцевым каналам между цилиндрами; дойдя до верха цилиндров, она переливается через кромки некоторых из них, как через водослив, и направляется в отводящий канал.

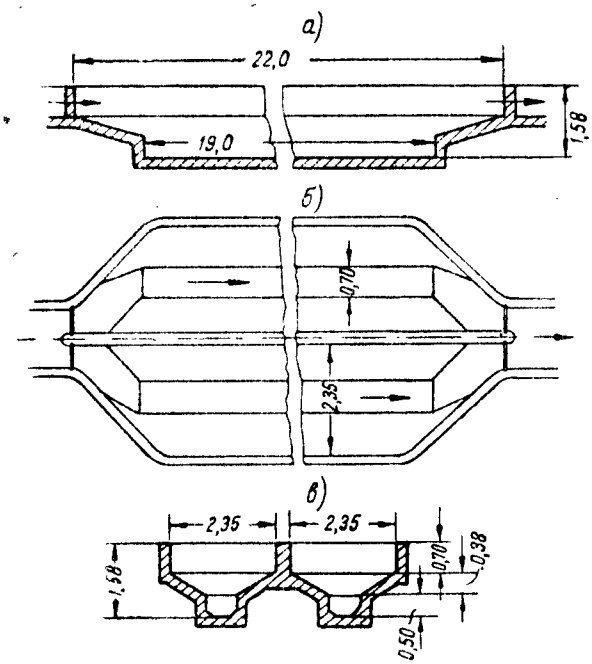



Рис. 16. Горизонтальная песколовка Харьковской очистной установки: *а*) продольный разрез; *б*) план; *в*) поперечный разрез

Высота цилиндров различна, причем отметка верхней кромки наружного цилиндра меньше отметки уровня сточной жидкости в канале перед песколовкой при наименьшем расходе, а отметка верхней кромки наименьшего цилиндра несколько меньше отметки сточной жидкости в канале перед песколовкой при пропуске наибольшего расхода. При увеличении поступления в песколовку сточной жидкости уровень воды в лотке перед песколовкой повышается, что ведет к переливу воды через большее число кромок цилиндров.

Осевший песок предполагалось извлекать при помощи эрлифта, пускаемого в работу периодически (в зависимости от объема сборной воронки). При этом способе удаления вместе с песком выбрасывается и некоторое количество воды, которая на дренированных площадках легко отделяется от песка и снова направляется в канализационный канал.

На рис. 18 приведен разрез песколовки поперек оси каналов, подводящих сточную жидкость. Вода, освобожденная от песка, уходит из песколовки через круговой водосливный лоток. Для извлечения песка использован сжатый воздух, подводимый по трубе $d = 50$ мм. Песок удаляется по трубе $d = 100$ мм, переходящей в верхней части песколовки в трубу $d = 150$ мм. Труба для удаления осевшего песка берет начало у дна воронкообразной части песколовки. К этому же месту по трубе $d = 100$ мм подведена под напором вода, служащая для взрыхления осевшего песка на дне песколовки и для промывки его от прилипших к поверхности песка органических частиц.

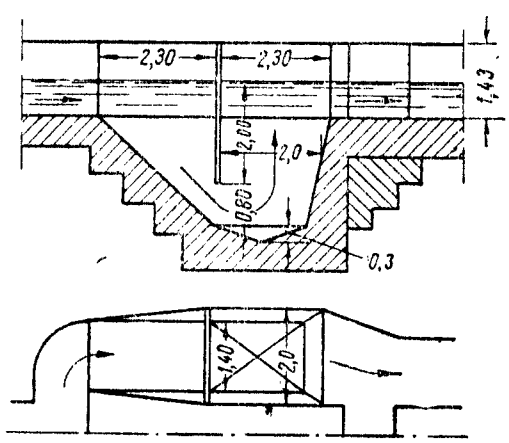



Рис. 17. Вертикальная песколовка Николаевской очистной установки. Поперечный разрез и план.

Строительство вертикальной песколовки с внутренними концентрическими цилиндрами преследовало цель получить постоянную величину скорости прохождения сточной жидкости через песколовку, независимо

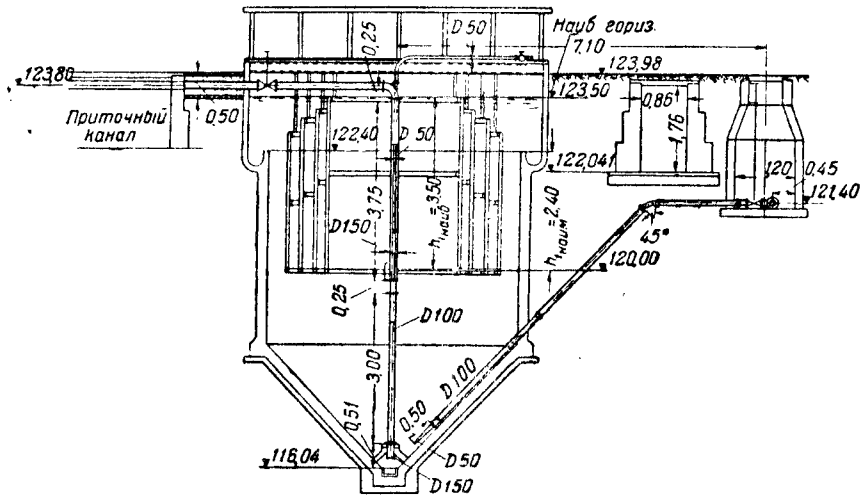



Рис. 18. Вертикальная песколовка Люблинской станции аэрации (Москва). Поперечный разрез

от расхода воды. Опыт не подтвердил возможности получения постоянных скоростей, поэтому цилиндры убрали, и песколовка работает без них, причем подвод воды несколько видоизменен и дан в виде тангенциальной струи, что устраняет вертикальную струйность в песколовке и обеспечивает надлежащие скорости.

Для извлечения песка вместо эрлифта применен гидроэлеватор (водоструйный насос). Такого измененного типа вертикальные песколовки запроектированы для строящейся Курьяновской станции аэрации (Москва).

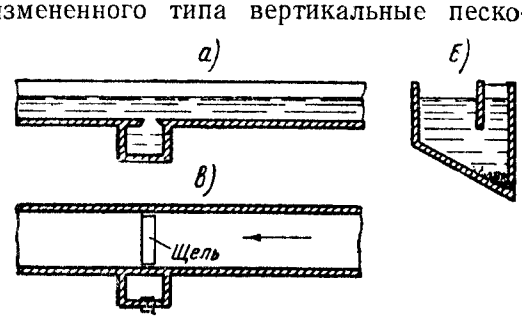



Рис. 19. Схема щелевой песколовки: *а*) продольный разрез; *б*) поперечный разрез; *в*) план

Учитывая, что основная масса песка и других тяжелых веществ движется, главным образом, по дну каналов, можно выделять песок через поперечную щель, устроенную в лотке коллектора. Песок, влекомый сточной жидкостью по дну коллектора, дойдя до щели в дне коллектора, будет проваливаться через эту щель в расположенный ниже, под лотком коллектора, сборный бункер (рис. 19).

Поставленные на Люберецких полях фильтрации опыты показали, что при обычных эксплоатационных скоростях в каналах щелевые песколовки (ширина щели 7 и 11 см) вполне справляются с работой, задерживая от 53 до 96% песка и лишь незначительное количество органических осадков.

Размеры и оборудование щелевой песколовки во много раз меньше и проще обычных песколовок.

Щелевая песколовка (рис. 20) была устроена в 1938 г. на Кожуховской станции аэрации [49] в лоткообразном канале шириной 1 м. Песко-

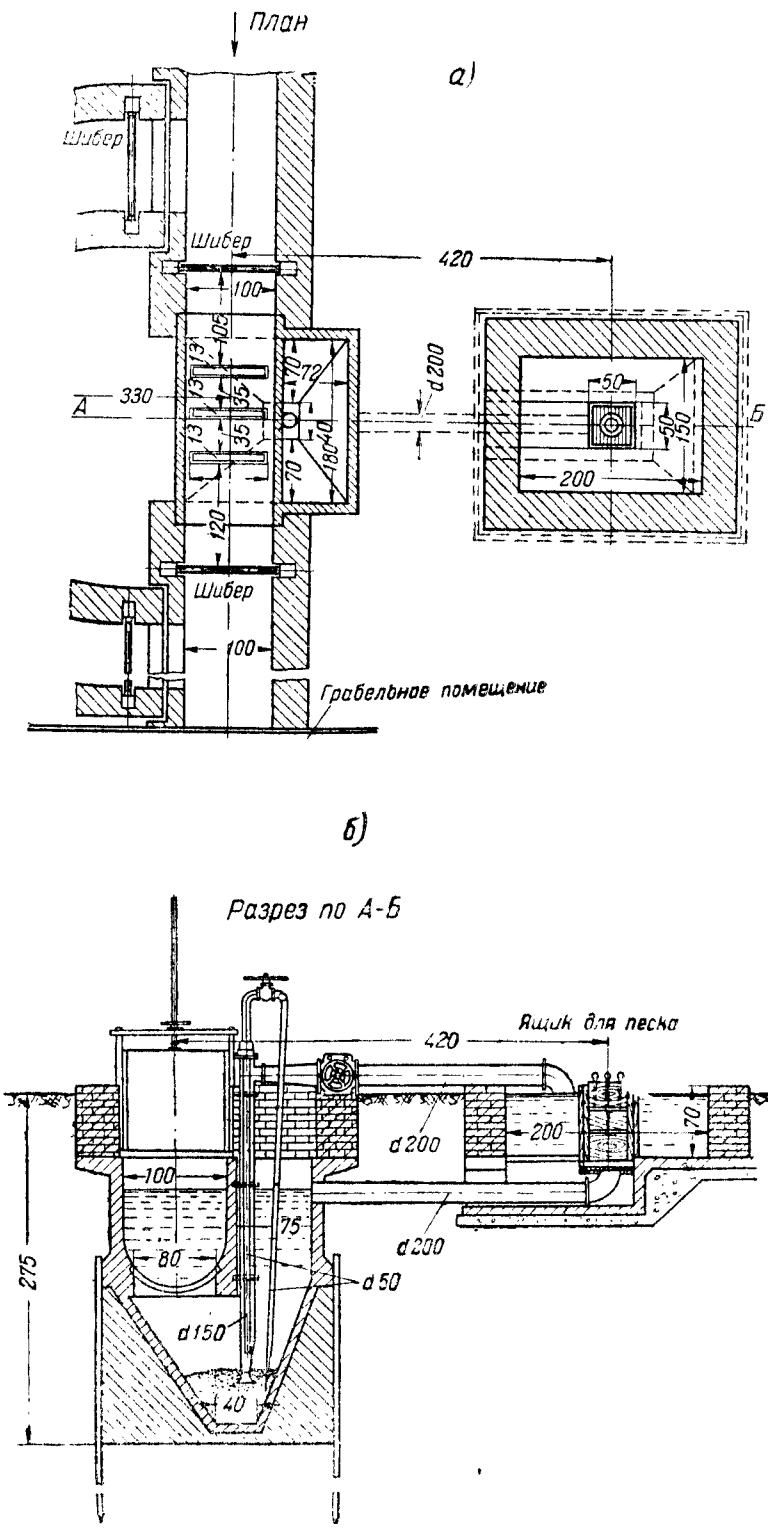



Рис. 20. Щелевая песколовка: *а*) план; *б*) разрез

ловка имеет три последовательно расположенных щели шириной 13 см, длиной 80 см, а промежуток между ними равен 35 см. Удаление песка сначала производилось эрлифтом, а в 1942 г. он был заменен гидроэлеватором.

На 1000 м³ сточной жидкости песколовка, в среднем, задерживает от 2,9 до 3,7 кг сухого осадка с содержанием в нем 81,5% воды.

На рис. 21 показана песколовка, примененная в Туле. Сточная жидкость из канала, расположенного на высоте 4,5 м над поверхностью земли, поступает в две круговые песколовки. Осаждающийся песок попадает в коническую часть песколовки, заканчивающуюся вертикальным патрубком диаметром в 200 мм. За пределами песколовки к патрубку присоединена задвижка. Она находится на расстоянии 1,5 м от поверхности земли, что позволяет непосредственно под задвижку песколовки подводить вагонетку и выпускать в нее песок. Для пропуска вагонеток под песколовкой устроены каналы высотой 2 м и шириной 1 м. Вследствие небольших скоростей в круговой песколовке и наличия в ней мертвых пространств, одновременно с песком осаждается большое количество органических веществ.

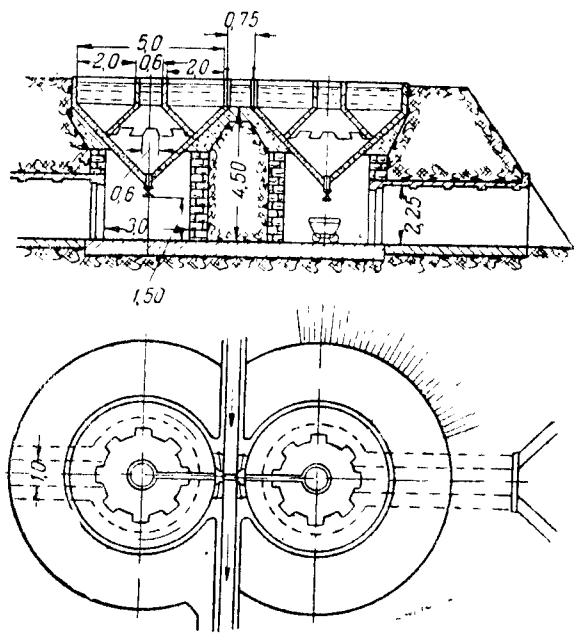



Рис. 21. Песколовка очистной установки Тулы

Из описания существующих типов песколовок можно притти к выводу, что для небольших и средних установок по очистке сточных вод наилучшими являются горизонтальные песколовки благодаря относительно меньшей их стоимости.

Песколовки сооружают из кирпича, бетона или железобетона. Их располагают или в одном здании с решетками, или отдельно от них — часто вне здания.

Обычно раньше ставят решетки, а затем уже песколовку. Такое решение затрудняет обслуживание решеток, так как камера перед ними при небольших скоростях, имеющих место при малых расходах, может работать частично как песколовка.

## § 23. Очистка песколовок

Очистка горизонтальных песколовок может производиться вручную или при помощи норий, грейферов и песковых насосов.

При ручном способе подлежащую очистке камеру песколовки выключают из работы путем перекрытия шиберов (рис. 22). Для осушки песка устраивают на дне песколовки дренаж, который вводят в действие по выключении песколовки из работы. Дренаж состоит из каменно-керамических труб, проложенных впритык по дну песколовки. Сверху их засыпают гравием. Песок быстро отдает влагу, вручную нагружается в вагонетки и отвозится на специально отведенные участки, после чего может быть использован на подсыпку неровностей местности.

При установке норий поперечному сечению песколовок в нижней их части придают трапецоидальное сечение, обеспечивающее сползание песка. При сравнительно большой длине горизонтальных песколовок и большом угле естественного откоса песка, нории необходимо устанавливать на подвижных тележках, движущихся по рельсам вдоль песколовок. Очистка нориями может производиться и без выпуска из песколовки воды, остающейся над песком при выключении песколовки.

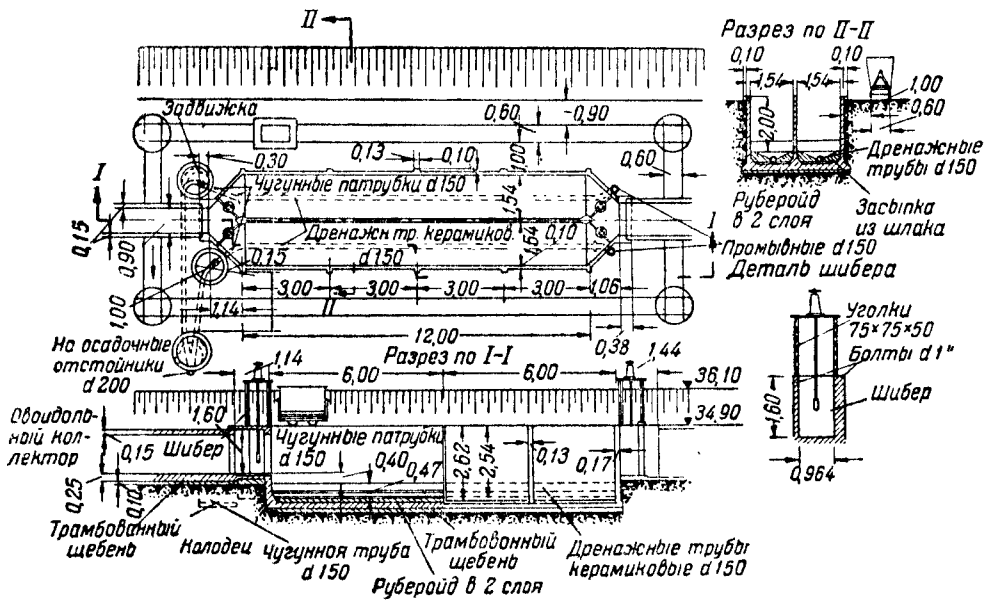



Рис. 22. Дренированная песколовка. План. Продольный и поперечный разрезы

При очистке вертикальной песколовки применяется грейфер, который подвешивается на тележке, дающей возможность передвижения в различных направлениях (вдоль и поперек камер песколовки). Так как вертикальные песколовки имеют для сбора песка бункеры, расположенные рядом, то тележке грейфера достаточно дать лишь движение в направлении поперек камер песколовок, чем значительно упрощается и удешевляется установка грейфера.

В вертикальных песколовках цилиндрического типа (Москва) для подъема песка применяют гидроэлеваторы. Также могут быть применены центробежные насосы специальной конструкции, предназначенные для перекачки жидкостей, содержащих большое количество твердых частиц. Недостаток этого способа состоит в том, что вместе с песком извлекается много сточной жидкости.

Глава VI

# РЕШЕТКИ И СИТА

## § 24. Решетки. Общая часть

Для задержания из сточных вод плавающих и крупных взвешенных веществ применяются сита и решетки.

Сита представляют собой систему стержней, расположенных в двух взаимно перпендикулярных направлениях, или металлические листы, снабженные отверстиями.

Прозоры в ситах меньше, чем в решетках, и поэтому сита удерживают значительно больше плавающих частиц.

Решетки по своей конструкции бывают двух типов: неподвижные и подвижные. В плане они обычно устанавливаются нормально к направлению оси основного потока. В продольном разрезе решетки имеют форму прямой, наклонной под тем или иным углом $\alpha$ к горизонту, но бывают и криволинейного очертания; реже они устанавливаются вертикально (рис. 23).

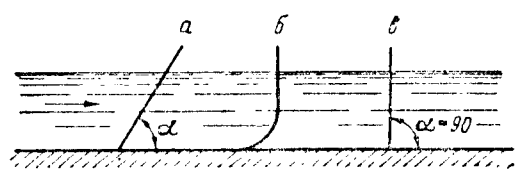



Рис. 23. Схема решеток в продольном разрезе: *а*) наклонная; *б*) криволинейная; *в*) вертикальная

Угол наклона решетки $\alpha$ принимается от 60 до 80°. Наклон решетки вызывается, с одной стороны, удобством ее очистки, а с другой, — увеличением живого сечения решетки, что ведет к уменьшению потерь напора при прохождении сквозь нее сточной жидкости. С гидравлической точки зрения, в смысле уменьшения потерь напора при прохождении сточной жидкости сквозь решетки, лучшими являются стержни круглого сечения. Однако в практике находят применение почти исключительно стержни прямоугольного сечения, что объясняется простотой изготовления из них решеток. Толщина стержней обычно берется в пределах от 10 до 15 мм.

По расстоянию между стержнями решетки делятся на грубые и тонкие. Первые устанавливаются перед тонкими решетками или ситами с целью предохранения их от повреждения. Расстояние между стержнями грубых решеток приннмается в пределах от 50 до 100 мм. В тонких решетках расстояние это обычно не превышает 20—25 мм.

## § 25. Гидравлический расчет решеток

Потеря напора при прохождении воды сквозь решетку состоит из потерь напора при входе и выходе воды за пределы решетки.

На рис. 24 изображена схема решетки в разрезе. Ширина канала до и после решетки обычно бывает одинаковой. Во избежание создания подпора перед решеткой, что связано с возможным заилением канала,

дно канала за решеткой желательно понижать на высоту, соответствующую потере напора при прохождении сточной жидкости через решетку. Тогда скорости в канале до и после решетки будут равны, т. е.

$$v_1 = v_2.$$

Скорость $v_p$ воды в пределах решетки может быть определена, исходя из следующих соотношений. Если расход сточной жидкости $Q$ м³/сек, ширина между стержнями решетки $в$ м, глубина воды у решетки $h$ м, число стержней $n$, а угол наклона решетки к горизонту $\alpha$, то;

$$Q = \omega_p \cdot v_p = \frac{в(n+1)h}{\sqrt{\sin\alpha}} v_p, \qquad (21)$$

откуда

$$v_p = \frac{Q\sqrt{\sin\alpha}}{в(n+1)h}. \qquad (22)$$

Исходя из геометрических соотношений, следовало бы ввести в формулу $\sin\alpha$, а не $\sqrt{\sin\alpha}$; однако опытные данные требуют внесения соответствующего корректива.

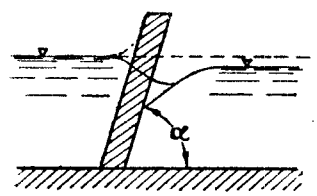


Рис. 24. Схема решетки

Потеря напора при входе определяется по гидравлической формуле местного сопротивления:

$$h_{w\,вх} = \xi_{вх}\frac{v_p^2}{2g}, \qquad (23)$$

где коэфициент сопротивления $\xi_{вх}$ зависит от формы очертания стержней, расстояния между ними и размеров самих стержней.

При прямоугольном сечении стержней $\xi_{вх}$ может быть определен, исходя из соотношения живых сечений канала и решетки, пользуясь для $\xi_{вх}$ значениями, приведенными в «Гидравлическом справочнике» акад. Н. Н. Павловского (табл. 12).

Таблица 12

| $\frac{\omega_p}{\omega_k} = \frac{в(n+1)}{\sin\alpha\, B}$ | 0,01 | 0,1 | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\xi_{вх}$ | 0,5 | 0,5 | 0,42 | 0,34 | 0,25 | 0,15 |

Потери при выходе воды из решетки могут быть определены по формуле:

$$h_{w\,вых} = \varphi\frac{(v_p - v_2)^2}{2g}, \qquad (24)$$

где $\varphi$ — коэфициент, равный 1,0 при стержнях прямоугольного сечения, и 0,5 — при стержнях, по форме своей обеспечивающих плавный переход от скорости $v_p$ к скорости $v_2$.

Общая потеря напора:

$$h_w = h_{wвх} + h_{wвых}.$$

Расчет решеток производят на средний и наибольший секундные расходы.

Количество устанавливаемых решеток, а следовательно и камер для них, обычно бывает не меньше двух, причем одна решетка является рабочей, а вторая — запасной, на случай ремонта или осмотра.

Пример. Определить подпор в канале, создаваемый неподвижными решетками, при следующих условиях: среднесуточное количество сточных вод 40 000 м³; коэффициент неравномерности 1,5; глубина воды в канале при среднем расходе 0,5 м, а при наибольшем — 0,7 м; камер решеток две, ширина каждой из камер $B$=0,90 м, которая принята из расчета скорости в камере в пределах 0,5—0,6 м/сек.

Ширина самой решетки $B_p = 0{,}70$ м (ширина неподвижной решетки несколько меньше ширины канала ввиду необходимости пропуска у стен канала цепей с граблями для очистки решеток).

Стержни — прямоугольной формы, $\delta$ =10 мм, расстояние между стержнями $e$=20 мм, угол наклона решетки $\alpha$ =70°.

Скорость в канале при наибольшем расходе:

$$v_{наиб} = \frac{Q \times K}{86\,400 \times n \times h \times B} = \frac{40\,000 \times 1{,}5}{86\,400 \times 2 \times 0{,}7 \times 0{,}9} = 0{,}55 \text{ м/сек},$$

Определим потерю напора при $Q_{наиб}$ по формуле:

$$h_w = h_{wвх} + h_{wвых} = \xi_{вх} \frac{v_p^2}{2g} + \varphi \frac{(v_p - v_2)^2}{2g}$$

$$v_2 = v_{кан} = 0{,}55 \text{ м/сек}.$$

Количество стержней решетки:

$$n = \frac{B_p - b}{b + \delta} = \frac{0{,}70 - 0{,}02}{(0{,}02 + 0{,}01)} = 23;$$

$$v_p = \frac{Q_{наиб} \sqrt{\sin \alpha}}{b\,(n+1)\,h} = \frac{40\,000 \times 1{,}5 \sqrt{\sin 70^\circ}}{2 \times 86\,400 \times 0{,}7 \times 0{,}02\,(23+1)} = 1{,}0 \text{ м/сек}.$$

Так как

$$\frac{\omega_p}{\omega_{кан}} = \frac{b\,(n+1)}{\sin \alpha\, B} = \frac{0{,}02\,(23+1)}{0{,}94 \times 0{,}9} = 0{,}563,$$

то $\xi_{вх}$ = 0,27 (путем интерполяции).

$\varphi$ при стержнях прямоугольной формы равно 1,0.

Подставляя соответствующие значения, получим:

$$h_w = 0{,}27 \frac{1{,}0^2}{19{,}62} + 1{,}0 \frac{(1{,}0 - 0{,}55)^2}{19{,}62} = 0{,}0137 + 0{,}0103 = 0{,}024 \text{ м}.$$

## § 26. Неподвижные решетки

Самой простой является неподвижная решетка, устанавливаемая в канале под углом 60—70° к горизонту и очищаемая вручную граблями (рис. 25). Такие решетки целесообразно применять исключительно на малых установках с расходами сточных вод, не превышающими 5—10 тыс. м³/сутки.

Извлекаемые с поверхности решеток отбросы сбрасываются в ведро, стоящее на бетонированной площадке рядом с колодцем. При необходимости опускания рабочего для очистки глубоко расположенных решеток в колодце, на высоте 1 м от поверхности воды устраивается дополни-

тельная площадка, с которой производится очистка решеток. Отбросы сбрасываются в этом случае в ведро или лоток, расположенный на той же площадке. Очистка решетки производится несколько раз в день.

В более крупных установках применяются решетки с механизированной очисткой. Наиболее распространенным типом неподвижных решеток с подвижными граблями (зубьями для очистки) являются решетки, применен-

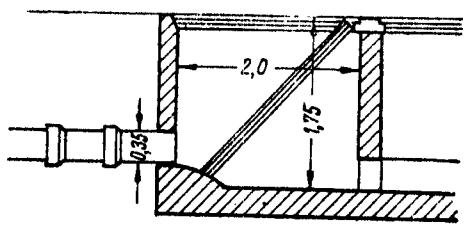



Рис. 25. Неподвижная решетка

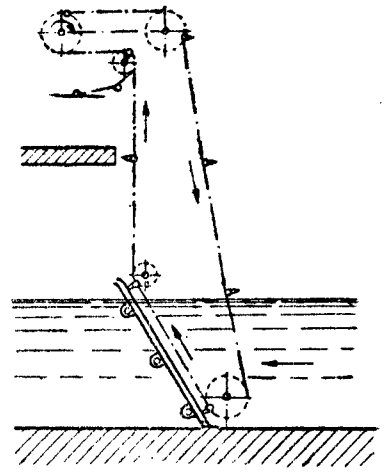


Рис. 26. Схема очистки неподвижной решетки подвижными граблями

ные в Москве (1896 г.) и Одессе (1926 г.). Схема очистки этого типа решеток ясна из рис. 26. В последние годы такие решетки запроектированы и установлены в ряде других городов (Харьков, Николаев, Сталино и др.).

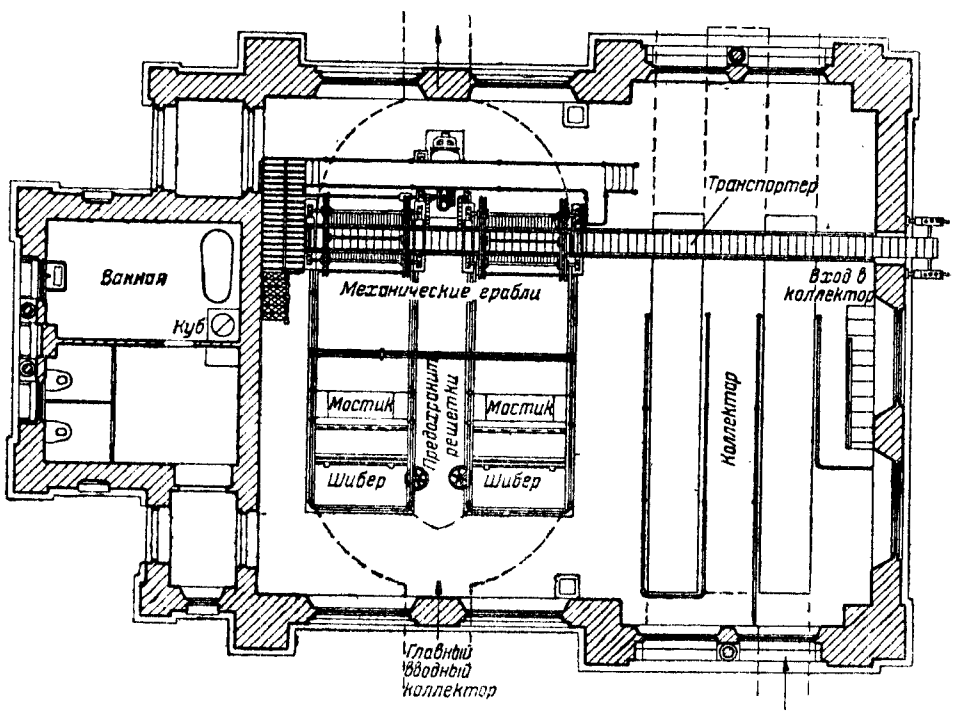



Рис. 27. План здания для решеток

Ниже приводится описание решеток, установленных в Одессе (рис. 27, 28 и 29). В общем зале здания установлены две пары неподвижных решеток с подвижными граблями.

Ширина камер решетки $B = 2$ м. Угол наклона решеток к горизонту $\alpha = 70°$. Ширина самой решетки $B_p = 1{,}85$ м. Прозоры между прутьями решетки $b = 20$ мм. Число прутьев $n = 53$. Размеры прутьев $15 \times 46$ мм. Высота решетки $H = 2{,}5$ м. Цепи, на которых подвешены грабли, движутся по трем направляющим шестерням, из которых ниж-

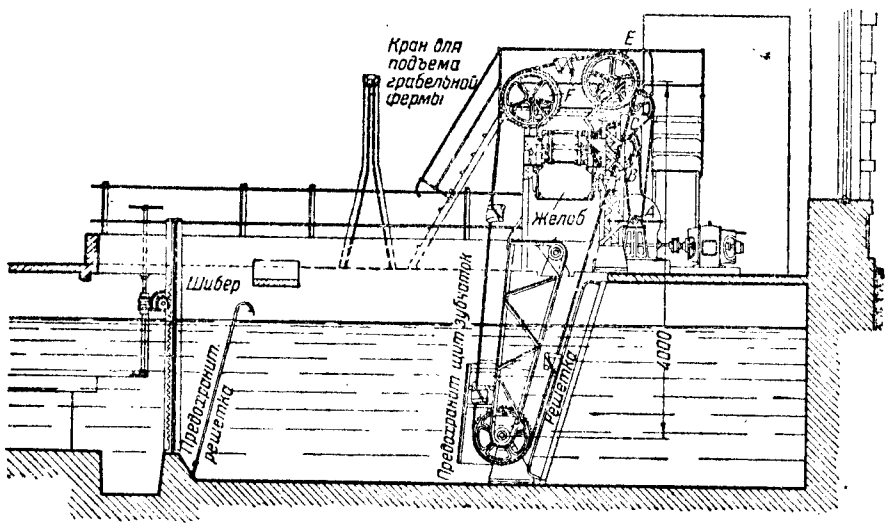



Рис. 28. Продольный разрез по решетке

няя укреплена на особой ферме, вращающейся на оси, что позволяет приподымать нижнюю шестерню при обрыве цепей или необходимом ремонте.

Число грабель $n = 5$, с расстоянием между ними 2,05 м. Скорость движения грабель 5,6 м/мин. Грабли прикреплены к цепям при помощи

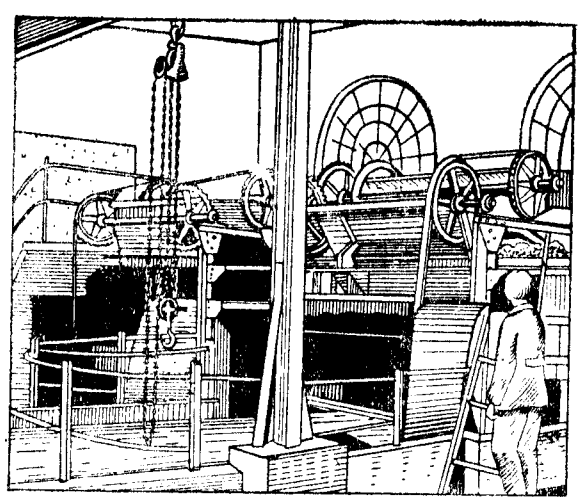


Рис. 29. Внутренний вид здания для решеток

особых параллелограммов, дающих возможность граблям, при повороте цепей в горизонтальное положение, опрокидываться и освобождаться от задержанных на решетках и снятых ими плавающих веществ.

Сбрасываемые с грабель предметы попадают на горизонтальный ленточный транспортер из листовой меди и выносятся в особую при-

стройку. Количество отбросов определяется в 15—20 т, при суточном расходе сточных вод в 80—100 тыс. м³. Для приведения в действие грабель для двух пар решеток и ленточного транспортера, общего для всех решеток, установлен электромотор мощностью 3,7 квт.

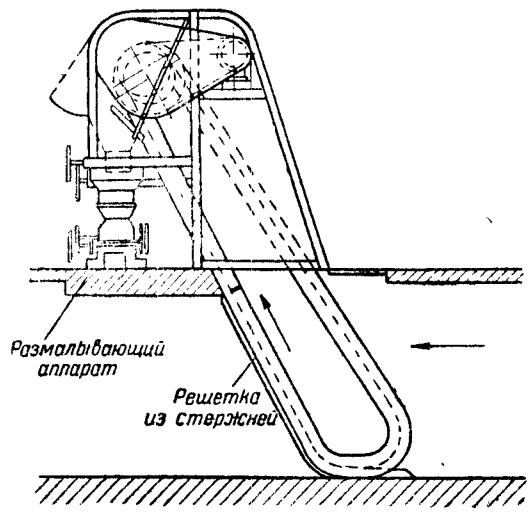



Рис. 30. Решетки нового типа

В 1935 г. в Москве были запроектированы для ряда очистных станций неподвижные решетки с подвижными граблями несколько иного типа. Эти решетки (рис. 30) отличаются тем, что цепь, поддерживающая грабли, движется по специально изогнутой раме, позволяющей сбрасывать мусор, извлеченный граблями, не над площадкой обслуживания решетки, а под ней. Это дает возможность значительно уменьшить высоту здания для решеток. Кроме того, решетки нового типа, благодаря изогнутой раме с направляющими в нижней подводной части, не имеют вала и шестерен. Обычно эти решетки соединяют с размалывающим аппаратом для измельчения задержанных на решетках отбросов.

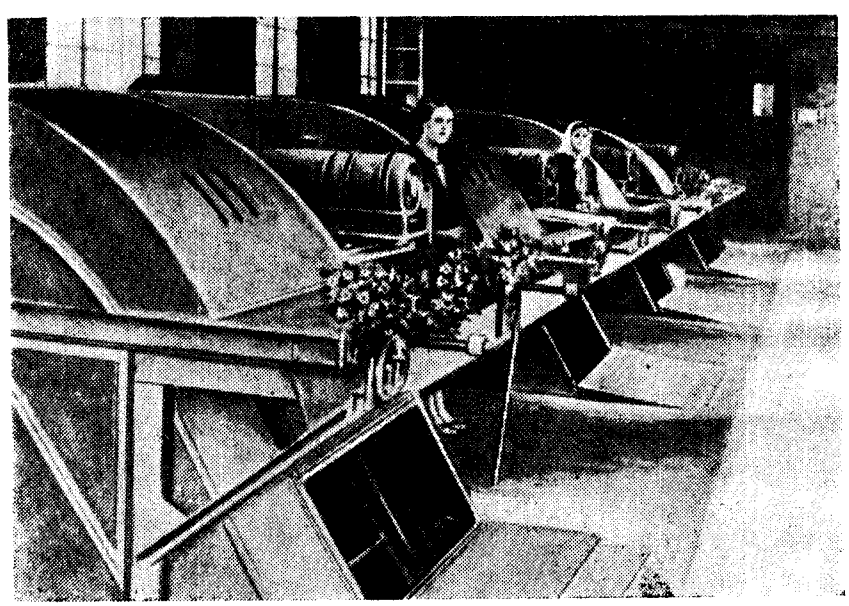


Рис. 31. Внутренний вид здания для решеток (Люблино, Москва)

Решетки этого типа установлены в 1938 г. на Люблинской станции аэрации и работают вполне удовлетворительно. На рис. 31 показан внутренний вид здания для решеток.

Необходимо, чтобы наибольшая скорость в прозорах решетки $v_p$ оставалась меньше 1 м/сек, во избежание протаскивания сквозь прозоры решеток тряпья и «концов» с текстильных фабрик.

Недостаток неподвижных решеток — тот, что они находятся постоянно под водой, и полная очистка их несколько затруднительна. Опыт применения нового типа решеток в Москве позволяет рекомендовать их для очистных установок в других городах СССР.

## § 27. Подвижные решетки

Наиболее простой тип подвижной решетки — это съемные решетки, извлекаемые из воды для их очистки. Они применяются в небольших установках, причем в канале устраиваются пазы для двух, следующих одна за другой, решеток. В работе находится лишь одна из решеток; перед очисткой ее опускается вторая, после чего извлекается наверх первая решетка, загрязненная отбросами.

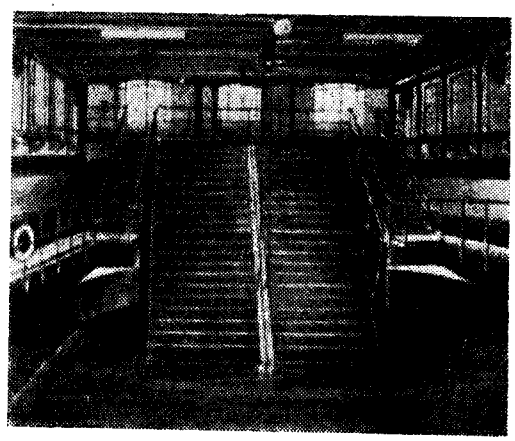


Рис. 32. Внутренний вид здания с цепной решеткой со стороны песколовки

Неудобства подъема этого типа решеток заставляют перейти к вращающимся и цепным решеткам. Вращающиеся решетки не получили в СССР применения.

Цепная решетка состоит из отдельных звеньев, прикрепленных к бесконечной цепи. При движении такой решетки отбросы приподымаются выше уровня воды и, при повороте решетки для обратного движения вниз, сбрасываются в особый жолоб. Для лучшей очистки решеток устанавливают скребки в месте поворота решетки.

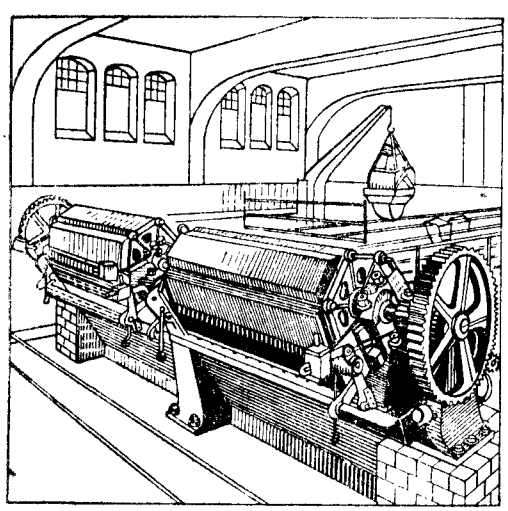


Рис. 33. Вид цепной решетки со стороны машинного зала

На рис. 32 и 33 показана цепная решетка со стороны песколовки и со стороны машинного зала. Решетка состоит из двух отдельных агрегатов шириной в 1,98 м и высотой 7,6 м каждый, прозоры — 10 мм, потребность в энергии — 1 л. с.; скорость движения — около 3—5 см/сек; длина отдельных звеньев решетки колеблется в пределах 360—400 мм.

Ферма решетки состоит из двух рам из корытообразного железа, соединенных между собой поперечными и диагональными стержнями. В верхней и нижней частях фермы расположены шестигранные барабаны, на которые надеты цепи, поддерживающие отдельные звенья решетки. Каждое звено цепи состоит из сварных рам из уголкового железа, к которым прикреплены стержни решеток. Последние изготовляются из алюминия, как металла, мало подвергающегося разрушительному действию сточ-

ных вод. Кроме того, стержни эти при сравнительно малом весе обладают большой твердостью и гладкой поверхностью.

Для очистки решеток применяют подвесные скребки, состоящие из резиновой пластины, с вырезанными в ней зубьями, для прочесывания решеток. Резиновая пластина закреплена между двумя стальными пластинами. Верхняя стальная пластина допускает, вследствие своей гладкой поверхности, полную очистку собирающихся на скребке отложений грязи и защищает резиновую пластину с зубьями от изнашивания, в то время как нижняя стальная пластина служит только для укрепления резины.

Цепная решетка установлена в Харькове в 1914 г. Проектом была предусмотрена установка двух агрегатов решеток в каналах шириной 1,25 м. В 1914 г. был установлен лишь один агрегат для обслуживания канализации первой очереди. Величина зазоров между прутьями 20 мм.

Основным недостатком цепной решетки является ее сравнительная дороговизна, что не позволяет рекомендовать ее для очистных установок; то же относится и к вращающимся решеткам.

## § 28. Сита

Простейшим типом сита может служить металлическая плетеная корзина, которая устанавливается на пути движения сточной жидкости и задерживает все отбросы размерами больше прозоров между прутьями корзины.

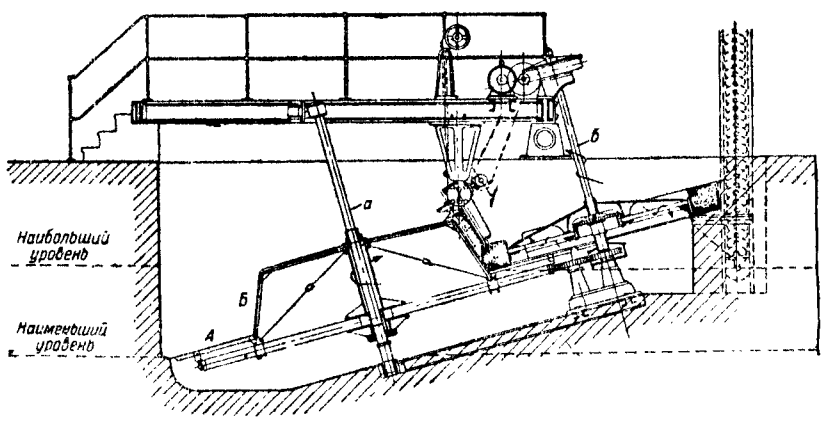



Рис. 34. Дисковое сито. Разрез

Однако такое решение задачи возможно лишь в очень небольших установках. В крупных установках сита применяются двух родов: сухие и промывные. Сухими называются сита, с которых удержанные ими твердые отбросы снимаются без промывки их водой. Промывными называются сита, с которых отбросы смываются водой. Основным типом сухих сит является дисковое сито (рис. 34). Сито этой системы установлено в 1930 г. на очистной станции Василеостровской канализации в Ленинграде.

Дисковое сито представляет собой снабженный отверстиями диск *А*, вращающийся вокруг наклонной оси *а*. В целях использования сита при переменном уровне сточной жидкости (при наибольшем расходе) к диску прикреплен усеченный конус *Б*, вращающийся вокруг той же оси, причем боковая поверхность конуса представляет также сито.

Проходящая сквозь медленно вращающееся сито сточная жидкость освобождается от отбросов и осветленная уходит в отводной канал, расположенный под ситом.

Задержанные на сите отбросы особыми щетками, вращающимися вокруг второй наклонной оси *б*, параллельной оси *а*, сбрасываются в бункер. Из бункера отбросы удаляются ковшевым элеватором. Щетки вращаются в направлении вращения самого сита.

На рис. 35 показана одна из установок дискового сита. Диаметр сита 4,5 м. Сито не имеет верхней конической части. Самое сито состоит из латунных, бронзовых или железных (что хуже) пластинок с отверстиями от 0,5 до 5 мм. Форма отверстий ясна из рис. 36.

Щетки изготовляются из щетины.

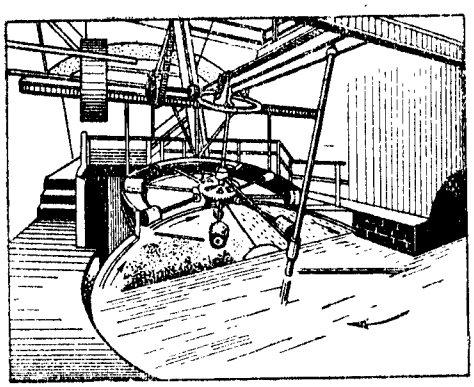


Рис. 35. Дисковое сито. Вид сита в работе

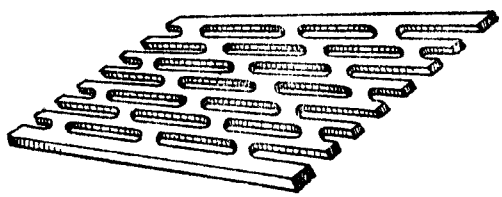


Рис. 36. Пластинка дискового сита

На установке в Ленинграде диаметр дисковых сит — 6 м, величина прозоров — 2 мм, угол наклона оси вращения — 22,5°. Количество отбросов, при суточном количестве сточной жидкости 10 000—12 000 м³, составляло около 6—8 вагонеток, емкостью 0,75 м³ каждая. Перед дисковыми ситами в Ленинграде установлены неподвижные решетки, с механическими граблями. Величина прозоров решетки 20 мм.

Дисковые сита не получили в СССР распространения из-за дороговизны их установки и эксплоатации, а также из-за недостаточного эффекта осветления сточной жидкости.

## § 29. Промывные сита

Промывные сита представляют собой барабан, на боковой поверхности которого укреплено сито. Ось барабана установлена нормально к направлению потока сточной жидкости (рис. 37 и 38). Отбросы задер-

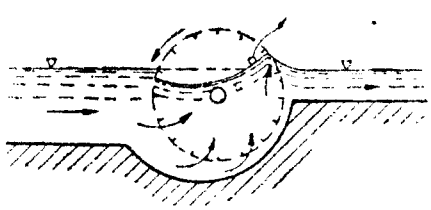


Рис. 37. Схема промывного сита. Разрез

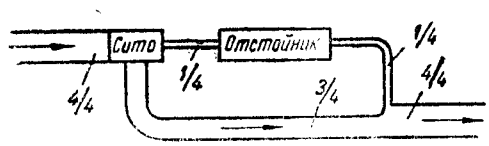



Рис. 38. Схема расположения промывного сита в плане

живаются на поверхности барабана, откуда они смываются сточной жидкостью и удаляются вместе с последней в отстойные камеры.

При вращении барабана со скоростью около 1,5 м/сек (на ободе), поверхность жидкости в барабане несколько повышается. В этом месте, благодаря создающемуся напору, происходит промывка осевших на наружной поверхности барабана отбросов частью сточной жидкости, основная масса которой уходит через барабан в направлении оси последнего.

На промывку расходуется около 25% сточной жидкости. Промывка усиливается наличием на внутренней поверхности барабана особых пластин, задерживающих при вращении барабана сточную жидкость и этим увеличивающих напор; кроме того, внутри барабана, в верхней части его, имеется еще специальный трубопровод для подачи промывной воды под напором.

Сито очищается водой, и лишь изредка для очистки его приходится применять также пар и щетки. Промывная вода вместе с отбросами направляется в проточный отстойник, рассчитанный на получасовое пребывание воды в нем.

Схема расположения установки в плане показана на рис. 38.

Прошедшая через отстойник и осветленная в нем промывная вода снова соединяется с основным потоком сточных вод.

Расстояние между прутьями сита 1 мм. Сито задерживает около 25% всех нерастворенных веществ.

## § 30. Количество и характер задерживаемых отбросов

Количество задерживаемых на решетках и ситах отбросов зависит от системы канализации и расстояний между прутьями решеток или сит.

Решетки задерживают от 8 до 10% нерастворенных веществ, содержащихся в сточных водах. Вследствие малых размеров отверстий дисковых сит (2 мм и меньше), осветлительный эффект в них повышается до 25%. По данным работы ленинградских сит, эффект осветления у них не превышает 20% [106].

Решетки Кожуховской станции аэрации (Москва) с прозорами в 20 мм задерживают от 20 до 45 л влажных отбросов с 1000 м³ сточной воды [49]. Осадки, получающиеся на решетках и ситах, содержат до 70—80% влаги. Количество отбросов, снимаемых с решетки в обычных условиях, 5—8 л на одного человека в год, при влажности отбросов 80%.

Вышеприведенные данные дают возможность ориентировочно определить количество отбросов, удерживаемых решетками и ситами. Оно составляет от 0,025 до 0,1% от количества сточных вод.

Произведенным анализом отбросов, удержанных на решетках одесской канализации, выяснен следующий состав их (табл. 13).

Таблица 13

| Наименование | Вода в % | Горючее в % | Негорючее в % | Теплотворная способность в ккал |
|---|---|---|---|---|
| Проба 1-я . . . . . | 75,91 | 19,32 | 4,77 | 4147 |
| „ 2-я . . . . . | 76,55 | 17,83 | 5,62 | 3919 |

В табл. 14 приведены данные анализов отбросов, снятых с дисковых сит [106].

Таблица 14

| Наименование | Вода в % | Органические вещества в % | Из них | Минеральные вещества в % | Из них | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | азот в % | | K | $P_2O_5$ | CaO |
| Проба 1-я . . . . . | 67,66 | 17,24 | 0,628 | 15,10 | 0,08 | 0,132 | 0,586 |
| „ 2-я . . . . . | 82,55 | 14,62 | 0,440 | 2,86 | 0,54 | 0,176 | 0,353 |

На всех установках по очистке сточных вод возникает вопрос о дальнейшей судьбе отбросов, извлекаемых решетками и ситами. В Москве и Харькове эти отбросы в здании для решеток дробятся и сбрасываются в сточную жидкость перед решеткой с тем, чтобы крупные, не раздробленные окончательно, частицы снова были выловлены решеткой и подвергнуты дальнейшему дроблению во избежание засорения насосов или следующих за решетками очистных сооружений. В Одессе, Ленинграде и многих других городах отбросы свозятся на свалки, что загружает транспорт и стоит дорого.

Последний способ удаления отбросов следует признать мало рациональным. В малых установках отбросы можно закапывать или использовать в качестве сельскохозяйственного удобрения. В больших установках их можно сжигать в печах, предварительно смешав с жировыми веществами, извлекаемыми из сточных вод.

Рациональными видами обезвреживания и утилизации твердых отбросов является перегнивание их с илом и получение при этом газа.

## § 31. Помещения для решеток и сит

Решетки и сита должны устанавливаться в достаточно просторных, хорошо освещаемых, отапливаемых и содержащихся в чистоте зданиях. Так как температура сточной жидкости в зимнее время значительно выше температуры наружного воздуха, то в неотапливаемых зданиях решеток или сит начинается усиленное испарение сточной жидкости, недопустимое как с санитарно-гигиенической точки зрения, так и с точки зрения безопасности управления механизмами.

Не менее важное значение имеет и правильная вентиляция помещения решеток. Побудительная вентиляция может вызвать усиленное испарение сточной жидкости. Необходимо, чтобы подвод свежего воздуха и отвод загрязненного производились ниже пола здания решеток.

## Глава VII

# ОСАДОЧНЫЕ БАССЕЙНЫ (отстойники)

### § 32. Общие замечания

Для извлечения из сточных вод легких, способных осаждаться или всплывать нерастворенных веществ, устраивают осадочные бассейны-отстойники.

Если сточные воды сбрасывать в реку или иной водоем без предварительного осветления в отстойниках, то роль последних играет этот водоем. Взвешенные вещества оседают в нем, перегнивают, образуют отмели, очаги зловонных газов и лишают воду водоема кислорода, что ведет к гибели рыбы и делает воду непригодной для питья, технических надобностей, купанья и пр.

Необходимо предварительное осветление сточной жидкости и при дальнейшем направлении ее на очистные сооружения для биологической очистки в искусственно созданных условиях. Осветленная вода требует значительно меньших по объему и площади сооружений вследствие более однообразного состава воды и уменьшения БПК, примерно, на 35%.

### § 33. Горизонтальные отстойники

#### Основные принципы работы и расчет

В горизонтальных отстойниках вода движется в горизонтальном направлении с небольшой скоростью, не способной поддерживать во взвешенном состоянии легкие, главным образом, органические вещества, находящиеся в сточной жидкости. Вещества эти (ил) оседают на дно отстойника, осветленная же сточная жидкость направляется в водоем или для дальнейшей биологической очистки.

Гидравлический расчет горизонтального отстойника состоит в определении его основных размеров: длины $L$, ширины $B$ и глубины $H$ (рис. 39) по заданному расходу сточных вод $Q$ и принятым скорости отстаивания $v$ и времени $t$ протекания через отстойник.

Как известно, $L = v \cdot t \cdot 3600$ м, где скорость $v$ выражена в м/сек, а время $t$ — в часах.

Если предположить, что жидкость движется через все поперечное сечение отстойника, то площадь сечения

$$\Omega = \frac{Q}{v} \text{ м}^2,$$

где:

$Q$ — расход сточных вод в м³/сек,

$v$ — скорость в м/сек.

Зная площадь поперечного сечения и задаваясь глубиной воды в отстойнике $H$ м, можно определить потребную ширину отстойника:

$$B = \frac{\Omega}{H} \text{ м}.$$

Такое, относительно простое, разрешение вопроса не дает вполне положительного результата. Для расчета отстойника необходимо знать количество сточной жидкости, ее состав, размеры содержащихся в ней примесей, температурные колебания и пр.

Опыт показывает, что при отстаивании сточной жидкости в лабораторных условиях интенсивность осаждения наиболее высока в первые 5—10 минут, за время которых иногда выпадает до 50% содержащихся в воде примесей. За час эта величина достигает 70—75%, а затем интенсивность осаждения ослабевает.

Следует для каждого канализуемого объекта изучить кривую зависимости интенсивности осаждения от времени. Однако к моменту проектирования отстойников для данного города канализационных сточных вод еще нет, а если канализационная сеть и построена, то концентрация сточных вод не соответствует той, какая будет в условиях нормальной работы отстойников в будущем. Кроме того, отстаивание сточной жидкости в цилиндрических сосудах в лабораторных условиях, конечно, далеко от действительных условий отстаивания в отстойниках, когда масса сточной жидкости движется с определенной скоростью.

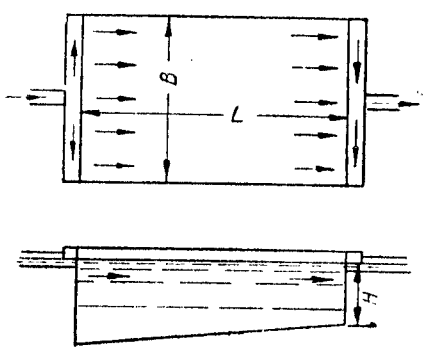


Рис. 39. Схема горизонтального отстойника. План и разрез

Если обратиться к явлению протекания сточной жидкости в отстойнике, то можно сказать, что нерастворенные в воде частицы, попадающие со сточной жидкостью в отстойник, движутся в горизонтальном направлении со скоростью $v$; кроме того, под действием силы тяжести частицы стремятся опуститься на дно отстойника со скоростью $v_0$, называемой «гидравлической величиной», «гидравлической крупностью» частиц.

В результате сложения движения, частицы движутся по диагонали со скоростью:

$$v_1 = \sqrt{v^2 + v_0^2}.$$

Гидравлическая величина частиц зависит от их размеров, формы и удельного веса (гидравлическая величина частиц, выпадающих в отстойниках для сточных вод, недостаточно изучена; по сравнению с отстойниками, применяемыми в гидротехнике, и песколовками для канализационных отстойников измененными являются и характер частиц, и вязкость жидкости). Горизонтальная скорость движения $v$ зависит от конструкции отстойника и для многих частиц сточной жидкости бывает далека от расчетной скорости.

Каждая частица имеет как бы свою траекторию падения на дно отстойника. Те нерастворенные частицы, которые не успевают осесть на дно отстойника при протекании сточной жидкости от одного конца до другого, выносятся из него. Это относится, главным образом, к наиболее мелким частицам.

Очевидно, что чем меньше глубина рабочего слоя отстойника и чем больше он по длине, тем меньше будет выноситься нерастворенных частиц, т. е. тем производительнее работает отстойник. Однако длина отстойника имеет свой рациональный предел, определяемый временем прохождения сточной жидкости через отстойник и максимальной скоростью движения в нем воды.

Так как за первый час прохождения воды в рационально устроенном отстойнике может выпасть основная масса осаждающихся нерас-

творенных частиц, то оптимальное время нахождения сточной жидкости в отстойнике принимают равным 1 часу. Чтобы избежать усиления турбулентного движения в отстойнике, скорость движения воды не должна превышать 5 мм/сек. При указанных условиях длина отстойника не превышает $L = 1 \times 3600 \times 0{,}005 = 18$ м.

Вопрос о глубине отстойника связан с гидравлической величиной $v_0$. Действительно, при $t = 1$ часу и $h = 1$ м

$$v_0 = \frac{h}{t} = \frac{1000}{3600} = 0{,}278 \text{ мм/сек.}$$

При глубине $h = 2$ м величина $v_0$ соответственно увеличивается и доходит до 0,576 мм/сек.

Так как полученные величины скорости $v_0$ (гидравлической величины) примерно одного масштаба и соответствуют условиям выпадения ила из воды, то можно устраивать горизонтальные отстойники глубиной и более 1 м. Примером служит большинство существующих горизонтальных отстойников, имеющих глубину не менее 2 м.

Увеличение глубины отстойника удешевляет стоимость 1 м³ его, но одновременно уменьшает эффект отстаивания. Для сохранения эффекта отстаивания требуется некоторое увеличение времени прохождения воды через отстойник. По А. И. Жукову [37] между глубинами отстойников и временем осаждения существует зависимость:

$$\frac{t_2}{t_1} = K\frac{H_2}{H_1}, \qquad (25)$$

где $K$ — коэфициент пропорциональности, равный 0,67—0,77 (в среднем 0,72).

Отсюда

$$t_2 = Kt_1\frac{H_2}{H_1}. \qquad (25')$$

Если при глубине $H_1 = 1$ м $t_1$ равно 1 часу, то при глубине $H_2 = 2$ м:

$$t_2 = 0{,}72 \times 1 \times \frac{2}{1} = 1{,}44 \text{ часа.}$$

Отстойники, имеющие более 2 м глубины, нецелесообразны, так как струя не заполняет всего сечения отстойника, а движется лишь в части его, что ведет к увеличению действительных скоростей течения, а следовательно, и к уменьшению эффекта осветления.

Движение потока по всей ширине отстойника достигается сравнительно просто — устройством в начале отстойника водосливного лотка, дающего возможность распределить расход более или менее равномерно по всей ширине отстойника.

Значительно сложнее добиться равномерного распределения потока по высоте отстойника. Тут имеют значение температурные условия; они исследованы проф. В. А. Дроздовым для горизонтальных отстойников водопроводного типа. Влияние температуры сказывается и на условиях работы канализационных отстойников.

Кроме температурных условий, чрезвычайно важное значение имеют величина потока и конструкция самого отстойника, его входного и выходного устройств, образуемых водосливами лотков и полупогруженными перегородками (стенками).

А. И. Жуков [38], изучив движение сточной жидкости кожевенных заводов в горизонтальных отстойниках, пришел к следующему заключению: в большинстве случаев «правильно» рассчитанные сооружения в эксплоатации дают весьма низкие показатели работы, подверженные притом значительным колебаниям. А. И. Жуков это объясняет ошибоч-

ностью допущений, принимаемых обычно при расчете горизонтальных отстойников: а) условия выпадения осадка из спокойно стоящей жидкости в лабораторных условиях и в естественных условиях принимают одинаковыми; в действительности это не оправдывается; б) не оправдывается также получение более или менее равномерных скоростей по всей высоте отстойника.

Наблюдения над работой существующих отстойников показали: а) значительно замедленное, против лабораторных условий, выпадение осадков; б) резко выраженную струйность, а не вытеснение уже отстоявшейся жидкости вновь поступающей жидкостью; в) зависимость высоты рабочей струи, главным образом, от конструкции входного и выходного лотков отстойника.

Д. И. Шпилев [104] еще более определенно говорит о зависимости толщины рабочего слоя воды от конструкции отстойника. Вода выходит из него через щель, образованную полупогруженной перегородкой и стенкой выходного лотка. Толщина слоя проходящей воды обусловливается именно этой постоянной шириной выходного отверстия; переменной величиной при разных расходах является скорость движения.

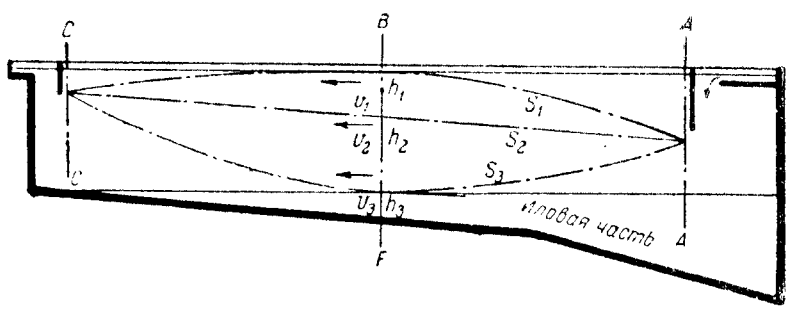



Рис. 40. Продольный разрез по горизонтальному отстойнику

Влияние температурных условий на рабочий слой потока А. И. Жуков определяет так [37]: когда температура вновь поступающей воды выше или ниже средней температуры отстойника, в силу разницы удельных весов, поступающая вода будет стремиться или подняться ближе к поверхности, или опуститься на дно. В этом случае ядро движущегося слоя будет отклоняться к траектории $S_1$ или $S_2$ (рис. 40). Наибольшая величина этого отклонения должна быть у входа в отстойник, где будет наблюдаться наибольшая разница между температурами, а следовательно, и вертикальными составляющими и поступательной скоростью в отстойнике.

Таким образом, устраивать отстойники большой глубины (сверх 2 м) бесполезно.

При определении строительной глубины горизонтальных отстойников нужно учитывать нейтральный слой в 0,5 м между расчетной глубиной отстойника и поверхностью ила.

Расчет горизонтальных отстойников может быть произведен также по водной поверхности отстойника, т. е. по количеству сточных вод в м³/час, приходящемуся на 1 м² поверхности воды в отстойнике.

Для бытовых сточных вод обычно принимают нагрузку при среднечасовых расходах сточной воды на 1 м² поверхности воды в отстойнике (напряженность) от 1,0 до 1,5 м³/час, причем большая норма соответствует более глубоким отстойникам.

Иловая часть горизонтального отстойника рассчитывается в зависимости от концентрации сточной жидкости по взвешенным веществам с учетом способа удаления ила из отстойника.

Метод математической статистики для расчета канализационных отстойников пока не применим из-за неизученности гидравлического режима сточных вод и величин гидравлической крупности частиц, осаждающихся в канализационных отстойниках.

Проф. А. И. Жуков [80] указывает, что именно глубина отстойника должна приниматься в качестве исходной величины при его расчете. По А. И. Жукову, средняя глубина струи $h_{ср}$ протекающей через отстойник строительной глубиной $H$, равна, примерно, 0,5 $H$. Для горизонтальных отстойников целесообразно принимать $h_{ср}$ в пределах 0,5—1,5 м (в зависимости от крупности осадимых частиц), следовательно $H$ должно быть в пределах 1—3 м.

Пример. Определить размеры горизонтальных отстойников для города с населением $N = 50\,000$ человек при норме водоотведения $q = 150$ л/сутки на жителя и коэфициенте неравномерности $K = 1{,}5$.

Принимаем рабочую глубину отстойника $H = 1$ м, скорость движения воды в нем $v = 5$ мм/сек и время протекания сточной жидкости через отстойник $t = 1$ часу. Тогда рабочий объем отстойников:

$$V = \frac{q \cdot N \cdot K}{24} = \frac{150 \times 50\,000 \times 1{,}5}{24 \times 1000} = 468 \text{ м}^3.$$

Длина отстойника

$$L = v \cdot t \cdot 3600 = 0{,}005 \times 1 \times 3600 = 18 \text{ м}.$$

Общая ширина всех отстойников:

$$B = \frac{V}{L \cdot H} = \frac{468}{18 \times 1} = 26 \text{ м}.$$

Учитывая, что соотношение между длиной и шириной одного отстойника должно быть не менее 4, проектируем 6 отстойников шириной каждый:

$$в = \frac{26}{6} = 4{,}33 \text{ м}.$$

Соотношение

$$\frac{L}{в} = \frac{18}{4{,}33} = 4{,}16 > 4{,}0.$$

Строительная высота отстойника (без иловой части) определится, если учесть нейтральный слой в 0,5 м и превышение стенки отстойника над поверхностью воды в 0,3 м; всего $H_{стр} = 1{,}0 + 0{,}5 + 0{,}3 = 1{,}8$ м.

Строительный объем отстойника:

$$W = H_{стр} \cdot L \cdot B = 1{,}8 \times 18 \times 26 = 840 \text{м}^3,$$

а на 1 м³ сточной жидкости в час (при среднем расходе):

$$w = \frac{W}{Q_{час}} = \frac{840 \times 1{,}5}{468} = 2{,}70 \text{ м}^3.$$

Поверхность воды в отстойнике:

$$\Omega = B \cdot L = 26 \times 18 = 468 \text{ м}^2.$$

При среднечасовом расходе города:

$$Q = \frac{150 \times 50\,000}{1000 \times 24} = 312 \text{ м}^3,$$

на 1 м² поверхности воды приходится часовой расход (напряженность):

$$q = \frac{312}{468} = 0{,}67 \text{ м}^3,$$

Если запроектировать отстойник высотой 2 м (рабочая часть), то время прохождения воды через него увеличится до 1,44 часа. Длина отстойника будет равна:

$$L = v \cdot t \cdot 3600 = 0{,}005 \times 1{,}44 \times 3600 = 26 \text{ м},$$

а рабочий объем отстойника

$$V = 468 \times 1{,}44 = 672 \text{ м}^3.$$

Ширина всех отстойников:

$$B = \frac{V}{L \cdot H} = \frac{672}{26 \times 2} = 13 \text{ м}.$$

Проектируем три отстойника шириной каждый $B = \frac{13}{3} = 4{,}33$ м (отношение $\frac{L}{B} = \frac{26}{4{,}33} = 6$).

Строительная высота отстойника $H_{стр} = 2{,}0 + 0{,}5 + 0{,}3 = 2{,}8$ м.

Строительный объем отстойника $W = H_{стр} \cdot L \cdot B = 2{,}8 \times 26 \times 13 = 948$ м$^3$, а на 1 м$^3$ сточной воды в час (при среднем расходе)

$$w = \frac{W}{Q_{час}} = \frac{948 \times 1{,}5}{468} = 3{,}03 \text{ м}^3.$$

Поверхность воды в отстойнике

$$\Omega = B \cdot L = 26 \times 13 = 338 \text{ м}^2,$$

тогда на 1 м$^2$ поверхности придется часовой расход (напряженность)

$$q = \frac{312}{338} = 0{,}925 \text{ м}^3.$$

Из рассмотренных двух вариантов (при $H = 1$ м и $H = 2$ м) видно, что при $H = 2$ м строительный объем отстойников, отнесенный к 1 м$^3$ сточной жидкости, протекающей в течение часа, получается несколько больше — 3,03 м$^3$ вместо 2,70 м$^3$.

Для определения стоимости более показательным явилось бы сравнение объемов стен отстойников при $H = 1$ м и $H = 2$ м. При $H_1 = 1$ м поверхность стен (до иловой части) и дна равна:

$$F = (n + 1) L \cdot H_{стр} + 2n \cdot B \cdot H_{стр} + n \cdot B \cdot L = (6 + 1) \times 18 \times 1{,}8 +$$

$$+ 2 \times 6 \times 4{,}33 \times 1{,}8 + 6 \times 4{,}33 \times 18 = 228 + 93{,}5 + 468 = 789{,}5 \text{ м}^2;$$

при $H_2 = 2$ м поверхность стен и дна равна:

$$F = (n + 1) L \cdot H_{стр} + 2n \cdot B \cdot H_{стр} + n \cdot B \cdot L = (3 + 1) \times 26 \times 2{,}8 +$$

$$+ 2 \times 3 \times 4{,}33 \times 2{,}8 + 3 \times 4{,}33 \times 26 = 292 + 72{,}8 + 338 = 702{,}8 \text{ м}^2.$$

Из приведенных подсчетов видно, что при $H = 2$ м поверхность стен получается меньше на 11,2%, однако, так как высота этих стен больше, то и толщина их получится больше. Таким образом, при $H = 2$ м не получится значительной экономии в строительстве отстойников, по сравнению с $H = 1$ м.

Размеры нижней части отстойника, служащей для размещения в нем выпадающего в отстойнике ила, определяются из расчета пребывания в отстойнике ила в течение трех суток и суточного накопления ила на человека в 0,7 л.

В рассмотренном примере суточное количество ила равно $\frac{0{,}7 \times 50\,000}{1000} = 35$ м$^3$.

При шести отстойниках в каждом из них осядет в сутки $35 : 6 \cong 6$ м$^3$, а за трое суток — 18 м$^3$. Следовательно, емкость иловой части должна равняться 18 м$^3$.

Нижняя иловая часть устраивается в начале отстойника в виде углубления (бункера) пирамидальной формы.

Горизонтальные отстойники устраивают не только прямоугольной в плане формы, но и круглой. В последних подлежащая осветлению сточная жидкость подается к центру отстойника, а осветленная вода отводится по периферийным лоткам.

Такие отстойники получили наименование радиальных — от радиального направления осветляемой в отстойнике воды.

Сточная жидкость в радиальном отстойнике движется с переменной скоростью, уменьшающейся от центра отстойника к его периферии. Сточная жидкость к центру радиального отстойника может быть подана трубой, подвешенной к мостику, или трубой, идущей по дну отстойника и оканчивающейся в центре отстойника коленом и вертикальным стояком.

Первый тип подачи осуществляется в отстойниках диаметром до 15—20 м, второй — в отстойниках бóльших размеров. В последних отстойниках подающей вертикальной трубе в центре отстойника желательно придавать конусность (до 7°) с целью плавного замедления скорости в трубе с тем, чтобы в выходном сечении ее скорость не превышала 0,20—0,25 м/сек.

Расчет радиального отстойника производится по напряженности — часовой нагрузке на 1 м$^2$ поверхности воды в отстойнике. При среднечасовом расходе напряженность принимается в 1,5 м$^3$/м$^2$ час, при максимальном расходе — до 2,25 м$^3$/м$^2$ час.

Рабочая глубина радиального отстойника обычно изменяется в пределах 2—3 м. Радиальные отстойники устраивают диаметром до 30 м и больше.

## § 34. Конструкции отстойников

Отстойники представляют собой резервуары прямоугольной, квадратной, круглой или иной формы в плане, обычно открытые.

В зимнее время желательно перекрытие отстойников, чтобы не допускать охлаждения воды, так как падение температуры неблагоприятствует дальнейшей биологической очистке осветленной воды и обработке выпадающего в отстойнике осадка. Однако устройство постоянных перекрытий над отстойниками, занимающими сравнительно большие площади, вызывает крупные затраты и потому обычно не применяется; все же с целью предохранения сточной жидкости от охлаждения, желательно в зимнее время перекрывать небольшие отстойники досками, защищающими воду от мороза и снега. Конструкция самих отстойников способствует такому временному защитному перекрытию.

Санитарной необходимости в перекрытии отстойников нет.

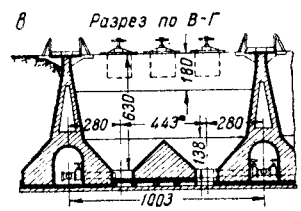
Основными материалами для сооружения отстойников являются кирпич (повышенного качества — полужелезняк), бетон и железобетон. При строительстве отстойников, как и других канализационных сооружений, может быть использован местный камень (песчаник, известняк). В одесской канализации сооружения из местного камня (известняка), покрытые соответствующей цементной штукатуркой толщиной в 15—20 мм, служат в течение десятков лет, не вызывая никаких опасений за целость и сохранность сооружений.

В отстойниках, с целью равномерного распределения сточной жидкости по всей их ширине и получения надлежащего эффекта осветления, впуск воды осуществляют лотком, расположенным по всей ширине отстойника, с водосливным ребром; пуск воды в лотки регулируется задвижками, установленными на отводах, соединяющих наружные лотки с лотками отстойников.

Так как высота слоя переливающейся через водослив воды сравнительно невелика, особое внимание необходимо уделять горизонтальности ребра водослива для получения правильного распределения воды по ширине отстойника.

С этой же целью разводящим лоткам в отстойнике желательно придавать суженную, от середины к боковым стенам отстойника, форму.

За лотком, на некотором расстоянии от него, устанавливается (на 0,5—1,0 м ниже поверхности воды) полупогруженная перегородка (стенка), направляющая поверхностную струю в глубь отстойника. Опыт применения более глубоких входных перегородок показал, что они не способствуют работе отстойника всем сечением, а отжимают входящую в отстойник струю ко дну, что затрудняет осаждение. Расстояние полупогруженной перегородки от водослива принимается 0,75—2,0 м.




В конце отстойника устанавливается еще одна перегородка, не допускающая выноса из отстойника всплывших веществ. К ней присоединяют лоток для удаления этих веществ. За полупогруженной перегородкой следует водослив с отводным лотком на расстоянии 1—2 м от нее.

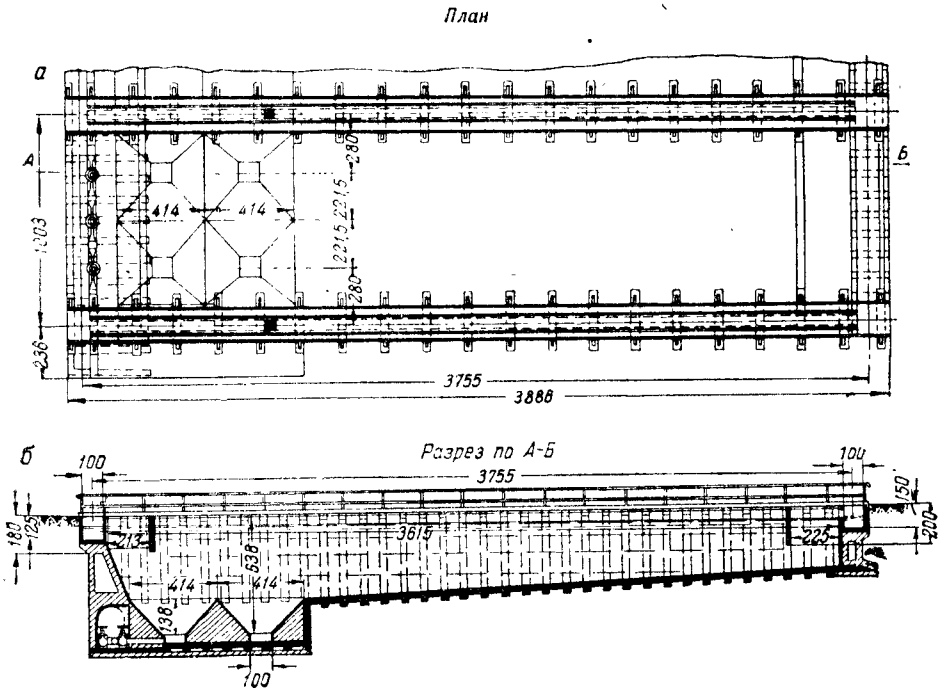



Рис. 41. Отстойник очистной установки Харькова: *а*) план; *б*) продольный разрез; *в*) поперечный разрез

Осевший на дне отстойника ил подается к углубленной части, откуда отводится дальше по трубам.

В очистной установке Харькова имеются горизонтальные отстойные бассейны различного типа. На рис. 41 представлен один из типов отстойника [101]. Через эти отстойники сточные воды протекают в течение около 2 часов, двигаясь со скоростью 5 мм/сек.

Отстойники — железобетонные, длиной 37,55 м, шириной 10,03 м. Наименьшая глубина воды в отстойнике у выходного конца его 2,5 м. Расстояние полупогруженной стенки от водослива выходного лотка 2,25 м.

Сточные воды, проходя через отстойные бассейны, выделяют легкие взвешенные вещества с большим содержанием жиров, которые поднимаются при медленном движении сточных вод в бассейнах на поверхность воды и образуют корку. Она 1—2 раза в неделю сгоняется подвешенной доской к расположенному во входном конце отстойника коркоуловителю, через который поступает в пневматический котел, а из

последнего отжимается на площадки для сушки ила. Осадки, скопляющиеся на дне бассейнов, по наклонному дну сползают к расположенным во входных частях бассейнов воронкам и из них откачиваются по системе труб на те же площадки.

Эффект осветления сточных вод харьковской канализации, при прохождении их через отстойные бассейны, характеризуется выносом в 1,0—1,5 см³/л. Содержание воды в осадках составляет в среднем 92—94%.

## § 35. Механическое удаление ила из горизонтальных отстойников

Наиболее простым способом удаления ила из горизонтальных отстойников является скребок, укрепленный на подвижной тележке. При широких отстойных бассейнах вместо тележки скребок поддерживается двумя направляющими (рис. 42), причем самый скребок и направляющие соединены жестко. При рабочем ходе скребка (против направления движения осветляемой воды) он опущен до дна, при обратном, холостом ходе, — приподнят. Скорость движения скребка, в целях недопущения взмучивания осевшего ила, не должна превосходить 2 см/сек; обычно она не превосходит 5 мм/сек.

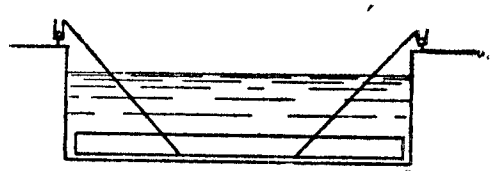


Рис. 42. Схема скребка для удаления ила

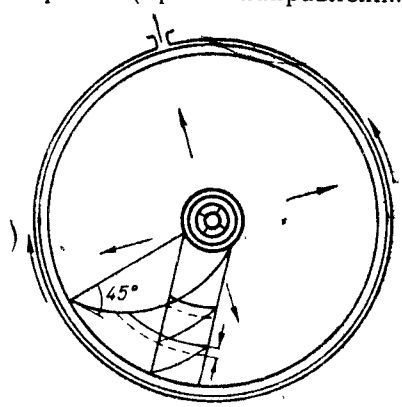



Рис. 43. Схема радиального отстойника со спиральными скребками

Высота скребка, доходящая до 0,75 м и выше, зависит от принятых периодов удаления ила, концентрации сточных вод, эффекта осветления и характера дна отстойного бассейна, учитывая при этом, что естественный угол откоса ила под водой 1 : 20.

С целью уменьшения высоты скребков, необходимо чаще производить удаление ила (что невыгодно по экономическим соображениям) или уменьшить количество ила, передвигаемое одним скребком, путем установки ряда скребков, движущихся один за другим. Скребки располагаются на расстоянии нескольких метров один от другого на тросе или цепи. При обратном ходе скребки проходят над поверхностью воды; при больших глубинах отстойника это движение происходит ниже поверхности воды, во избежание излишнего подъема цепей.

Недостатком этой системы является высокая стоимость устройства и эксплоатации, большое количество подвижных частей и цепей, затрудняющих эксплоатацию.

В радиальных отстойниках местом для сбора ила является средняя углубленная часть. В этом случае приходится устраивать скребки особой формы, гарантирующей подачу ила при перемещении скребка от периферии к центру отстойника.

Есть несколько типов скребков:

1. Большие спиральные скребки, принцип работы которых основан на том, что кривая спирали образует один и тот же угол со всеми радиальными направлениями от периферии к центру. Обычно

угол, образованный кривой скребка с пересекаемыми радиусами, равен или несколько больше 45°. Так как длина отдельных скребков получается при этом значительная, то общую длину спирали делят на части (две-три) с некоторым перекрытием последующего скребка, как это видно на рис. 43. Скребки эти обычно подвешиваются к вращающемуся мостику.

2. Мелкие спиральные скребки, которые можно получить разделением большого спирального скребка на значительное число мелких скребков. Они подвешены под углом 45° к радиусу. При вращении мостика с подвешенными к нему мелкими скребками ил движется от периферии к центру. Время подачи ила к центру мелкими скребками значительно превосходит время, потребное при одном большом спиральном скребке. С целью уменьшения этого времени устанавливают не один ряд скребков, а несколько.

## § 36. Существующие типы горизонтальных отстойников

Горизонтальный отстойник глубиной 3,25 м и длиной 29 м изображен на рис. 44.

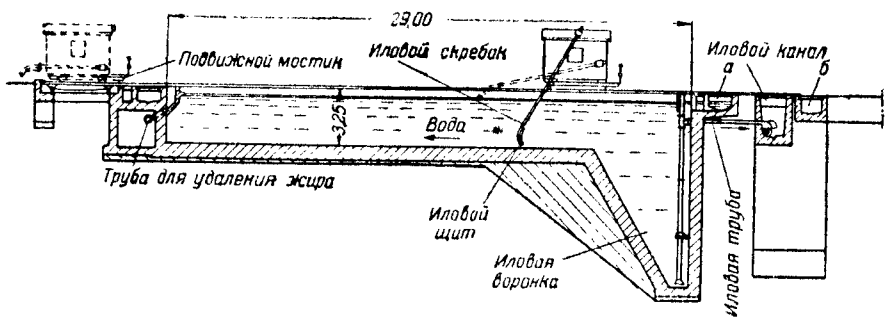



Рис. 44. Горизонтальный отстойник

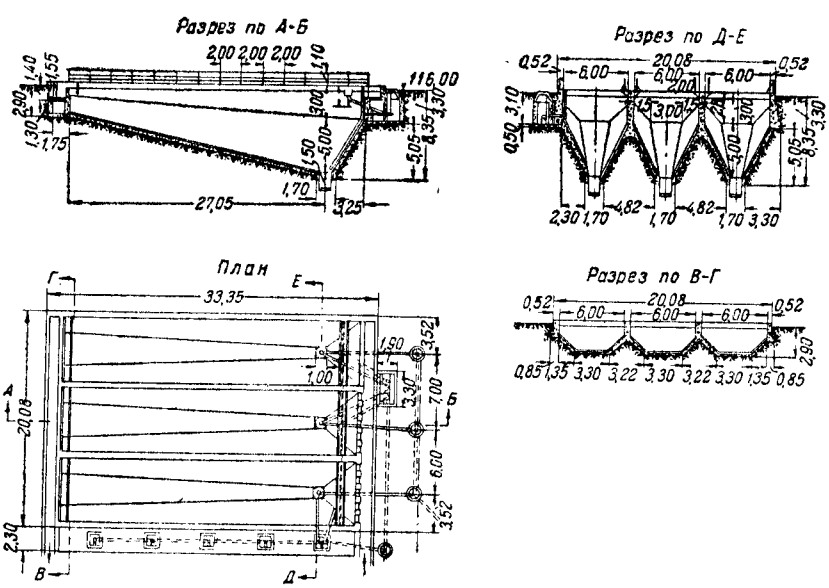



Рис. 45. Горизонтальный отстойник установки Харькова

Скребок, установленный на подвижной тележке, приводимой в движение электромотором, служит для направления осевших в отстойнике осадков в иловую камеру, устроенную в начале отстойника.

Расчетная скорость движения воды $v = 4$ мм/сек.

Всплывающий на поверхность отстойника жир поднятым скребком при обратном ходе тележки отводится к установленному в конце отстойника жолобу для приема жира, откуда он по особой трубе направляется для использования. В конце отстойника на поверхности

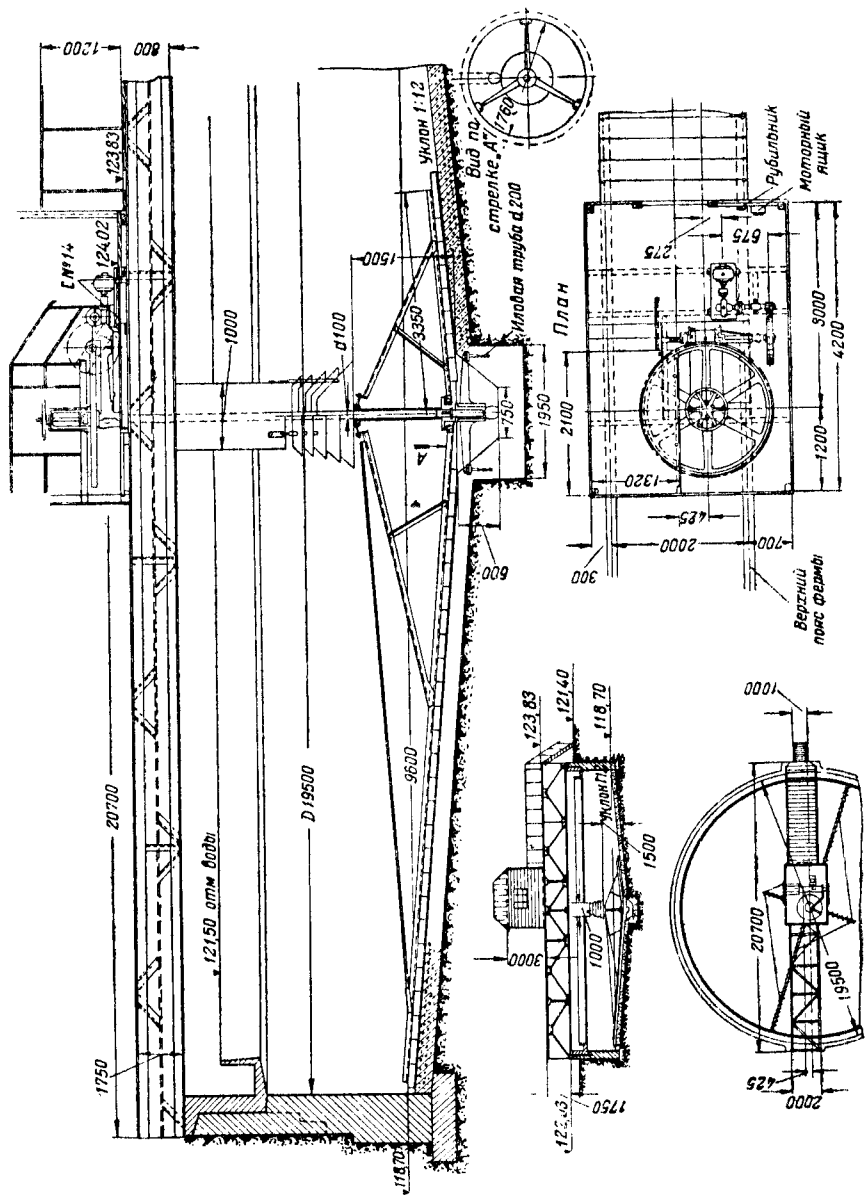



Рис. 46. Первичный радиальный отстойник со скребками

земли устроено приспособление в виде передвижной площадки, дающее возможность тележку со скребком передвигать от одного отстойника к другому. Передвижная площадка движется по рельсам, уложенным нормально к длине отстойника.

На рис. 45 приведен еще один тип горизонтального отстойника очистной установки Харькова, состоящий из трех, рядом расположенных, секций шириной 6,0 м, длиной 30,0 м и рабочей глубиной 2,2 м каждая. Дну отстойника придан уклон в 20%, обеспечивающий сполза-

ние осаждающегося в отстойнике ила к цилиндрическому заглублению, устроенному в начальной части отстойника, откуда осадок по трубам $d = 200$ мм удаляется в илопровод. Время прохождения сточной жидкости через отстойник $t = 1$ час. 22 мин. Скорость прохождения $v = 6$ мм/сек. У входа и выхода отстойника установлены полупогруженные перегородки на расстоянии 1,5 м от стен отстойника. Передняя перегородка снабжена для сбора всплывающих веществ лотком, из которого они удаляются по трубе в илопровод.

Отстойник работает удовлетворительно при суточном расходе в 7000 м³, пропускаемом через одну секцию.

На рис. 46 показан чертеж радиального отстойника $d = 19{,}5$ м, одного из типов, сооруженных на Люблинской станции аэрации (Москва). Подвод воды осуществлен сверху, диаметр центральной

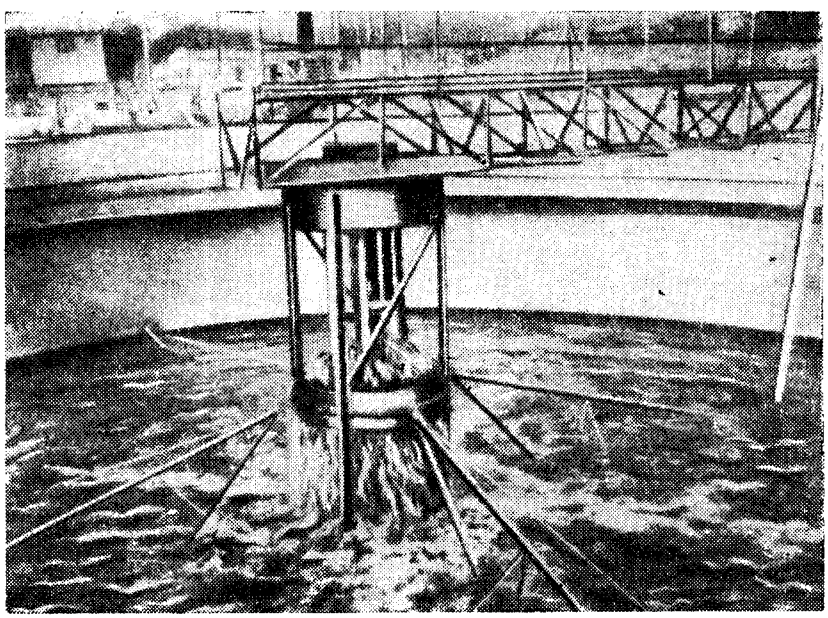


Рис. 47. Заполнение водой радиального отстойника со скребками

трубы равен 1 м, уклон дна отстойника 1 : 12, полная строительная высота отстойника 2,8 м. Отстойник снабжен мелкими скребками, которые совершают один оборот в 30 мин, причем скребки работают периодически раз в 4—6 час. На рис. 47 показан отстойник во время заполнения его водой.

Количество сточной жидкости, поступающей в один отстойник, составляет, из расчета на напряженность 2,25 м³/м² час, — 675 м³/час, или около 190 л/сек.

На рис. 48 показан чертеж другого типа радиального отстойника, запроектированного для Курьяновской станции аэрации, диаметром 33 м с подводом сточной жидкости снизу по трубе $d = 800$ м. Рабочая высота отстойника 2,55 м. Приямок для сбора осадка глубиной $h = 2{,}15$ м. Ил из отстойника удаляется по трубе $d = 200$ мм.

Существенное значение для нормальной работы отстойника имеет правильно запроектированный подвод воды к нему. Обычно подвод воды из магистрального разводящего канала осуществляется для группы из четырех отстойников. С целью равномерного распределения сточной жидкости между отдельными отстойниками и устранения инерционного направления жидкости устраивают так называемую ч а ш у,

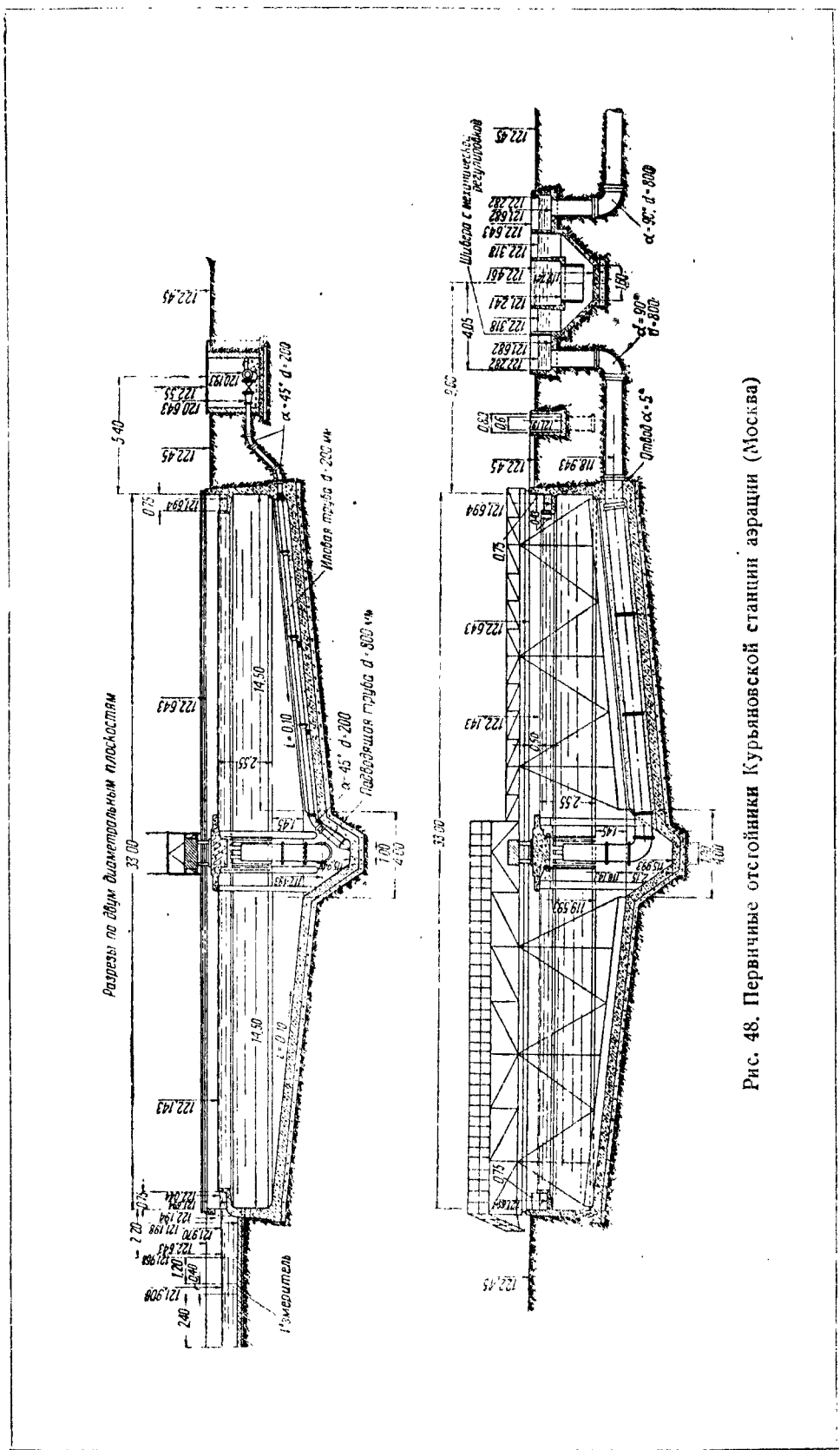



Рис. 48. Первичные отстойники Курьяновской станции аэрации (Москва)

представляющую круглый колодец с четырьмя отходящими от него каналами к каждому из отстойников. К чаше жидкость подводится от разводящего магистрального канала дюкером, заканчивающимся под дном чаши коленом (рис. 49). Это делается для того, чтобы устранить

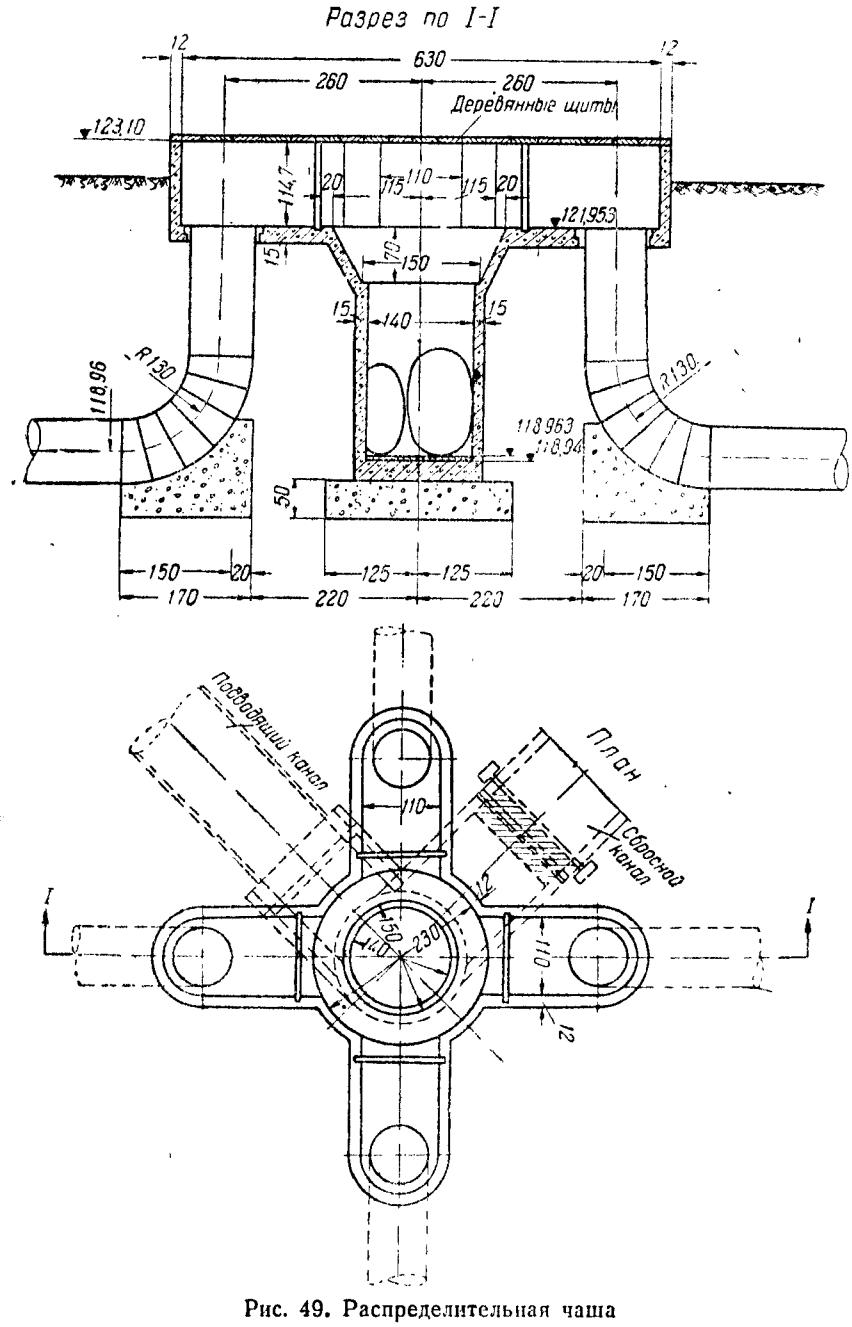



Рис. 49. Распределительная чаша

влияние инерционного направления. От чаши устраивают обычно еще и сбросной канал, на случай выхода из строя всех или части отстойников. При подводе сточной жидкости к радиальным отстойникам сверху, по лотку, необходимо, чтобы скорость в нем не превышала 0,6—0,7 м/сек, и разность отметок воды в подводящем лотке и в отстойнике была минимальной, в пределах до 5 см.

## § 37. Вертикальные отстойники

Основными недостатками горизонтальных отстойников являлись в первые годы их применения: 1) затруднительность работ при слабых и водоносных грунтах и необходимость затраты большого количества материала на стены отстойника (статические условия работы их); 2) затруднительность очистки отстойников от ила при отсутствии соответствующей механизации: необходимость периодически выключать отстойники, перекачивать из них воду в соседние работающие и тогда только вручную очищать дно отстойника от осадков; 3) требование сравнительно больших площадей; 4) недостаточно полный эффект осветления.

Из-за указанных недостатков горизонтальных отстойников начали проектировать и строить вертикальные отстойники, представляющие вертикальный цилиндр или призму, вода в котором движется снизу вверх. Скорость движения воды в вертикальном отстойнике должна быть такова, чтобы происходило выпадение нерастворимых частиц из воды в нижнюю часть отстойника.

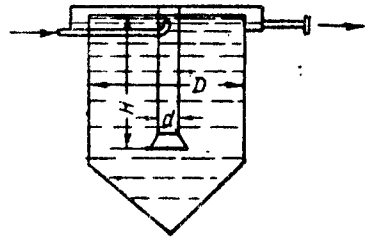


Рис. 50. Схема вертикального отстойника

При проектировании и расчете вертикальных отстойников (рис. 50) надо разрешить ряд вопросов: а) определение диаметра внутренней вертикальной трубы, по которой подается сточная жидкость для отстаивания, и зависимость между вертикальной скоростью в этой трубе и выпадением взвеси в отстойнике; б) глубину отстойника; в) определение диаметра отстойника. Опытные данные Н. Н. Панова выяснили, что размер вертикальной трубы отстойника, по которой поступает жидкость, должен быть таков, чтобы скорость движения в ней была не более 100 мм/сек при наличии отражающего щита под внутренней трубой и 28 мм/сек при отсутствии отражающего щита [71]. Отражающий щит имеет целью изменить направление потока сточных вод, поступающих в вертикальный отстойник по внутренней трубе, и тем не допустить размыв ранее осадившихся из сточной жидкости частиц. Большинство сооруженных отстойников снабжено отражающими щитами.

Рабочая глубина отстойника должна обеспечить 1,5—2,0-часовое прохождение среднего расхода воды через отстойник. Диаметр отстойника определяется гидравлической величиной частиц, подлежащих осаждению, т. е. минимальной вертикальной скоростью (при которой еще не наблюдается выноса частиц), равной $v_0$. Очевидно, расчетная скорость в цилиндрическом отстойнике $v$ (вертикальная скорость подъема) должна быть меньше скорости $v_0$, т. е. $v<v_0$.

На основании опытных данных с отстаиванием канализационных вод, скорость $v$ принимается от 0,5 до 1,0 мм/сек. В зависимости от характера сточных вод скорость эта может быть повышена, что определяется в каждом случае опытными данными.

Зная расход $Q$, диаметр отстойника $D$ определим, исходя из следующего соотношения:

$$Q = \omega \cdot v = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2)\, v,$$

где $d$ — диаметр внутренней вертикальной трубы.

Следовательно:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v} + d^2}. \qquad (26)$$

Рабочая глубина отстойника, равная длине внутренней цилиндрической трубы, будет:

$$h = \frac{v \cdot t \cdot 3600}{1000} = 3{,}6 \cdot v \cdot t \text{ м},$$

где $t$ — время в часах.

На основании изучения гидравлического режима работы вертикальных отстойников рекомендуется определенное соотношение между диаметром отстойника $D$ и его рабочей глубиной $h$, обеспечивающее правильную работу отстойника:

$$\frac{h}{D-d} > 0{,}7. \tag{27}$$

При расчете вертикальных отстойников принимают: 1) количество выпадающего ила влажностью 95% на одного человека в сутки 0,7—0,8 л; 2) объем иловой части отстойника подлежит проверке на трехсуточный объем ила; 3) уклон днища не менее 45°; 4) свободный напор для выпуска осадка не менее 1,5 м при диаметре илоотводящей трубы 200 мм; 5) удаление выпавшего ила ежедневное; 6) высоту нейтрального слоя при отсутствии отражающего щита, считая от нижнего обреза центральной трубы до горизонта ила, не менее 0,75 м, а при наличии отражающего щита не менее 0,5 м, считая от низа щита.

Пример. Определить число и размеры вертикальных отстойников для максимального секундного расхода $Q = 0{,}5$ м³/сек.

Принимаем скорость движения воды в отстойнике $v = 1$ мм/сек, время осаждения $= 1$ час.

Рабочая высота отстойника $h = v \cdot t \cdot 3600 = 0{,}001 \times 1 \times 3600 = 3{,}6$ м.

Диаметр отстойника $D$ определяем в первом приближении из соотношения [формула (27)].

$$\frac{h}{D-d} > 0{,}7 \text{ м},$$

принимая ориентировочно величину $d = 1$ м.

Тогда

$$D - d < \frac{h}{0{,}7}$$

или

$$D < \frac{h}{0{,}7} + d < \frac{3{,}6}{0{,}7} + 1{,}0 = 6{,}13 \text{ м}.$$

Принимаем $D = 6{,}1$ м; площадь отстойника:

$$\omega = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) = 0{,}785\,(6{,}1^2 - 1{,}0^2) = 28{,}5 \text{ м}^2.$$

Общая потребная площадь всех отстойников:

$$\Omega = \frac{Q}{v} = \frac{0{,}5}{0{,}001} = 500 \text{ м}^2.$$

Потребное количество отстойников будет равно:

$$n = \frac{\Omega}{\omega} = \frac{500}{28{,}5} = 18.$$

Определяем диаметр входной цилиндрической трубы по формуле:

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot v = q,$$

где $v = 28$ мм/сек, $q$ (расход отстойника) $= \frac{Q}{n} = \frac{0{,}5}{18} = 0{,}0277$ м³/сек.

Следовательно,

$$d = \sqrt{\frac{q \cdot 4}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{0{,}0277 \times 4}{3{,}14 \times 0{,}028}} = 1{,}09 \text{ м}.$$

Диаметр же самого отстойника определяется по формуле:

$$D = \sqrt{\frac{q \cdot 4}{\pi \cdot v} + d^2} = \sqrt{\frac{4 \times 0{,}0277}{3{,}14 \times 0{,}001} + 1{,}09^2} = 6{,}05 \text{ м}.$$

Проверяем соотношение:

$$\frac{h}{D - d} = \frac{3{,}6}{6{,}05 - 1{,}09} = 0{,}725 > 0{,}7.$$

Нижняя иловая часть представляет опрокинутый конус с площадью основания 28,5 м³ и высотой $H = \frac{D}{2} = \frac{6{,}05}{2} = 3{,}03$ м (откосы под углом в 45°).

Объем иловой части определяется по формуле:

$$V = \frac{\omega H}{3} = \frac{28{,}5 \times 3{,}03}{3} = 28{,}7 \text{ м}^3.$$

Очистная установка обслуживает 200 000 человек.

Суточное накопление ила на человека принимается, согласно нормам, 0,8 л. Общее суточное количество ила $\frac{0{,}8 \times 200\,000}{1000} = 160$ м³. Накопление на один отстойник $\frac{160}{18} = 8{,}9$ м³.

Объем иловой части в 28,7 м³ обеспечивает нахождение в нем трехсуточного количества ила (28,7 : 8,9=3,21).

Между осадочной и иловой частями отстойника должен быть нейтральный слой высотой 0,75 м.

На рис. 51 приводится вертикальный отстойник, построенный в 1929 г. на Люберецких полях фильтрации.

Результаты эксплоатационной работы этого отстойника следующие: эффект осветления — до 90%; содержание воды в осадке — 93%; средняя скорость движения воды в отстойнике — 1 мм/сек.

Квадратные в плане вертикальные отстойники устроены на московской Кожуховской станции аэрации [31]. Время прохождения сточной воды через отстойник $t = 1{,}5$ часа, скорость $v$ меняется в пределах от 0,7 до 1,2 мм/сек. Эффект осветления — 95%, влажность ила — в пределах от 91 до 95%, в среднем 93,5% при ежесуточной выгрузке его. Размеры и схема работы отстойников приведены на рис. 52 и 53. На рис. 52 внутренняя труба отстойника показана телескопической, позволяющей изменять рабочую длину прохождения сточной жидкости. Телескопическая труба осложняет устройство отстойника, создает необходимость установки тяжей, которые обволакиваются тряпьем, имеющимся в сточных водах. Эти неудобства заставили отказаться от устройства телескопических труб в вертикальных отстойниках.

В Кожуховских отстойниках осветленная жидкость уходит в жолоба, расположенные по периметру отстойников; перед жолобами расположены полупогруженные перегородки для удержания плавающих и жировых веществ, всплывающих на поверхность.

Значительно целесообразнее удалять воду из вертикальных отстойников при помощи погруженных и расположенных внутри отстойника дырчатых жолобов. При этом получается более равномерная работа отстойника и лучший эффект осветления.

Здесь необязательно соблюдение условия $\frac{h}{D-d} > 0{,}7$.

Так как на поверхности отстойника собираются легкие плавающие и жировые вещества, то во избежание попадания этих веществ в боковые отверстия жолобов, последние следует погружать в воду настолько, чтобы от поверхности воды до центров отверстий в боковых стенках жолобов было не менее 0,5 м (рис. 54). За пределы отстойника выходит один общий жолоб в виде канала прямоугольного сечения. Уровень воды в канале, необходимый для затопления жолобов в пределах отстойника, создается водосливной стенкой, устанавливаемой в канале.

Отметка водосливной стенки может быть определена гидравлическим расчетом. В боковых стенках проделывают квадратные отверстия сечением около 0,1 × 0,1 м. Сечение самого жолоба 0,4 × 0,4 м.

Обозначим количество отверстий в затопленных жолобах через $n$; тогда расход на одно отверстие будет равен $\frac{q}{n}$, где $q$ — расчетный расход отстойника.

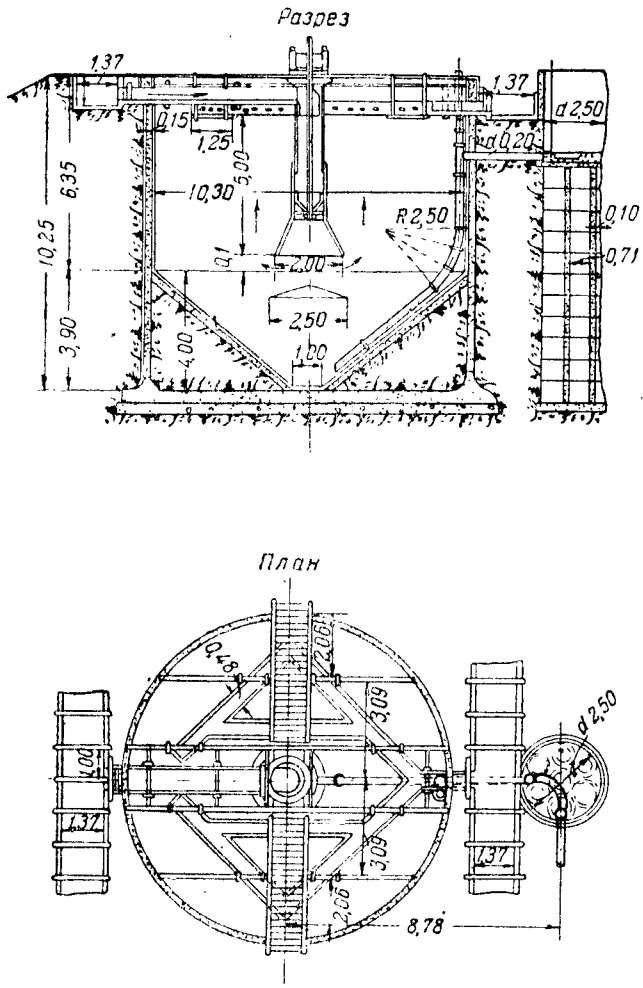



Рис. 51. Вертикальный отстойник Люберецких полей фильтрации (Москва)

Потеря напора $h_w$ на вход в жолоб может быть определена по формуле расхода воды через отверстие:

$$q = \mu \cdot \omega \sqrt{2g \cdot h_w}. \tag{28}$$

В нашем случае

$$h_w = \frac{q^2}{n^2 \cdot \mu^2 \cdot \omega^2 \cdot 2g}. \tag{29}$$

Водосливную стенку в канале за пределами отстойника рассматриваем как свободный водослив с коэфициентом расхода около 0,42. Если пренебречь скоростью подхода к водосливу, то необходимая высота слоя воды $H$ над ребром водослива определится по формуле:

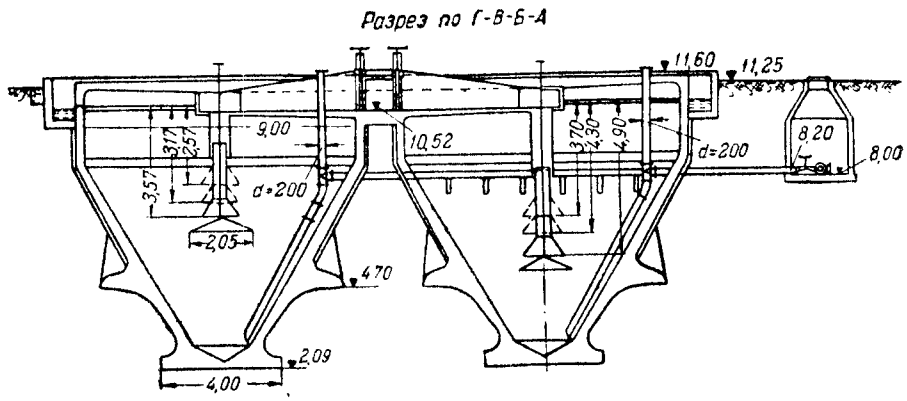



Рис. 52. Квадратные вертикальные отстойники Кожуховской станции аэрации (Москва). Разрез.

$$H = \sqrt[3]{\frac{q^2}{2g \cdot m^2 \cdot b^3}}, \qquad (30)$$

где: $q$ — расчетный расход отстойника;
$m$ — коэфициент расхода водослива, равный 0,42;
$b$ — ширина канала, а следовательно, и водослива.

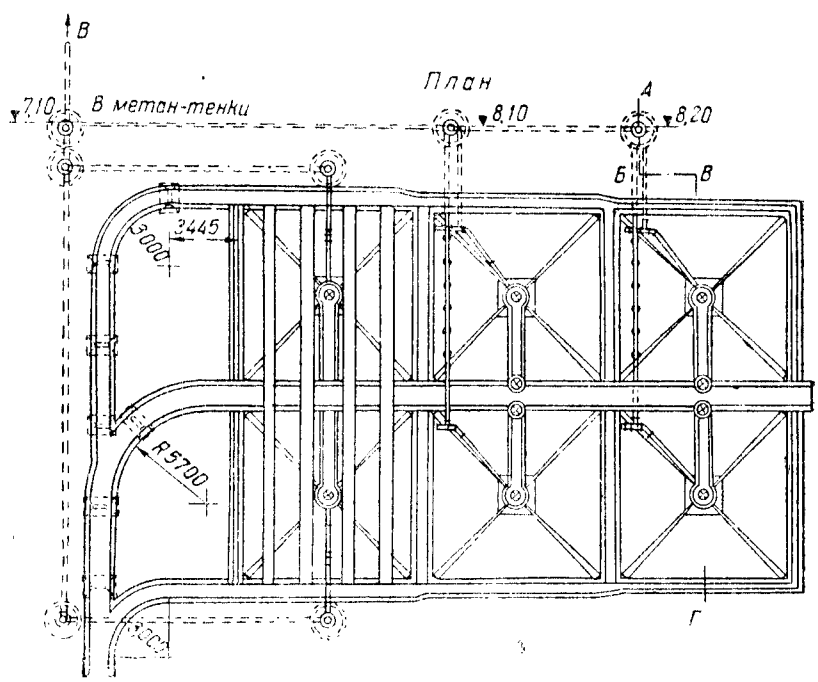



Рис. 53. Квадратные вертикальные отстойники Кожуховской станции аэрации. План

Ребро водосливной стенки должно иметь отметку на $(h_w + N)$ м ниже поверхности воды в отстойнике.

Пример. Определить высоту водосливной стенки в прямоугольном канале, отводящем воду из вертикального отстойника, если известны расчетный расход вертикального отстойника $q$ =40 л/сек и ширина прямоугольного канала $b$ =0,5 м.

Принимаем затопленные жолоба сечением 0,4 × 0,4 м; размеры боковых отверстий в них 0,075×0.075 м; число отверстий $n$=80.

Определяем потерю на вход в жолоб:

$$h_w = \frac{q^2}{n^2 \cdot \mu^2 \cdot \omega^2 \cdot 2g},$$

где: $q$ =40 л/сек =0,04 м³/сек;
$n$ =80;
$\mu$ =0,62 (коэфициент расхода);
$\omega$ = 0,075 . 0,075 = 0,0056 м²;

$$h_w = \frac{0{,}04^2}{80^2 \times 0{,}62^2 \times 0{,}0056^2 \times 19{,}62} = 0{,}001 \text{ м} = 1 \text{ мм}.$$

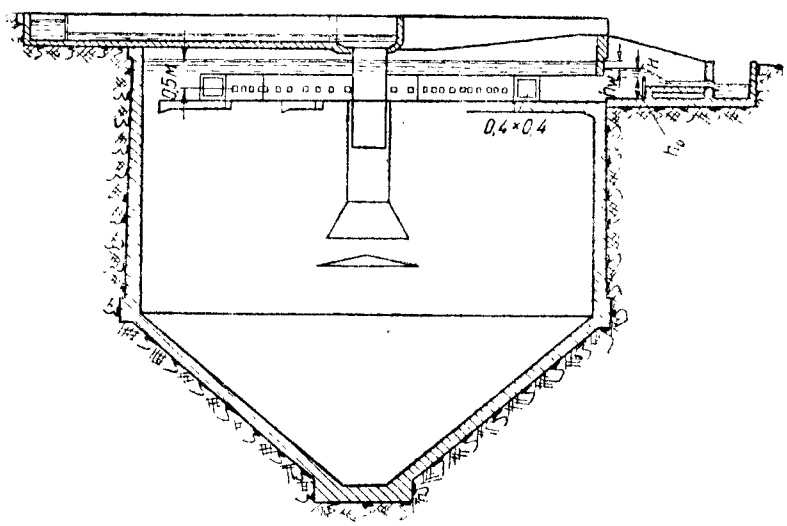



Рис. 54. Схема работы затопленного жолоба в вертикальном отстойнике

Высота воды над ребром водосливной стенки будет:

$$H = \sqrt{\frac{q^2}{2g \cdot m^2 \cdot b^2}} = \sqrt{\frac{0{,}04^2}{19{,}62 \times 0{,}42 \times 0{,}5^2}} = 0{,}123 \text{ м}.$$

Если принять, что до центра боковых отверстий жолоба от поверхности воды $h$= 0,50 м, то до дна жолоба $h_ж = 0{,}5 + \frac{0{,}4}{2} = 0{,}7$ м.

Высота водосливной стенки определится по формуле:

$$h_в = h_ж - (h_w + H),$$

следовательно,

$$h_в = 0{,}70 - (0{,}001 + 0{,}123) = 0{,}576 \text{ м}.$$

На рис. 55 представлены разрез и план железобетонного вертикального отстойника типа, принятого в Водоканалпроекте.

Приведенный тип железобетонного отстойника применяется при диаметрах от 4 до 9 м.

Сточная жидкость подводится при помощи центральной вертикальной, квадратного сечения, деревянной трубы длиной около 3,6 м. Труба снабжена отражающим щитом. Для отвода осветленной воды устроены радиальные деревянные лотки с затопленными отверстиями; далее

вода попадает в круговой железобетонный лоток, а из него в трубу диаметром 250 мм.

Стенам нижней иловой части дан одинарный откос. Отжим ила производится при помощи 200-миллиметровой чугунной трубы.

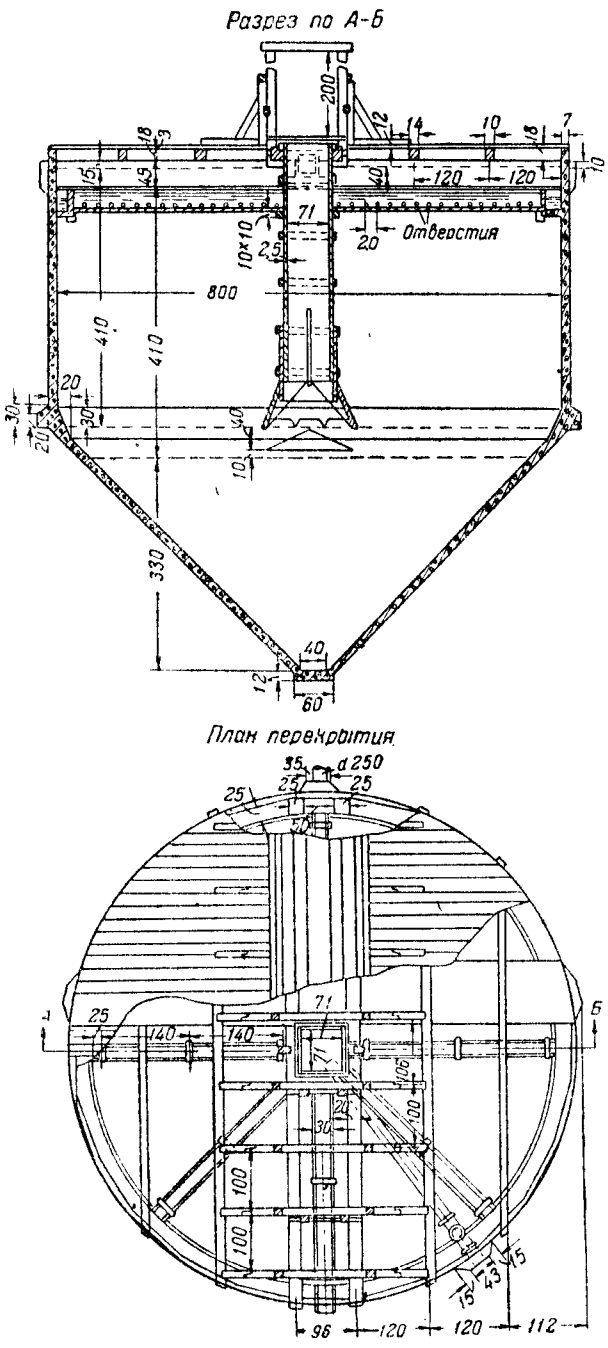



Рис. 55. Вертикальный железобетонный отстойник

## § 38. Выбор типа отстойника

Вертикальные отстойники дают хороший эффект осветления, однако диаметр вертикальных отстойников ограничен величиной в 9 м, так как при бо́льших диаметрах схема движения воды становится аналогичной движению воды в радиальном отстойнике.

Это не разрешает увеличивать расход воды свыше 60 л/сек на каждый отстойник. Таким образом, на станциях очистки сточных вод в больших городах количество вертикальных отстойников получается значительным и расход строительных материалов на сооружение вертикальных отстойников непропорционально большим. Поэтому на больших установках по очистке сточных вод вертикальные отстойники не должны применяться, целесообразно их заменять радиальными отстойниками, нагрузка на которые может изменяться, в зависимости от диаметра отстойника, от 150 до 500 и больше литров в секунду.

Что касается горизонтальных отстойников прямоугольных в плане, то применение их на установках для больших городов не рекомендуется. Они могут быть применяемы на небольших и средних установках при особых грунтовых условиях, когда стоимость горизонтальных отстойников может оказаться ниже стоимости вертикальных отстойников.

Глава VIII

# ЖИРОЛОВКИ

## § 39. Назначение жироловок. Типы жироловок

Жироловки представляют собой особого рода отстойники, назначение которых — задерживать имеющиеся в сточной жидкости такие легкие вещества, как жир и масла.

Жир и масла находятся в сточной жидкости частью в плавающем состоянии, частью облепляют взвешенные частицы. В бытовых водах количество жиров и масел сравнительно невелико. Жиры попадают в сточную жидкость, главным образом, с кухонными водами, с мыльными водами умывальников, ванн, прачечных, с водами из скотобоен; масла — из гаражей и силовых установок. Чтобы жиры не попадали в сточные воды, на всех выпусках из фабрик-кухонь, ресторанов, столовых и т. п. должны быть установлены жироуловители. Масло- и бензиноуловители должны быть установлены на выпусках соответствующих предприятий. Несмотря на принимаемые меры, в сточные воды все же попадает определенное количество жиров и масел. Поэтому сточная жидкость представляет собою эмульсию, дисперсную систему, состоящую из двух взаимно нерастворимых жидкостей, одна из которых (масла и жиры) распределена в другой в виде мельчайших капелек.

Образованию устойчивой эмульсии «жиры — сточная жидкость» способствуют имеющиеся в сточной жидкости лиофильные эмульгаторы (белки, мыла и т. п.).

При небольших скоростях движения сточной жидкости происходит всплывание масел и жиров на поверхность (флотация). Интенсивному всплыванию жиров и масел способствует наличие газов в сточной жидкости. В результате всплывания жиров и масел на поверхность жироловки образуется слой в виде грязной пены. Слой этот, кроме жиров и масел, содержит не только вещества с удельным весом меньше единицы (пробки, щепа, солома и т. д.), но и загрязнения в виде взвешенных частиц, приподнятых вместе с жировыми веществами.

Так как жиры можно использовать для технических надобностей (на изготовление свечей, мыла), а также потому, что освобожденная от жира сточная жидкость легче подвергается очистке, возник вопрос об улавливании жиров из сточных вод.

Первоначально рассчитывали на получение до 20 г жира в сутки на 1 жителя, пользующегося канализацией. Но эта цифра оказалась преувеличенной, поэтому из обычных сточных вод хозяйственно целесообразно извлекать жир, не прибегая к сложным установкам с химической переработкой, а просто собирая его с поверхности воды в отстойниках.

На Кожуховской и Люблинской станциях аэрации и на Люберецких полях фильтрации жир, извлекаемый с поверхности отстойников, идет на приготовление мыла. Жир снимается раз в декаду; слой его вместе с плавающими веществами составляет 10—20 см.

Работа жироловок основана на принципе уменьшения скорости течения жидкости в бассейне. Это ведет к всплыванию на поверхность наиболее легких жировых частиц. На рис. 56 изображен поперечный разрез верхней части жироловки. Сточная жидкость по лотку *а* подается к вертикальным каналам, по которым движется вниз. Установленные в конце каналов закругления *б* заставляют воду менять свое направление и двигаться вверх с небольшой скоростью, что спо-

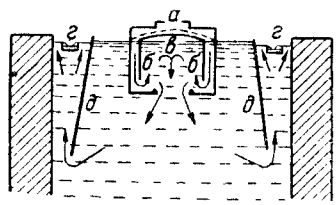



Рис. 56. Жироловка

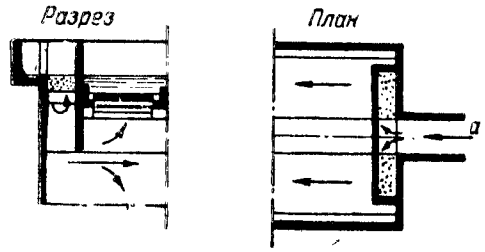



Рис. 57. Схема движения сточной жидкости в начале отстойника, обеспечивающая улавливание жира

собствует выделению жиров и всплыванию их в камере *в*. Затем поток воды меняет свое направление и движется в обе стороны к выходным каналам *г*, обтекая ребра *д*.

Недостаток жироловок тот, что одновременно со всплыванием жира, вследствие малых скоростей, происходит и осаждение взвешенных частиц на дне жироловки, следовательно, жироловку нужно рассматривать и как отстойник. Это обстоятельство позволяет обычные отстойники использовать как жироловки: поверхность отстойников служит местом для скопления жиров.

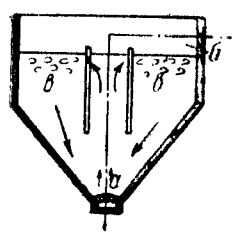



Рис. 58. Схема поперечного разреза отстойника в начале его с показанием продувки: *а*) фильтрос, б) воздухопровод, *в*) жироловка

Можно рационализировать сбор жира в обычных отстойниках. Для этого в начале отстойника должна быть установлена полупогруженная стенка. Поступающая по трубе *а* в отстойник сточная жидкость (рис. 57) отклоняется вправо и влево; кроме того, полупогруженная стенка отклоняет воду и вниз. В начале отстойника образуются пространства, служащие для сбора всплывающего жира. Тут же собираются и плавающие предметы (пробка, куски дерева и пр.).

При наличии в сточных водах большой примеси промышленных сточных вод с высоким содержанием жира, целесообразно применять продувку сточной жидкости воздухом для более полного отделения жира. На рис. 58 дан поперечный разрез отстойника в наиболее углубленной части. По трубе вода подводится к средней части отстойника и движется в направлении, нормальном к рисунку. В нижней части отстойника установлены дырчатые трубы или пористые пластинки (фильтросы) *а*, через которые продувается воздух. Вследствие искусственного увеличения давления уровень жидкости в средней части отстойника несколько повышается, и вода через стенки попадает в пространство *в*, специально отгороженное для улавливания жира. Труба *б* служит для подачи воздуха (на рис. 58 она показана пунктиром). В зависимости от количества жира продувка производится периодически в течение нескольких минут. Постоянная продувка сточной жидкости необязательна, так как поставленная поперек течения жидкости полупогружен-

ная перегородка защищает отстойник от жира. Потребное количество воздуха для продувки 0,1 м³ на 1 м³ сточной жидкости.

Вполне целесообразно собирать жир в начале отстойника, так как при этом не приходится устанавливать отдельно жироловки; кроме того, в этом случае собираемый жир свободен от плавающих частиц, вместе с которыми он извлекается из обычных отстойников. При дальнейшем направлении сточных вод для очистки в аэротенки необходимо возможно полное освобождение вод от жира, что может быть достигнуто в отдельно расположенных и продуваемых сжатым воздухом жироловках.

Размеры жироловок зависят от расхода воды. Жироловок должно быть не менее двух. Длина их изменяется в пределах от 12 до 30 м,

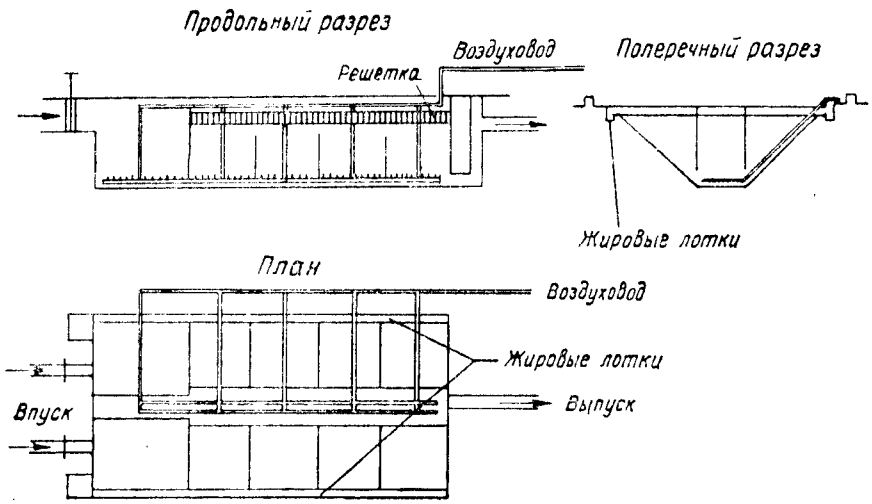



Рис. 59. Схема жироловки ленинградского типа

рабочая глубина — от 1,5 до 3,0 м, ширина от 5,0 до 7,5 м. Откосы стен жироловок близки к единице. По дну жироловок укладываются фильтросы, через которые поступает воздух. Количество потребного воздуха —0,25—0,5 м³ на 1 м³ сточной воды. Время нахождения сточной жидкости в жироловке — от 6 до 20 мин. В конце жироловки или вдоль боковых стен ее устраивают лотки для приема и отвода жира.

Такие жироловки устраивают двух типов: в виде лотка трапецоидального сечения (одинарные откосы), с двумя, не доходящими до дна, вертикальными перегородками (по типу поперечного разреза отстойника, приведенного на рис. 59), и в виде лотка прямоугольного сечения, продольная ось дна которого имеет пилообразный профиль (рис. 61). К нижним точкам дна жироловок обоих типов подводится сжатый воздух, обеспечивающий в первую очередь незаиление дна и способствующий лучшему выделению жира. Жироловка первого типа сооружена для улавливания жира из сточных вод Ленинградского мясокомбината.

На рис. 59 показаны продольный и поперечный разрезы и план жироловки. Она состоит из двух железобетонных камер. Каждая камера снабжена двумя продольными вертикальными перегородками, не доходящими до дна на 0,2 м. Этими перегородками жироловка разделена на три части: две боковые треугольные и среднюю — прямоугольную. Вертикальные перегородки не доходят до поверхности воды на 0,25 м; выше перегородки расположены решетки. Воздух подается в среднюю прямоугольную часть. Он вспенивает сточную жидкость и несколько повышает уровень ее между перегородками. В результате, сточная

жидкость переливается сквозь решетки в боковые части, жир в виде пены остается на поверхности, а сточная жидкость через нижние прозоры из треугольных боковых частей попадает в среднюю часть, совершая движение по спирали [100].

Средняя часть жироловки заканчивается сифонообразным трубопроводом, через который отводится освобожденная от значительного количества жира сточная жидкость. Для лучшего удержания жира на поверх-

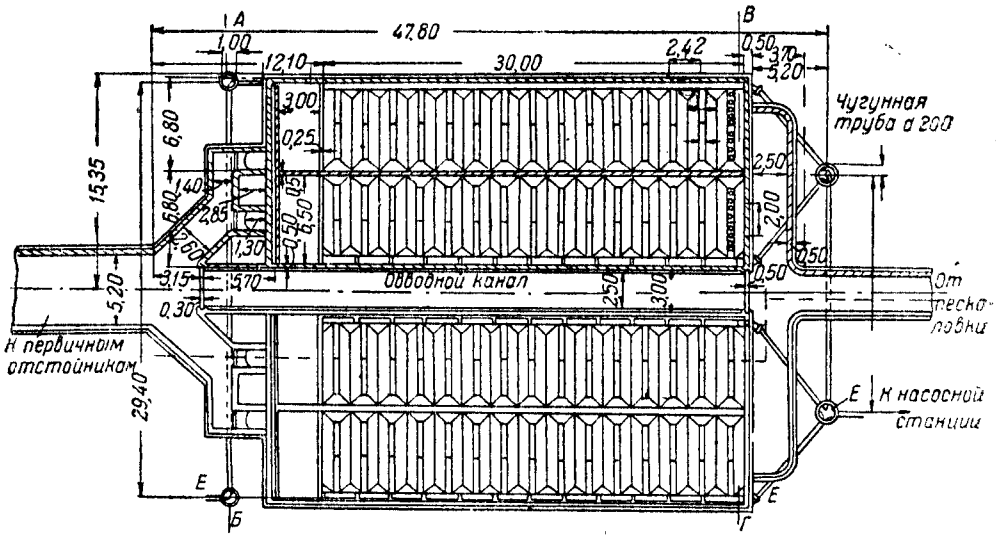



Рис. 60. Жироловка Люблинской станции аэрации. План

ности боковых треугольных частей жироловки последние поперечными перегородками разделены на отдельные камеры. Процент задержания жира пропорционален количеству его в сточной жидкости, причем снизить количество жира при выходе из жироловки ниже 100—200 мг/л не удавалось, даже при подаче воздуха до 1,0 м³ на 1 м³ сточной жидкости.

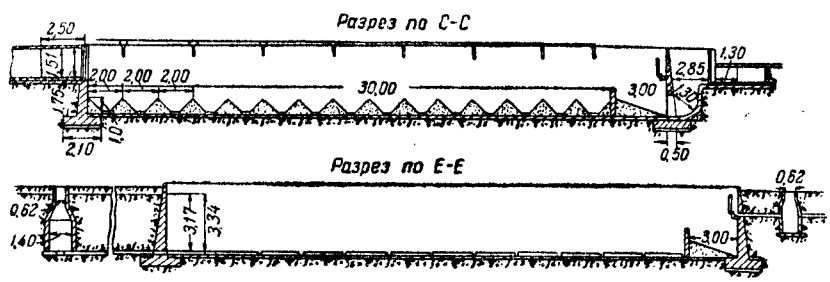



Рис. 61. Жироловка Люблинской станции аэрации. Разрезы

Тип жироловки, установленной на Люблинской станции аэрации, показан на рис. 60 и 61.

В плане жироловка представляет четыре канала прямоугольного сечения, спаренных по два, шириной по 6,3 м каждый. Входное отверстие перекрывается щитом шириной 2 м. Длина жироловки 30 м. Выпуск обезжиренной сточной жидкости производится через затопленные сифонообразные отверстия диаметром 1,3 м. Пилообразный профиль придан дну путем установки трехгранных бетонных призм высотой 1 м. Между призмами расположены лотки, перекрытые фильтросами,

служащими для лучшего распределения воздуха. Рабочая глубина жироловки 3,17 м.

Скопившийся на поверхности жир отводится в установленный в конце жироловки переливной лоток, а из него по трубам — к месту использования.

В настоящее время жироловка на Люблинской станции аэрации не работает из-за неудачно спроектированного и осуществленного подхода сточной жидкости к жироловке, в результате чего основная масса сточной жидкости сохраняет в жироловке скорости подводящего канала.

Пример. Определить размеры жироловки для города с населением 86 400 человек и нормой водоотведения 150 л/сутки на человека.

Среднесекундный расход составляет

$$Q = \frac{150 \times 86\,400}{86\,400} = 150 \text{ л/сек.}$$

Запроектируем две жироловки, на половинный расход каждую. Длина жироловки $L = 15{,}0$ м, глубина $h = 1{,}5$ м, время нахождения сточной жидкости в жироловке $t = 10$ мин. Объем каждой жироловки равен:

$$V = \frac{Q}{2} \cdot 60 \cdot t = \frac{150}{2} \times 60 \times 10 = 45\,000 \text{ л} = 45{,}0 \text{ м}^3.$$

Живое сечение жироловки

$$\Omega = \frac{V}{L} = \frac{45{,}0}{15{,}0} = 3{,}0 \text{ м}^2.$$

При $b = 0{,}5$ м, $\Omega = 3{,}0$ м$^3$, $h = 1{,}5$ м и откосе $m = 1{,}0$ ширина жироловки поверху $B = 3{,}5$ м.

Часовой расход воды составляет $Q_{час} = Q_{сек} \cdot 3\,600 = 150 \times 3\,600 = 540\,000$ л $= 540$ м$^3$.

Количество объемов воздуха на один объем сточной жидкости принимаем равным $p = 0{,}35$.

Часовой расход воздуха $P = pQ = 0{,}35 \times 540 = 189$ м$^3$.

Интенсивность дутья $i = \frac{P}{bL} = \frac{189}{0{,}5 \times 15} = 25{,}2$ объема воздуха на 1 м$^2$ днища жироловки в час.

Жировая масса в виде пены, отводимая из жироловок, содержит много посторонних примесей и требует переработки для выделения из нее жира. Для этой цели на московской канализации сырая жировая масса загружается в варочные котлы с добавлением 50% по объему чистой воды и кипятится в течение 3 час., а затем после прекращения кипячения содержимое котлов отстаивается в течение 1 часа, и грязная вода с осевшими на дно примесями выпускается. После этого в варочные котлы снова добавляется чистая вода (50% объема сырой массы) и подогревается до кипячения. Затем в котел вводится серная кислота (до 1% от веса жировой массы) и кипячение продолжается до 40 мин. При кипячении с серной кислотой белки и слизи свертываются, а красящие вещества разрушаются; затем высаживают жир добавлением до 3% от веса сырой массы NaCl; высаживание продолжается в течение 30 мин; жир для освобождения от серной кислоты и соли промывается чистой холодной водой.

Общая продолжительность варки 7—8 час.

Глава IX

# ХИМИЧЕСКОЕ ОСАЖДЕНИЕ

## § 40. Современное состояние вопроса

С целью интенсификации методов осаждения нерастворенных веществ из сточной жидкости применяют различные химические реагенты, действующие на сточную жидкость как коагулянты и способствующие более быстрому и более совершенному осветлению ее. Впервые химическое осаждение было применено в конце XVIII века.

Однако только спустя сто лет этот способ стали применять в крупных установках.

Предполагали, что химическое осаждение даст незагнивающую осветленную воду, а осадки найдут широкое применение в качестве удобрения. Но надежды эти не оправдались. Химическое осаждение давало возможность удержать до 80—90% нерастворенных веществ и около 20—30% растворенных, но сточная жидкость после осветления загнивала. Количество отбросов увеличилось по сравнению с обычным отстаиванием, примерно, на 30%. Ил этот почти не находил себе применения как удобрение, быстро загнивал и требовал расходов на свое обезвреживание. Химическое осаждение не получило дальнейшего распространения и его пришлось заменить другими методами очистки. В настоящее время химическое осаждение применяется почти исключительно при очистке производственных сточных вод.

Практика механо-химического осаждения рекомендует в качестве коагулянтов следующие соли: окись железа, сульфат железа, хлорное железо, сернокислый глинозем, известь, окись магния, углекислый калий и др. Количество того или иного коагулянта зависит от состава сточной жидкости, причем непостоянство ее состава является также одним из слабых мест химического осаждения.

Отстойники для химического осаждения ничем не отличаются от обычных отстойников, расчет и конструкции которых приведены в главе VII. Что касается смешения реагентов со сточной жидкостью, то тут применяются те же типы смесителей, что и при коагулировании водопроводной воды, а именно: гидравлический прыжок, лопастные смесители, круглые смесители с тангенциальной подачей и др.

Ниже приведены примеры механо-химического осаждения, применяемые на машиностроительных предприятиях, на предприятиях текстильной промышленности и на шерстомойках [79].

Получающийся в результате механо-химического осветления производственных сточных вод осадок резко отличается по количеству (объему) и качеству от осадка бытовых сточных вод.

### *1. Машиностроительные предприятия*

Несмотря на многообразие продукции машиностроительных предприятий, технологические операции, в результате которых образуются сточные воды, для разнообразных видов этих предприятий относительно

однотипны. Сточные воды получаются в цехах травления черных и цветных металлов, в цехах термической обработки деталей, в отделениях гальванического покрытия и при охлаждении и мытье станков.

Сточные воды по различным цехам машиностроительных предприятий бывают либо кислыми, либо щелочными; они содержат значительное количество примесей: окалины, металлических кусочков, песка, циана и соли меди, цинка, хрома, кадмия, свинца и т. д.

Сточные воды отдельных цехов должны подвергаться механо-химической обработке в зависимости от состава вод; кроме того, прибегают еще к обработке общего стока предприятия.

Установки для химической обработки сточных вод работают по следующей схеме: 1) выравнивающие резервуары (на время от 2 до 12 часов); 2) приготовление и дозировка реагентов (преимущественно известь); 3) смешивание реагентов со сточной жидкостью; 4) контакт; 5) отстаивание; 6) удаление из отстойников осадков и их обработка путем подсушки, засыпки территорий, использования для строительных целей и т. д.

### *2. Предприятия текстильной промышленности*

Характерной особенностью сточных вод текстильной промышленности является интенсивная их окраска в различные цвета, а также наличие значительных количеств органических веществ. Механические примеси к сточным водам, в основном, представлены волокном и красителями. Выделение этих примесей простым отстаиванием без коагуляции затруднительно.

Механо-химическая обработка сточных вод требует их предварительного усреднения в течение до 8 час., что способствует использованию способности взаимной коагуляции сточных вод отдельных цехов.

В качестве коагулянтов обычно применяются известь и железный купорос, вводимые в виде 5—10%-ного раствора. Дозы коагулянта зависят от состава и концентрации обрабатываемых вод, а также от степени требуемой очистки: а) для извести (считая на CaO) 0,4—0,8 г/л воды; б) для железного купороса 0,1—0,2 г/л. Коагулянты подаются одновременно или последовательно и тщательно перемешиваются со сточной жидкостью (ерш-смеситель, мешалки и т. п.).

Последующее осветление сточных вод достигается в отстойниках, рассчитанных на прохождение сточной жидкости в продолжение 2 час. Эффект осветления достигает 60—70%. Количество выпадающих в отстойниках осадков при обработке красильных вод достигает 3—5% от объема воды, а при обработке сточных вод красильно-отбельных комбинатов 2—3%.

### *3. Шерстомойки*

Исходным сырьем для суконных фабрик служит шерсть. Мойка ее производится на специальных шерстомойках. В процессе мойки с шерсти удаляется естественный жир, а также случайные примеси к шерсти: песок, глина, навоз и т. п.

Для очистки сточных вод шерстомоек находит широкое применение механо-химическая обработка. В качестве реагентов применяются известь и железный купорос, а при регенерации ланолина — хлористый кальций. Дозы коагулянта колеблются в пределах 200—400 мг/л для извести и 50—100 мг/л для железного купороса. Коагулянты подаются в виде растворов той или иной крепости и тщательно перемешиваются со сточной жидкостью с помощью смесителей.

Осветление коагулированной воды производится в отстойниках, рассчитываемых на отстаивание в течение 0,5—1 час. Эффект задержания взвешенных веществ достигает 80%. Объемное количество выпадающих при отстаивании осадков доходит до 8%.

## § 41. Электролитический метод очистки сточных вод

К группе химических методов осветления сточной жидкости относится и электролитический метод, известный с конца прошлого столетия по произведенным тогда опытам. Результаты их представляют значительный интерес. При пропуске в течение часа сквозь сточную жидкость электрического тока, пользуясь железными электродами, можно получить незагнивающую воду; потребность в электроэнергии составляла 0,13 квт-ч, расход железа 43 г на 1 м³. Несмотря на столь благоприятные результаты, метод этот не нашел практического применения из-за большого количества оседающего при электролизе воды ила, использование которого в те годы еще не было известно.

Электролитический способ в Советском Союзе исследовался в лабораторных условиях инж. К. М. Щербаковым и проф. Н. А. Базякиной. В послевоенные годы канд. техн. наук С. В. Яковлев [109] в Москве произвел лабораторные и полузаводские исследования очистки сточных вод электролитическим способом и получил весьма положительные результаты для неполной очистки сточных вод.

Необходимая плотность тока зависит от расстояния между электродами, а именно: при $\delta = 10$ мм плотность тока 0,12—0,25 А/дц², при $\delta = 13$ мм — 0,55—0,65 А/дц² и при $\delta = 20$ мм — 0,7—0,8 А/дц².

Для уменьшения сопротивления сточной жидкости необходимо электроды ставить ближе друг к другу, однако при расстояниях между электродами меньше 10 мм промежуток между ними очень быстро засоряется хлопьями.

Длительность процесса $t$ может быть определена по формуле Фарадея:

$$q = a \cdot i \cdot t, \qquad (31)$$

где: $a$ — электрохимический эквивалент железа, равный 1,042 г, выделяемых 1 Ah;

$i$ — сила тока, равная плотности тока, умноженной на площадь пластин;

$t$ — длительность процесса в часах;

$q$ — количество перешедшего в раствор железа в г/м³.

Процесс рекомендуется проводить в течение 15 минут.

Ионы железа действуют как коагулянт на сточную жидкость и вызывают образование крупных хлопьев гидрата окиси железа, часть которых осаждается, а другая часть, под действием освобожденного при электролизе водорода, выталкивается на поверхность бассейна; затем сточные воды направляются в осадочный бассейн, через который они проходят в течение 1 часа. Для лучшего осаждения сточная жидкость, пройдя электролизер, аэрируется слабым потоком воздуха в течение 12—15 мин; расход воздуха составляет 0,5—2,0 м³ на 1 м³ сточной жидкости.

Осадок при электролитическом методе очистки сточных вод получается в бо́льшем количестве, чем при обычных методах как за счет его большой влажности (97—98%), так и за счет прибавления хлопьев гидрата окиси железа. Осадок может быть обрабатываем и использован так же, как и обычный осадок.

Сравнение С. В. Яковлевым варианта проекта установки электролитической очистки сточных вод с вариантом установки аэротенка на неполную очистку на эту же производительность, показало, что строительная стоимость электролитической установки меньше в два раза. Эксплоатационные расходы при электролитическом методе очистки составили 9 коп. на 1 $м^3$ сточной жидкости, а при аэротенках на неполную очистку — 11 коп.

К аналогичным выводам пришел и проф. П. И. Пискунов, производивший свои исследования на подобной установке в Горьком.

Работы канд. техн. наук С. В. Яковлева и проф. П. И. Пискунова говорят о возможности применения электролитического метода очистки сточных вод для небольших установок в условиях, не требующих полной биологической очистки. Однако применение электролитического метода может быть рекомендовано после получения эксплоатационных данных на опытных установках заводского масштаба.

Глава X

# ГНИЛОСТНЫЕ БАССЕЙНЫ — СЕПТИКТЕНКИ

## § 42. Общие принципы применения септиков

Отстойники, требующие ежесуточного удаления оседающего в них ила, в конце прошлого столетия стали заменять отстойниками, в которых происходит не только осаждение органических веществ, но и их

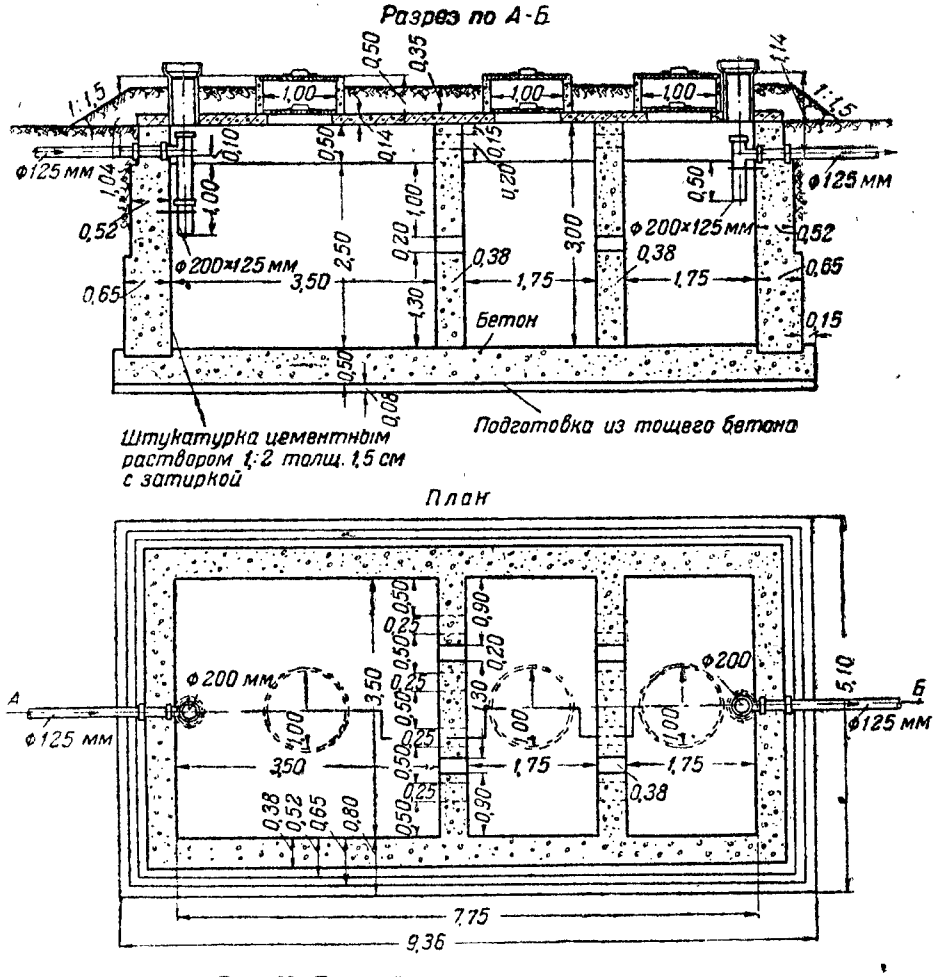



Рис. 62. Типовой септик для малых установок

перегнивание. Такие отстойники называются септиктенками или просто септиками. Сточная жидкость проходит через септик

обычно в продолжение от 6 до 12 час. и более; осаждающийся ил находится в септике до полугода — до полного выгнивания. Столь долгое нахождение в гнилостном бассейне воды и ила определяет его большие размеры и высокую стоимость постройки.

Количество органического ила, вследствие перегнивания и уплотнения, а также частичного превращения ила в газы и растворения его, значительно уменьшается. В среднем в гнилостных бассейнах это уменьшение доходит до 50%, в зависимости от характера сточных вод. Наличие большого количества промышленных сточных вод, содержащих химические примеси, ведет к уменьшению эффекта работы гнилостного бассейна.

Оседающий на дно септика ил начинает загнивать и разлагаться. Образующиеся при этом газы уменьшают вес отдельных частиц, а они всплывают на поверхность воды, образуя толстую землистого вида корку.

Эта корка, толщиной до 1 м, состоит из остатков растений, бумаги, волос, жира и т. д.; обычно она прорастает различными грибками, корни которых скрепляют корку. Под влиянием дождей и условий жизни и роста грибков, корка периодически становится хрупкой и отдельные части ее начинают погружаться на дно, образуя там осадок перегнившего ила.

Достоинством септиков является то, что осадки под влиянием гнилостного процесса превращаются в легко высушиваемый без запаха ил. Вместе с тем септики имеют ряд существенных недостатков: 1) сточные воды, пройдя гнилостный бассейн, приобретают чрезвычайно неприятный запах сероводорода; 2) последующая биологическая очистка этих вод затруднительнее свежих; 3) наличие сероводорода неблагоприятно действует на прочность и долговечность септиков, особенно построенных из бетона.

Однако септики, благодаря их простоте и надежности действия, не потеряли некоторого значения для малых установок (см. ГОСТ 2103—43), рассчитанных на обслуживание до 200—250 человек.

На рис. 62 изображен типовой септик для малых установок, состоящий из трех камер: в первой камере осаждается и перегнивает основная масса осадка из сточной жидкости, вторая и третья камеры служат для дальнейшего осветления сточной жидкости и для осаждения увлеченных частиц перегнившего ила при прохождении сточной жидкости через первую камеру.

Септики можно устраивать и двухкамерные; это упрощает их сооружение, но несколько ухудшает качество выходящей из них сточной жидкости.

## Глава XI

# ДВУХЪЯРУСНЫЕ БАССЕЙНЫ

### § 43. Гидролитический тенк

В 1902 г. было предложено устройство гидролитического тенка (бассейна), представляющего собой особого типа горизонтальный отстойник. Осаждающиеся в отстойнике иловые частицы через

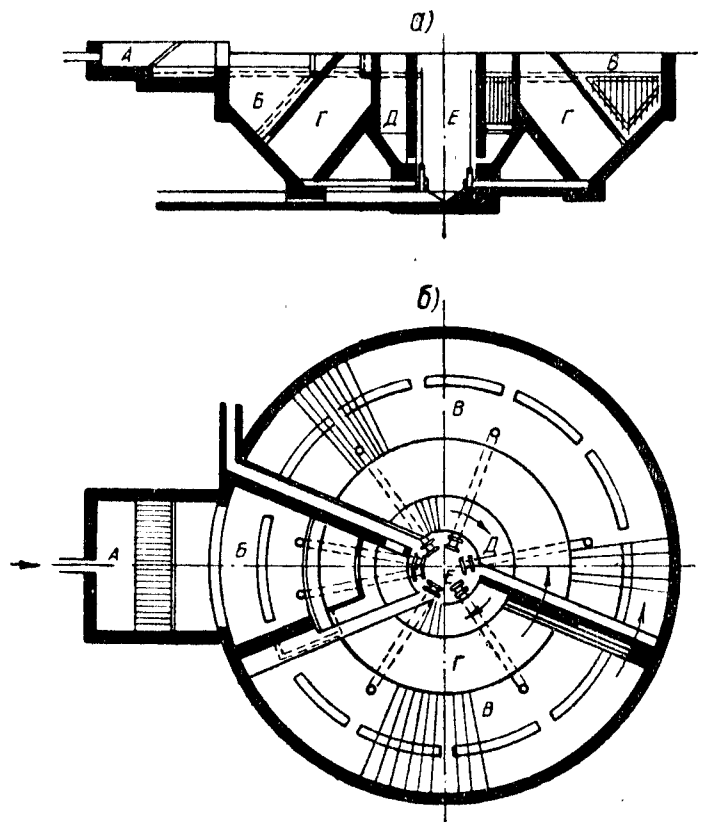



Рис. 63. Гидролитический тенк: *а*) разрез; *б*) план

отверстия в дне тенка попадают в соседнюю, ниже расположенную, камеру, где и перегнивают. Камера эта проточная, излишек воды из нее попадает в третью камеру и после осветления в ней смешивается с общим стоком.

Таким образом, в гидролитическом тенке не происходит перемешивания всей массы сточной жидкости с перегнивающим илом, а только часть жидкости (около 1/8 от общего количества) проходит через проточную камеру перегнивания и качественно ухудшается. Будучи смешана потом с общим стоком, эта часть жидкости конечно несколько

видоизменяет общий состав сточной жидкости, но все же жидкость не имеет при этом явно гнилостного характера.

В гидролитическом тенке, кроме того, интенсифицировано и самое осаждение взвешенных частиц. В первой и третьей камерах гидролитического тенка по пути следования жидкости установлены вертикальные деревянные решетки, главное назначение которых — способствовать осаждению мельчайших частиц.

Наличие решеток, называемых коллоидорами, позволяет доводить эффект осветления до 95% в отношении нерастворимых частиц и до 40% в отношении коллоидальных веществ.

Гидролитический тенк (рис. 63) состоит из трех концентрических камер, разделенных перегородками на отдельные секторы, причем центральную часть занимает колодец для сбора осадков *Е*, средняя камера *Д* служит гидролизационной камерой, а в наружной части устраиваются осадочная камера *В* и редукционная *Г*. В начале осадочной камеры *В* помещена песколовка *Б*. Движение сточных вод показано на рис. 63 стрелками. Удаление осадков производится по трубам. Пена и жир уходят в центральный колодец по радиальным каналам. Осадки из гидролитических тенков содержат до 90% воды.

В СССР гидролитические тенки построены в Харькове и Симферополе.

Несмотря на хороший эффект работы, гидролитические тенки не получили широкого распространения вследствие сложности конструкции и их дороговизны, а также потому, что в гидролитических тенках осложнены выпуск и отвод ила.

Основным материалом для сооружения гидролитических тенков является железобетон.

## § 44. Двухъярусные бассейны. Сущность их работы

Дальнейшим развитием гидролитического тенка является современный двухъярусный бассейн, верхняя часть которого представляет собственно отстойник, а нижняя часть является септической частью — бассейном для перегнивания ила.

Двухъярусные бассейны получили широкое распространение в СССР. Основной принцип их работы состоит в том, что сточная жидкость, проходя через верхнюю осадочную часть, как через отстойник, освобождается от нерастворенных частиц и в свежем, незагнившем, но осветленном виде направляется либо в естественный водоем, либо для дальнейшей биологической очистки.

Осевший в осадочной части ил проваливается в расположенную под ним камеру и перегнивает с образованием газа — метана.

Простейшая схема двухъярусного бассейна представлена на рис. 64. Верхняя часть бассейна, имеющая форму лотка с наклонными нижними гранями, представляет собой отстойник. Расчет его ведется так же, как и всякого горизонтального отстойника, причем время протекания сточной жидкости в нем принимают равным 1 часу при максимальном расходе. Скорость движения *v* принимают от 3 до 6 мм/сек.

В начале и в конце осадочной части устанавливаются полупогруженные перегородки: входная — для равномерного распределения входящего потока сточной жидкости, выходная — для удержания на поверхности воды всплывающих частиц (жира). Глубина осадочной части принимается в пределах до 2 м, исходя из соображений, изложенных в главе об отстойниках. При осветлении в двухъярусных бассейнах из сточных вод выпадает 70—80% взвешенных веществ.

Нижней части осадочного лотка придают уклон от 1 : 1 до 1 : 1,5; в среднем 1 : 1,2 или 50° с целью лучшего обеспечения сползания оседающих частиц в загнивательную часть. По середине лотка для попа-

дания оседающих частиц в септическую часть устраивается зазор (щель) шириной от 10 до 30 см, чаще всего в 20 см. Одна из наклонных стенок лотка продолжена за пределы другой наклонной стенки с целью недопущения в осадочный лоток органических веществ, которые могут быть подняты газами, образующимися в септической части двухъярусного бассейна. Прохождение газов с уносимыми ими частицами органических веществ, находящимися в стадии разложения (загнивания), через осадочную часть ухудшало бы качество протекающей по ней сточной жидкости.

Теория распада органического вещества в двухъярусных бассейнах детально разработана К. Н. Корольковым [51].

В септической части двухъярусного бассейна микробы, ведущие анаэробный распад органического вещества ила с обильным выделением метана, находят благоприятные условия для своей жизнедеятельности.

Разложение ила происходит не всегда в нормальных условиях; практика показала, что брожение может быть двух видов: нормальное щелочное брожение и ненормальное — кислое. Типичным для двухъярусных бассейнов является нормальное щелочное или метановое брожение. Для осадка, подвергшегося распаду по этому типу, характерен его внешний вид: он черного или темносерого цвета и состоит из хлопьев, похожих по внешнему виду на зерна; обладает своеобразным запахом, напоминающим запах резины, расплавленного сургуча, асфальта. Находящаяся в нем жидкость, легко отделяющаяся при фильтрации через бумажный фильтр, прозрачная и обладает нейтральной или слабощелочной реакцией. Выделяющийся при распаде осадка газ в большинстве случаев не содержит сероводорода. Весь осадок пропитан пузырьками газа, легко отдает воду и заключающийся в нем газ, легко сушится на дренированных сушильных площадках. Для кислого брожения характерен осадок желтого, редко — серого цвета с крайне неприятным запахом. Трудно отделяющаяся от осадка жидкость обладает (как и самый осадок) кислой реакцией, мутна, часто совершенно непрозрачна. Осадок плохо сохнет на дренированных площадках и с трудом отдает заключающийся в нем газ. Разложение осадка протекает при кислом брожении очень медленно; осадок обладает меньшим удельным весом, благодаря чему легко всплывает и часто держится в виде плавающего слоя внутри двухъярусного бассейна.

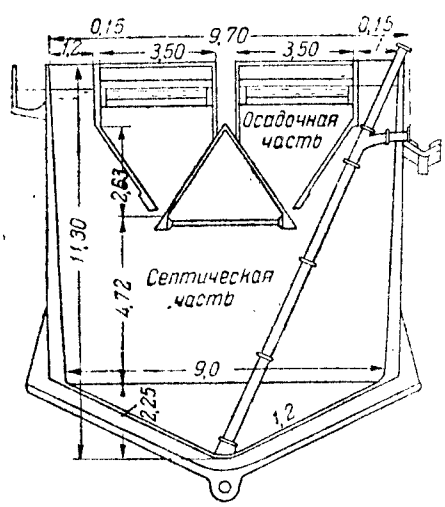


Рис. 64. Схема двухъярусного бассейна

К. Н. Корольков дает следующее определение этим двум типам брожения: нормальное брожение осадка в двухъярусном бассейне представляет собой анаэробный распад органического вещества, при котором в окружающей его жидкости не происходит накопления летучих жирных кислот, а органические вещества разлагаются до метана ($CH_4$), водорода ($H_2$) и углекислоты ($CO_2$). Кислотное брожение — также анаэробный распад, при котором разложение органического вещества идет только до жирных кислот, остающихся и накопляющихся в жидкости осадка в качестве конечных продуктов распада, что вызвано отсутствием или пониженной деятельностью бактерий — потребителей (разрушителей) кислот.

Принимая во внимание особенности разлагаемого вещества (его нерастворимость) и свойства действующих бактерий (медленность их размножения), по мнению К. Н. Королькова, для получения надлежащего эффекта распада осадка в подобных сооружениях следует считаться со следующими основными положениями, обусловливающими возможность проводить этот биологический процесс: а) наличие заражающего материала в количествах, гарантирующих развитие надлежащей бактериальной флоры; б) создание условий тесного смешения свежего осадка со зрелым, что обеспечит быстрое и энергичное воздействие активных микробов зрелого осадка на вновь прибавляемый свежий осадок; в) наличие среды, благоприятствующей росту специфических микробов (такой средой является сточная жидкость, pH которой в пределах от 7,2 до 7,6; у Королькова pH = 7,8); г) наличие благоприятной температуры, которая является фактором, резко сказывающимся на процессе газообразования и, следовательно, на распаде осадка.

Поэтому при пуске в работу нового двухъярусного бассейна необходимо обеспечить его соответствующим количеством перегнившего ила, густо заселенного бактериями, способствующими нормальному прохождению анаэробного процесса — метанового брожения. Иначе в течение длительного периода (до 6 месяцев и более), пока не созреет ил, идет процесс кислого брожения.

Процесс перемешивания свежего ила со зрелым чрезвычайно благоприятствует распаду свежего осадка; при нормальном брожении перемешивание происходит за счет газообразования. Механическое перемешивание осадка в двухъярусных бассейнах не применяется.

Обычно состав сточных вод — слабо щелочной и соответствует оптимуму для pH в пределах от 7,2 до 7,6. При наличии кислых промышленных стоков, уменьшающих pH и создающих в силу этого неблагоприятную среду для жизнедеятельности бактерий, способствующих прохождению нормального метанового брожения, приходится прибавлять к сточным водам для нейтрализации раствор извести.

Чем выше температура сточной жидкости, ила и воздуха, тем интенсивнее происходит распад осадка, тем скорее во вновь пущенном в работу двухъярусном бассейне наступает метановое брожение. Поэтому рекомендуют пускать в работу эти сооружения летом.

Чрезвычайно важно выяснить зависимость между температурой воздуха, сточной жидкости и ила. Обычно температура сточной жидкости выше среднегодовой температуры воздуха. Для условий СССР среднегодовая температура сточных вод, а следовательно, и температура ила в септической части двухъярусного бассейна, будет по крайней мере на 2,5—3° выше среднегодовой температуры воздуха.

По данным харьковской канализации, среднегодовая температура сточных вод 13,5—14,0° при среднегодовой температуре воздуха в 6,7°. По Одессе соответствующие цифры будут 14,6 и 11,1°. Наличие значительного количества промышленных сточных вод может резко повысить среднегодовую температуру их.

Вопрос об искусственном подогреве загнивательной части практически не ставится, но при устройстве двухъярусных бассейнов в районах с грунтовыми водами и со сравнительно низкой температурой необходимо принятие мер для изоляции подземной части двухъярусного бассейна от охлаждающего действия грунтовой воды.

## § 45. Назначение и конструкция отдельных частей двухъярусных бассейнов

Всплывающие при нормальном брожении частицы распадающегося ила после отдачи газов падают на дно, перемешиваясь при этом со свежим илом, поступающим в септическую часть. Толщина образую-

щейся корки, в зависимости от характера ила и процесса его распада, может быть довольно большой. Не следует допускать ее чрезмерного роста, так как корка эта мешает свободному выделению газа, чем нарушается нормальный процесс брожения. Между плавающей коркой и осадками в септической части двухъярусного бассейна должен быть нейтральный слой толщиной около 1 м, из которых 0,5 м выше щели осадочного лотка, а 0,5 м ниже его.

На некоторых установках в периоды нарушения нормального метанового брожения вверх всплывает весь ил, отчего верхний объем септической части иногда называют «отделением пены». В результате вспенивания нарушается правильная деятельность двухъярусных бассейнов иногда на продолжительное время. В целях недопущения этих осложнений, необходимо перемешивать ил для облегчения отделения скопляющегося в нем газа, делающего ил легким и способным к всплыванию. Перемешивание достигается путем подачи воды под напором в нижнюю, загнивательную часть. Кроме того, желательно, чтобы свободная поверхность для всплывающего ила составляла не менее 20% от всей поверхности двухъярусного бассейна.

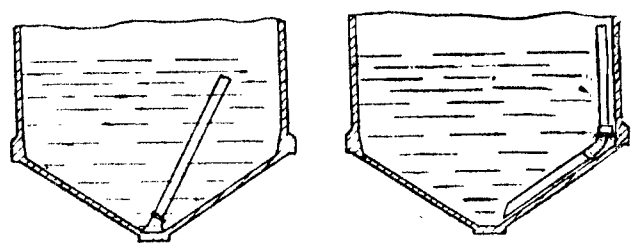


Рис. 65. Схема расположения труб для отжима ила

Во избежание возможного вспенивания целесообразно к поступающей в двухъярусный бассейн сточной жидкости прибавлять раствор извести для поддержания постоянной щелочной реакции, благоприятствующей жизнедеятельности бактерий, ведущих нормальное метановое брожение. Выпадающий на дно септической части перегнивший ил удаляется оттуда при помощи специальных чугунных труб диаметром 200 мм, причем выходной конец трубы расположен ниже уровня воды в двухъярусном бассейне на 1,25—1,75 м. Эта разность уровней создает условия, гарантирующие отжим обычного ила. В конце трубы для отжима ила устанавливается задвижка.

На рис. 65 указаны два типа расположения труб в двухъярусных бассейнах. Второй тип со скошенным нижним концом и с установкой трубы у стенок значительно удобнее в эксплоатации, так как возможная закупорка входного отверстия при этом типе расположения трубы менее вероятна, чем в первом типе, когда труба расположена посреди двухъярусного бассейна и в нижней части опирается на особую подставку.

Труба, помимо конца с задвижкой для выпуска ила, имеет еще один конец выше поверхности воды, используемый для обратной подачи воды в септическую часть с целью перемешивания ила и ликвидации возможной закупорки у входной части трубы.

Для лучшего сползания ила к трубе стенкам нижней части двухъярусного бассейна придают уклон 1 : 2.

Газ, получающийся в септической части двухъярусного бассейна при нормальном метановом брожении, может быть использован для различных целей: для сжигания в топках котлов, в газогенераторах стационарного и передвижного типов и т. д.

Наиболее частый состав газа: метана — 80—85%, углекислоты — 7—20%, азота — 0—8% и водорода — ничтожные доли.

Теплотворная способность его 7000—8000 ккал, выше теплотворной способности городского светильного газа (5000 ккал).

Водорода в нормально работающих двухъярусных бассейнах, как правило, нет; он появляется лишь в период созревания ила или при неполадках во время эксплоатации.

Среднее количество образующегося газа в двухъярусных бассейнах равно 8 л на человека в сутки или 3 м³ в год, причем среднесуточное количество газа не остается постоянным в течение года, а меняется в зависимости от температурных условий. В январе газоотдача, примерно, в 5—6 раз меньше, нежели в августе и сентябре.

Приспособления для собирания газа сравнительно просты. Септическая часть колодца снабжается сплошным водо- и газонепроницаемым перекрытием, примерно на 0,5 м ниже уровня воды. В этом перекрытии оставляют ряд небольших прямоугольных (от 0,5 × 0,6 до 0,8 × 1,0) отверстий, над которыми располагают металлический газовый колокол.

Для предохранения отверстий от попадания в них плавающей корки устанавливается деревянная рама с такой же решеткой (рис. 66).

Газовый колокол обычно опускается на 0,3 м ниже поверхности воды. В нижней части колокола имеются отверстия, сквозь которые вода из септической части попадает в пространство над перекрытием септической части и служит гидравлическим затвором для газа. От газового колокола идет газовая трубка к общему газопроводу, направляющая газ к газгольдеру.

Для преодоления сопротивления движению газа по длине трубы на пути к газгольдеру в колпаке создается напор около 30 см. Плавающую корку, образующуюся под решеткой газоуловителя, можно периодически удалять открытием шибера, расположенного сбоку.

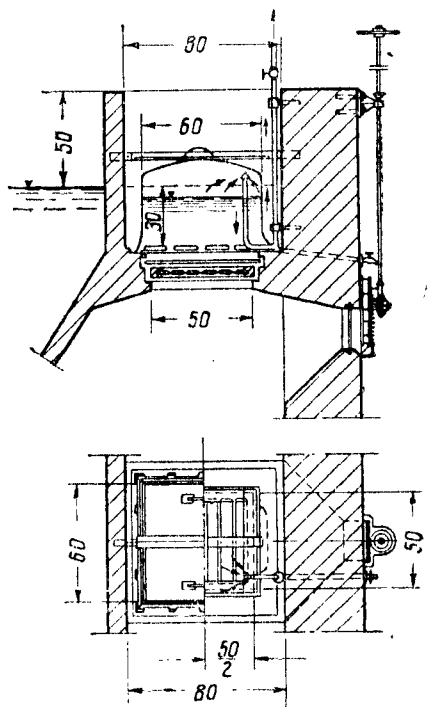


Рис. 66. Газоуловитель: разрез (верхний рис.); план (нижний рис.).

Двухъярусные бассейны устраивают, главным образом, из бетона и железобетона. Для днища могут быть использованы кирпич и местный камень. С целью предохранения бетона от разрушения газами следует стены, лотки и пр. тщательно покрывать цементной штукатуркой с железнением.

## § 46. Расчет двухъярусных бассейнов

Септическая часть двухъярусных бассейнов рассчитывается с учетом температуры сточной жидкости.

По С. Н. Строганову, при температуре сточной жидкости 10° септическая часть рассчитывается на 120 дней пребывания осадка, а при температуре 15° — на 60 дней. За это время осадок уплотняется внизу до содержания 85% воды, т. е. в три раза по сравнению с поверхностным слоем (95% воды).

В среднем, для всей массы осадка можно принять 90% воды, т. е. считать уплотнение в два раза, по сравнению с поступившим свежим осадком (95%). Кроме того, осадок, распадаясь, теряет почти половину своего объема. Так как объем осадка на одного жителя в бытовых сточных водах — величина практически постоянная (в среднем 0,7 л при 95% воды), то септическую часть с достаточной точностью можно определить по табл. 15, где даны расчетные данные для двухъярусных бассейнов.

Таблица 15

| Температура сточной воды в град. | Сроки брожения в сутках | Объем на 1 жителя в л | Процент суточной загрузки к объему иловой камеры |
|---|---|---|---|
| 6,0 | 210 | 110 | 0,64 |
| 7,0 | 180 | 95 | 0,74 |
| 8,5 | 150 | 79 | 0,88 |
| 10,0 | 120 | 63 | 1,10 |
| 12,0 | 90 | 47 | 1,49 |
| 15,0 | 60 | 31 | 2,22 |
| 20,0 | 30 | 16 | 4,45 |
| 25,0 | 21 | 11 | 6,10 |

Уплотнение ила принято на 50%. (с 95% воды до 90%); распад вследствие перегнивания — 50% от уплотненного ила, т. е., исходя из 0,7 л на одного жителя, получаем остаток $w = 0{,}7 \times 0{,}5 \times 0{,}5 = 0{,}175$ л. Объем камеры для ила на одного жителя получаем умножением срока брожения на 0,175 л. Однако несовершенство перемешивания не дает возможности нижним слоям осадка принимать активное участие в брожении и вследствие этого приходится вводить поправочный коэфициент 3. Таким образом, по С. Н. Строганову, объем камеры для ила на одного жителя $V = 0{,}175 \times 3 \times t = 0{,}525\ t$, где $t$ — срок брожения (перегнивания).

Для двухъярусных бассейнов расчет ведется по средней зимней температуре сточной жидкости (см. табл. 15).

Для малых установок с населением до 2000 человек объем септической части должен быть несколько больше; он может быть определен по табл. 16, установленной Союзводстроем. В табл. 17 приведены данные о необходимых объемах септической части для установок свыше чем на 2000 человек.

Таблица 16

| Среднегодовая температура сточной воды в град. | Объем на 1 жителя в л |
|---|---|
| 9—10 | 75 |
| 11—12 | 60 |
| 14—15 | 45 |

Таблица 17

| Среднегодовая температура сточной воды в град. | Объем на 1 жителя в л |
|---|---|
| 9—10 | 60 |
| 11—12 | 45 |
| 14—15 | 30 |

Пример. Определить объем септической части двухъярусного бассейна, обслуживающего 10 000 человек. Норма водопотребления — 150 л на человека, средиземимяя температура сточных вод 13°.

Объем септической части равен $W = 0{,}525\ t \cdot N$, где: $t$ — продолжительность перегнивания при 13°, равная 80 дням, а $N$ — количество жителей = 10 000 человек:

$$W = 0{,}525 \times 80 \times 10\,000 = 420\,000 \text{ л} = 420 \text{ м}^3.$$

Приведем также расчет осадочной части двухъярусного бассейна. Объем осадочной части должен быть равен наибольшему часовому расходу $Q_{наиб}$. Определяем его, приняв коэфициент неравиомерности $K = 1{,}5$.

$$Q_{наиб} = \frac{q \cdot N \cdot K}{1000 \times 24} = \frac{150 \times 10\,000 \times 1{,}5}{1000 \times 24} = 93{,}4 \text{ м}^3.$$

Длина осадочной части обычно не превышает 20 м, причем для данного случая $L = 18$ м.

Расчетная глубина лотка $H$ не должна превышать 2 м. Принимаем $H = 1{,}8$ м.

Задаваясь шириной лотка $b = 2{,}5$ м, откосами 1 : 1,2 и шириной щели $b_1 = 0{,}1$ м, получаем, что живое сечение лотка равно:

$$\omega_л = \frac{b + b_1}{2} \cdot \frac{b - b_1}{2} \cdot 1{,}2 + b\left(H - \frac{b - b_1}{2} \cdot 1{,}2\right) = \frac{2{,}5 + 0{,}1}{2} \times \frac{2{,}5 - 0{,}1}{2} \times$$

$$\times 1{,}2 + 2{,}5\left(1{,}8 - \frac{2{,}5 - 0{,}1}{2} \cdot 1{,}2\right) = 1{,}87 + 0{,}90 = 2{,}77 \text{ м}^2.$$

Объем лотка $V = L \cdot \omega_л = 18{,}0 \times 2{,}77 = 49{,}7$ м³.

Общее количество потребных лотков состоит $n = \frac{Q_{наиб}}{V} = \frac{93{,}4}{49{,}7} = 1{,}88$; принимаем два лотка и располагаем их в одном двухъярусном бассейне.

При толщине стенок лотков $\delta = 10$ см и расстоянии $d = 0{,}7$ м между лотками или лотком и стенкой бассейна (для возможности свободного проникания человека в бассейн) общая ширина двухъярусного бассейна $B = 2b + 4\delta + 3d = 2 \times 2{,}5 + 4 \times \times 0{,}1 + 3 \times 0{,}7 = 7{,}5$ м.

Если пренебречь объемом в пределах пирамидальной части днища, то высота септической части бассейна $h = \frac{W}{B \cdot L} = \frac{420}{7{,}5 \times 18} = 3{,}1$ м.

Полная рабочая высота двухъярусного бассейна будет равна сумме, состоящей из расчетной глубины лотка (1,8 м), высоты нейтрального слоя (0,5 м), высоты септической части (3,1 м) и высоты в пределах уклона днища ($\frac{B}{2} : 2 = 1{,}87$ м), а всего 7,27 м.

Свободная поверхность двухъярусного бассейна составляет $\frac{0{,}7 \times 3}{7{,}5} = 28\%$, при норме не менее 20%.

## § 47. Конструкции двухъярусных бассейнов

Конструкций двухъярусных бассейнов существует много. На рис. 67 показан тип прямоугольного в плане двухъярусного бассейна, который находит применение во многих городах. По длине септическая часть разделяется обычно на три-четыре секции промежуточными стенками. В этих стенках иногда устраиваются отверстия, расположенные ниже уровня ила, способствующие равномерному распределению оседающего ила по длине бассейна.

Промежуточные стены устраиваются из конструктивных соображений. Наличие глухих стен предохраняет двухъярусный бассейн от заражения кислым брожением, если таковое началось в одном из отделений из-за неблагоприятных условий для жизнедеятельности бактерий метанового брожения. Устройство отверстий в стенах в этом случае нерационально.

Разделение септической части на большое количество отделений (сверх 4) не вызывается конструктивными соображениями, а в смысле

равномерного распределения осадка, даже при наличии в стенах отверстий, нецелесообразно, так как в средних отделениях ила бывает значительно меньше.

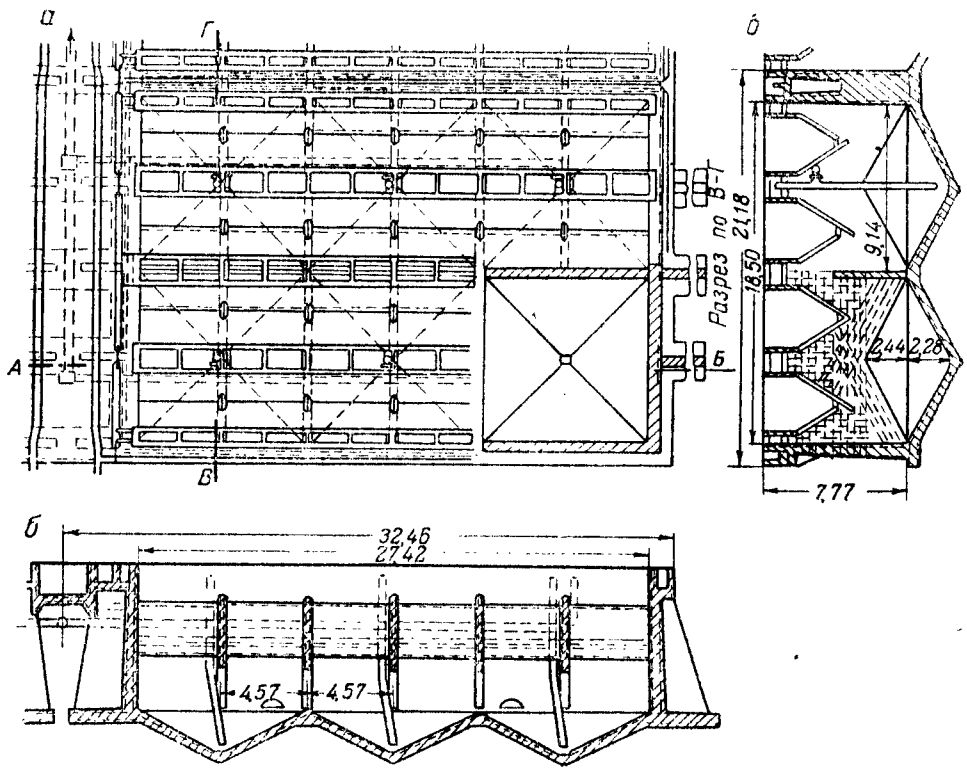



Рис. 67. Двухъярусные бассейны: *а*) план; *б*) продольный разрез; *в*) поперечный разрез

Глубина двухъярусных бассейнов колеблется от 8 до 12 м; уменьшать глубину ниже указанных пределов не рекомендуется, так как бо́льшая глубина способствует поддержанию в септической части бассейна более высокой температуры, уплотнению ила и улучшению его качества (такой ил скорее подсушивается на иловых площадках).

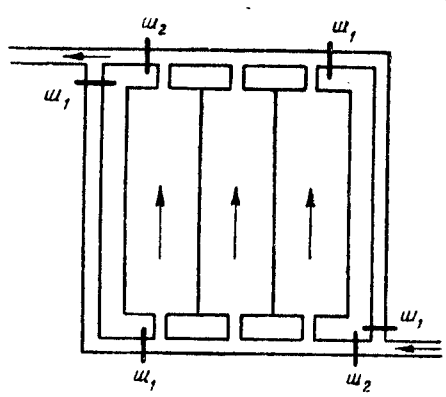



Рис. 68. Схема лотков у двухъярусных бассейнов

Как видно из чертежа, днищу двухъярусного бассейна придают не только поперечный уклон для лучшего сползания ила, но и продольный в пределах каждого отделения, к середине его, где и устанавливаются трубы для отжима ила, отдельно для каждого из отделений. Подвод сточной жидкости к двухъярусным бассейнам и отвод ее решается путем устройства открытых лотков, располагаемых по периметру отстойников.

С целью более или менее равномерного распределения осаждающихся нерастворимых частиц по длине бассейна желательно попере-

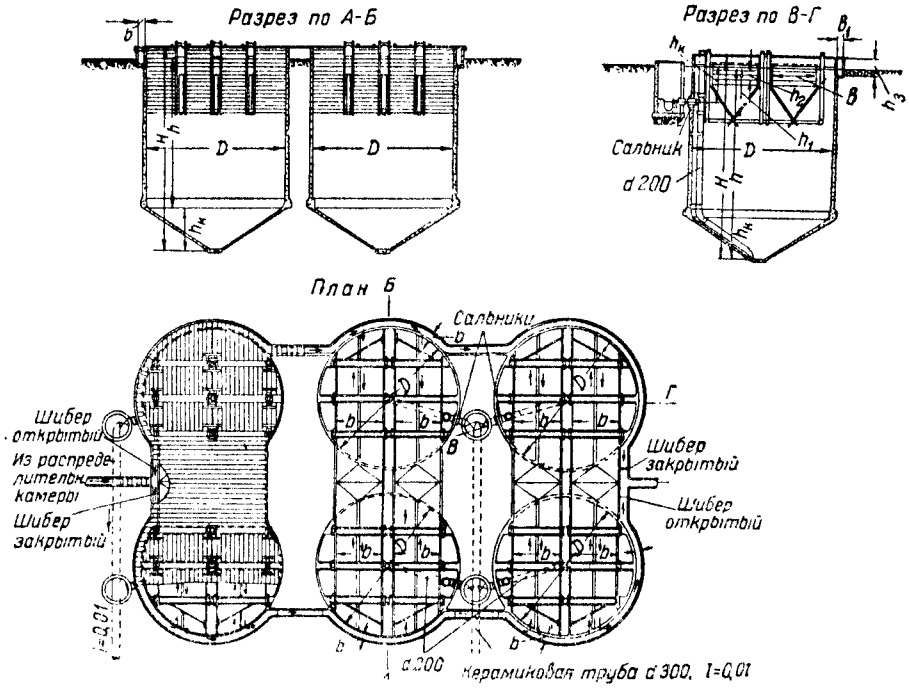



Рис. 69. Двухъярусный бассейн с деревянными лотками

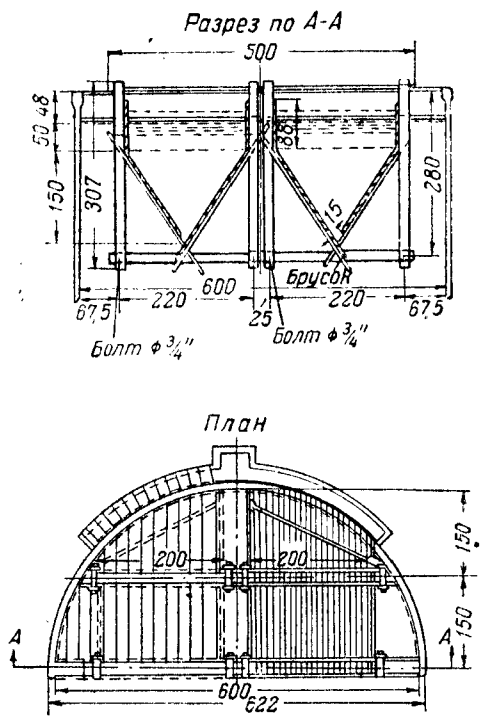



Рис. 70. Деталь деревянного лотка

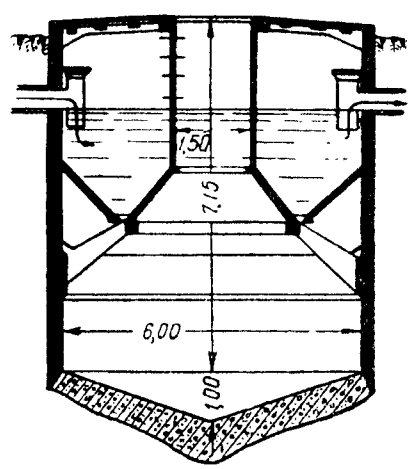



Рис. 71. Двухъярусный бассейн с круговым движением осветляемой жидкости

менное направление сточной жидкости. Этому условию соответствуют горизонтальные лотки, снабжаемые простыми шиберами для регулирования направления движения сточной жидкости. На рис. 68 показана схема таких лотков установки г. Николаева с размещением шиберов для прямого ($ш_1$) и обратного ($ш_2$) направлений.

С целью предохранения лотков, подводящих сточную жидкость к двухъярусным бассейнам, от заилений, скорость движения воды в них не должна быть менее 0,6 м/сек.

Из подводящих лотков вода попадает в двухъярусный бассейн через соединительные лотки, снабженные шиберами.

На рис. 69 представлены железобетонные спаренные двухъярусные бассейны с деревянными желобами типа, принятого в Водоканал-

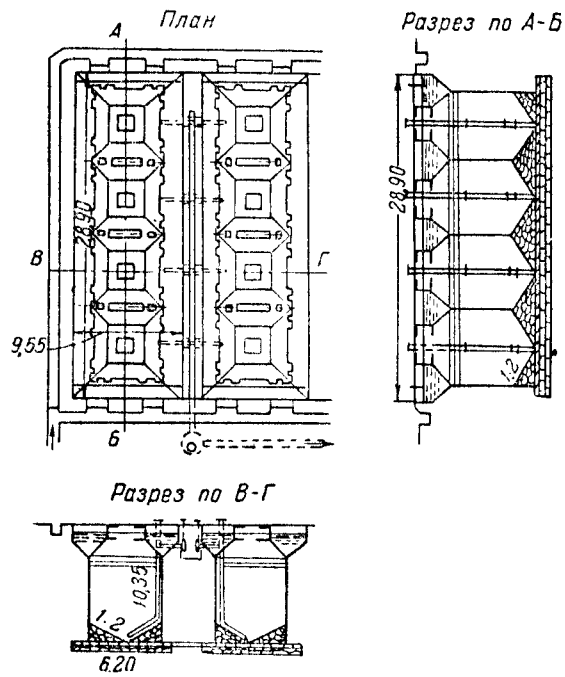



Рис. 72. Двухъярусный бассейн установки г. Сталино

проекте. Приведенный тип двухъярусных бассейнов применяется при диаметрах колодцев от 4 до 9 м.

Детали деревянного лотка при $h = 2$ м (разрез и план) показаны на рис. 70. Основной недостаток деревянных лотков — гвоздевые соединения, очень быстро корродируемые, в результате чего деревянный лоток рассыпается. В настоящее время деревянные лотки заменяют железобетонными.

В небольших установках часто применяют двухъярусные бассейны с круговым движением воды (рис. 71). С точки зрения эффекта осветления эта конструкция обладает рядом дефектов. При малых размерах бассейна ($D < 4$ м) входящая струя потока может уходить через щель вниз, в септическую часть, минуя осадочный лоток, и появляться с противоположной стороны, у выхода из бассейна; при этом качество сточной жидкости из-за прохождения через септическую часть значительно ухудшается.

Двухъярусные отстойники нашли в СССР применение при постройке канализационных очистных сооружений в Харькове, Туле, Баку, Сталино и ряде других городов.

Двухъярусные бассейны в г. Сталино запроектированы в два ряда— по 10 бассейнов (рис. 72), причем каждый из них рассчитан на пропуск 3678 м³/сутки.

Длина каждого бассейна 28,9 м, ширина — 9,55 м, глубина общая — 10,35 м, из них осадочная часть — 2,4 м, нейтральная зона — 0,5 м, глубина септической части — 5,3 м и наконец нижняя часть для перегнившего ила — высотой 1,55 м. Средняя годовая температура сточной воды 13°. Время перегнивания — 80 дней. Емкость септической части на одного жителя — 43 л; материал — железобетон. Днище сложено из местного камня (песчаника) и покрыто сверху цементной штукатуркой. Септическая часть разделена железобетонными перегородками на четыре ячейки. Ширина осадочных желобов 3,1 м. Разность уровней воды в отстойнике и в конце трубы для отжима ила 1,5 м.

Глава XII

# МЕТАНТЕНКИ

## § 48. Назначение. Сущность работы. Расчет

Метантенками называют отдельно стоящие камеры для перегнивания ила, в которых при нормальном брожении получается метан в значительном количестве. От обычных загнивателей метантенки отличаются тем, что в них процесс перегнивания ила может быть интенсифицирован как путем регулирования температуры, так и путем изменения суточной дозы свежего ила и тщательного перемешивания его с перегнившим илом.

Метан представляет собой мало растворимый в воде газ без цвета и запаха с атомным весом 16. Он горит слабо светящимся пламенем и образует взрывчатую смесь при некоторых соотношеннях с кислородом и воздухом.

Из уравнения горения $CH_4 + 2O_2 = CO_2 + 2H_2O$ следует, что один объем метана требует для своего горения двух объемов кислорода, содержащихся в 10 объемах воздуха. Для того, чтобы смесь оказалась взрывчатой, она должна содержать на один объем метана не менее 6 и не более 14 объемов воздуха. Смеси, лежащие вне этих пределов, не взрываются; пламя гаснет, если даже искусственно вызвать воспламенение.

Идея устройства метантенков возникла около 30 лет назад в связи с затруднениями при сооружении двухъярусных бассейнов в местах высокого стояния уровня грунтовых вод.

Глубина двухъярусных бассейнов достигает обычно 10—12 м, а в некоторых случаях приближается к 15 м. Высокое стояние уровня грунтовых вод удорожает конструкцию двухъярусных бассейнов, вызывает осложнения при их сооружении и удорожает стоимость.

Это обстоятельство выдвинуло целесообразность постройки менее глубоких отстойников без загнивательных камер, расположенных под ними, т. е. возвращение к горизонтальным или вертикальным отстойникам, с направлением свежего ила в отдельно стоящие метантенки для обезвреживания, в которых процесс перегнивания можно регулировать значительно легче, чем в двухъярусных бассейнах.

Увеличивая температуру в метантенках, можно создать оптимальные условия для анаэробных бактерий, ускорить распад органического осадка и тем уменьшить срок нахождения ила в метантенке, а следовательно, уменьшить объем самого метантенка.

Температура влияет также на количество газа, получаемого при распаде органических веществ: повышение ее ведет к увеличению количества газа, отдаваемого 1 $м^3$ осадка; качество газа при этом несколько ухудшается, так как уменьшается его калорийность. Изменяется также и количество остаточного ила в зависимости от температуры перегнивания.

На работу метантенка влияют количества свежего ила, ежесуточно вводимого в метантенк, и степень перемешивания его с уже перегнившим илом.

Оптимальной температурой для метантенков считалась температура в 25—30°. При дальнейшем повышении температуры газоотдача уменьшалась, что говорило об ослаблении интенсификации процесса разложения осадка.

Работы последних 10—15 лет показали, что при температуре в 50—60° газоотдача увеличивается и, главное, процесс распада осадка идет значительно быстрее, чем при температуре в 25—30° [62]. При температуре около 50° культивируется особый вид бактерий — термофилы, способствующие более быстрому процессу распада органических веществ.

Почти все существующие установки метантенков работают при температуре около 30°. В настоящее время вопрос о процессе распада органических веществ при разных температурах достаточно исследован.

Можно так охарактеризовать влияние температуры на процессы распада органических веществ: а) при температуре в 15° процесс распада идет интенсивно; б) при повышении температуры до 23—27° уменьшается потребный объем метантенка благодаря ускорению процесса перегнивания; в) при температуре 33—37° происходит полный процесс перегнивания и, наконец, г) при температуре в 55° процесс перегнивания чрезвычайно ускоряется (теоретически может дойти до 1 дня).

При температуре ниже 4° прекращается жизнедеятельность бактерий, а следовательно, и перегнивание ила.

Время перегнивания определяется в зависимости от температурных условий. Так, при:

| | | | |
|---|---|---|---|
| $t = 20°$ | время перегнивания | $T = 15$ | дней |
| $t = 25°$ | » | $T = 12$ | » |
| $t = 30°$ | » | $T = 10$ | » |
| $t = 50°$ | » | $T = 5$ | » |

Для расчета метантенков С. Н. Строганов исходил из условия, чтобы за сутки успело разложиться не менее 50% беззольного вещества свежего осадка (обратиться в газ и в растворимые соединения, ликвифицироваться).

Суточная доза загрузки $K$ в процентах от объема метантенка составляет:

$$K = \frac{100}{T}\ \%.$$

Так, при $t = 20°$ и $T = 15$ дням доза загрузки $K = \frac{100}{15} = 6{,}6\%$; при $t = 25°$ и $T = 12$ дней $K = \frac{100}{12} = 8{,}3\%$; при $t = 50\%$ и $T = 10$ дней

$$K = \frac{100}{5} = 20\%.$$

При одной и той же температуре в метантенке уменьшение количества суточной загрузки (в процентах от объема метантенка) ведет к более глубокому распаду осадка и к увеличению количества газа на 1 м³ осадка.

На основании опытных исследований К. А. Овсянникова установила зависимость влияния суточной загрузки метантенков на газоотдачу их при мезофильном и термофильном процессах брожения [62].

Так, при мезофильном брожении

$$y = 36{,}8 \cdot x^{-0{,}5}, \qquad (32)$$

при термофильном брожении

$$y = 43{,}4 \cdot x^{-0{,}4}, \qquad (32')$$

где: $y$ — газоотдача в м³ с 1 м³ осадка, $x$ — объем суточной загрузки свежего ила в процентах от объема метантенка.

Из сопоставления уравнений (32) и (32′) следует, что: 1) при одной и той же дозе загрузки газоотдача при термофильном брожении больше, чем при мезофильном; 2) при технически установленных нормах загрузки для мезофильного (8%) и для термофильного (20%) брожения количества выделяющегося газа с единицы загрузки почти равны между собой.

Суточная загрузка влияет также и на остаточное количество осадка в метантенке. Чем меньше загрузка, тем глубже распад осадка, больше газоотдача и меньше количество остаточного осадка.

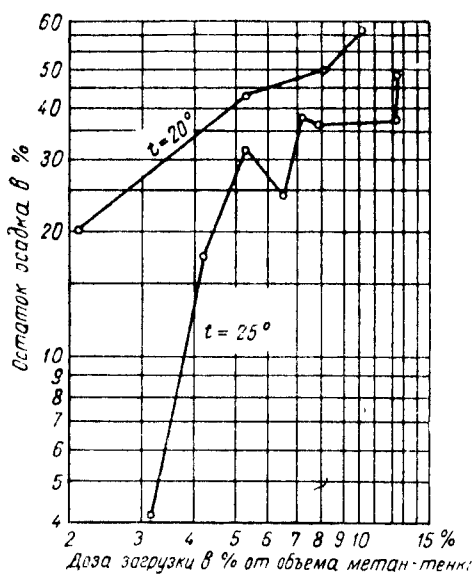



Рис. 73. Зависимость остатка осадков от дозы загрузки свежим илом

Уменьшение количества остаточного осадка может повести к уменьшению площади потребных для обезвоживания перегнившего ила иловых площадок.

При этом увеличивается объем метантенка, так как его суточная загрузка уменьшена; поэтому выбор количества суточной загрузки метантенка свежим илом должен быть обоснован экономическими подсчетами стоимости метантенков, иловых площадок и получающегося в метантенках газа.

На рис. 73 изображена графическая зависимость остаточного количества осадков в метантенке после перегнивания от суточной загрузки свежего ила в процентах от объема метантенка [89].

Приведенные нормы суточной загрузки и газоотдачи могут служить основанием для ориентировочного расчета метантенков; более точный расчет возможен лишь на основании опытного изучения местных сточных вод и выделяемого ими осадка.

Для определения потребных объемов метантенков, необходимо выявить количество свежего ила, который будут ежесуточно направлять в метантенки. При определении количества свежего ила исходят из удельного количества его, т. е. количества ила, отнесенного к одному человеку, обслуживаемому канализационной установкой.

На одного человека в сутки приходится сухого вещества из ила в отстойниках около 40 г [30 г органического (беззольного) вещества и 10 г минерального]. Ил этот обычно содержит значительное количество воды, зависящее от характера и типа отстойника.

По С. Н. Строганову, осадок (ил) с содержанием 97,5% воды составляет 1,4—1,9 л/сутки на человека. При уплотнении ила после отжимания воды (примерно через сутки) количество осадка, содержащего 95% воды, падает до 0,7—0,9 л/сутки на человека [89].

Пример. Определить основные размеры метантенка, рассчитанного на обслуживание 25 000 человек.

Примем температуру в метантенке при искусственном подогреве в 25°. Количество свежего осадка составит $0{,}7 \times 25\,000 = 17\,500$ л/сутки $= 17{,}5$ м³/сутки. При дозе загрузки $K = 8{,}3\%$, полезный объем метантенка будет $\frac{17{,}5}{8{,}3} \times 100 = 210$ м³.

Основные размеры его принимаем: длина $L = 10$ м, ширина $B = 3{,}5$ м, высота $H = 6$ м.

Газоотдача будет составлять 14,3 м³ на 1 м³ свежего осадка. Количество свежего ила 17,5 м³/сутки, следовательно, количество газа будет $14{,}3 \times 17{,}5 = 250$ м³ или 10 л/сутки на человека. При уменьшении дозы свежего ила в 3 раза (доза загрузки 2,8%) газоотдача будет не 14,3 м³ с 1 м³ осадка, а 24,8 м³ (при увеличении объема метантенка втрое).

Приведенный пример проиллюстрируем экономическими показателями. Примем, что стоимость метантенка при нормальной суточной загрузке в 8,3% от его объема составляет 3 руб. на одного жителя, обслуживаемого метантенком. Стоимость иловой площадки, отнесенная к 1 м³ остаточного ила, составляет 15 руб. (см. ниже). Стоимость 1 м³ газа — 12 коп.

Тогда по первому варианту необходимы капиталовложения.

1. На сооружение метантенка на 25 000 человек:

$$3 \times 25\,000 = 75\,000 \text{ руб.}$$

2. На сооружение иловых площадок. Осаточный ил на человека в сутки — 0,35 л, в год — 128 л, а на 25 000 человек — 3200 м³:

$$15 \times 3200 = 48\,000 \text{ руб.}$$

Итого 123 000 руб.

Продажа газа за год даст:

$$0{,}12 \times 14{,}3 \times 17{,}4 \times 365 = 10\,920 \text{ руб.}$$

По второму варианту, при уменьшении загрузки свежим илом в три раза, необходимы капиталовложения:

1. На сооружение метантенка на 25 000 человек, по объему в три раза большему:

$$75\,000 \times 3 = 225\,000 \text{ руб.}$$

2. На сооружение иловых площадок. Остаточный ил, согласно диаграмме рис. 73, при загрузке в 8,3% и температуре в 25° составляет около 40% от количества свежего ила; при загрузке в 3,2% — около 8%. Примем уменьшение остаточного ила в 5 раз; тогда количество его составит только 640 м³ в год:

$$15 \times 640 = 9600 \text{ руб.}$$

Итого 234 600 руб.

Продажа газа за год даст:

$$0{,}12 \times 24{,}8 \times 17{,}4 \times 365 = 18\,960 \text{ руб.}$$

Итак, при увеличении капиталовложений, примерно, на 110 000 руб. увеличение дохода от продажи газа в течение года на 8040 руб.

Полученные цифры свидетельствуют о наличии серьезных экономических предпосылок к постройке больших по объему метантенков в целях увеличении газоотдачи илом сточных вод там, где газ находит потребителей.

В настоящее время НИО Мосочиствода рекомендует расчет метантенков производить по беззольному (органическому) веществу, причем в условиях мезофильного процесса объем метантенка на каждый килограмм беззольного вещества загрузки должен составлять от 0,5 до 0,65 м³.

Основанием для такого решения послужили исследования последних лет, проведенные К. А. Овсянниковой и В. А. Бараш, показавшие, что величина допустимой нагрузки и эффект сбраживания осадка в значительной степени зависят от содержания в сыром осадке беззольного вещества. Эти исследования показали, что чем выше процент содержания беззольного вещества, тем выше (при одном и том же проценте загрузки по объему) сбраживание.

Указанная норма объема метантенка от 0,5 до 0,65 м³ на 1 кг беззольного вещества в сыром осадке с влажностью в 95% соответствует загрузке в пределах от 3 до 4% от объема метантенка. Если учесть, что в сыром осадке сточной жидкости беззольное вещество составляет около 75%, то норма загрузки по объему осадка составит 4—5,35%, вместо ранее рекомендованных 8%.

Газоотдача при загрузках в 4—5% от объема метантенка получается в пределах 450—500 л на 1 кг беззольного вещества, вместо

газоотдачи порядка 325—375 л при дозах загрузки в 6—8% (12—14 м³ на 1 м³ свежего осадка). Из сказанного ясно, что сооружения метантенков с меньшими дозами загрузки экономически выгоднее.

Одновременно с уточнением нормы загрузки метантенков по беззольному веществу НИО Мосочиствода рекомендует температуру брожения принимать в 33—35°, являющейся по наблюдениям НИО оптимальной для осадков сточных вод канализации Москвы. Принятые для Москвы нормативы можно рекомендовать при проектировании метантенков.

## § 49. Интенсификация распада ила в метантенках

Вопрос о температуре перегнивания ила в метантенке является основным, так как уменьшение объема метантенка идет за счет ускорения перегнивания. При равных температурных условиях септическая часть двухъярусного бассейна много меньше объема метантенка, так как в двухъярусных бассейнах происходит уплотнение ила; в метантенках этого нет.

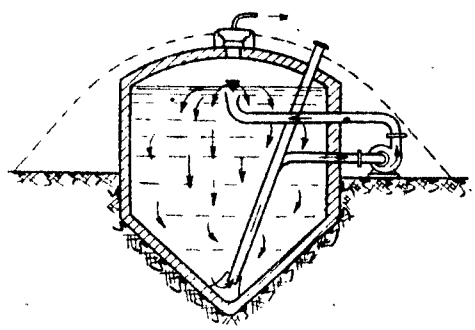


Рис. 74. Схема циркуляционного перемешивания ила

Повышение температуры в метантенке весьма сильно влияет на необходимый объем метантенков.

Для повышения температуры возможно: 1) ил, направляемый в метантенк, предварительно пропускать через особые камеры нагрева; 2) направлять в метантенк определенное количество нагретой до температуры 60—90° воды в количестве, обеспечивающем необходимую температуру метантенка, либо направлять для этой цели в метантенк острый пар; 3) устанавливать в метантенке водяное отопление, пропуская через трубы нагретую до 60—70° сточную, предварительно очищенную жидкость.

Долгое время наиболее применимым методом являлся второй способ — направление в нижнюю часть метантенка нагретой воды. Для этой цели обычно использовалась подогретая очищенная сточная жидкость в количестве до 2—3% от объема метантенка (по тепловому расчету). Но в последнее время на установках Москвы, Харькова и других городов для подогрева метантенков стали применять исключительно острый пар.

Пример. Определить потребное количество воды для подогрева метантенка при следующих условиях: объем метантенков $V = 500$ м³; доза суточной загрузки ила — 4,75% или 23,75 м³; температура в метантенке 25°; температура свежего ила 12°; температура нагретой воды 90°; потеря тепла в трубопроводах — 5%; охлаждение всего объема метантенка за сутки 0,5°.

Необходимо нагреть свежую дозу ила — 23,75 м³ на 13° (25°—12°), а весь остальной объем 476,25 м³ (500—23,75) на 0,5°; это потребует $23{,}75 \times 1000 \times 13 + 476{,}25 \times 1000 \times 0{,}5 = 546\,875$ ккал (теплоемкость воды с илом принята равной 1).

1 м³ воды, нагретой до 90°, может дать 1000 (90—25) = 65 000 ккал, а с учетом 5% потерь только $0{,}95 \times 65\,000 = 61\,800$ ккал. Следовательно, горячей воды потребуется:

$$\frac{546\,875}{61\,800} = 8{,}85 \text{ м}^3\text{/сутки},$$

что составляет 1,76% от объема метантенка.

При применении для подогрева метантенка пара количество его может быть

определено, исходя из отдачи тепла 1 кг пара в 550 ккал. Следовательно, пара потребуется:

$$\frac{546\,875}{550} \approx 1000 \text{ кг} = 1 \text{ т пара, т. е., примерно, 40 кг на 1 м}^3 \text{ свежего осадка.}$$

В случае устройства водяного отопления нагретая вода внутри метантенка движется по трубам, расположенным у дна метантенка или

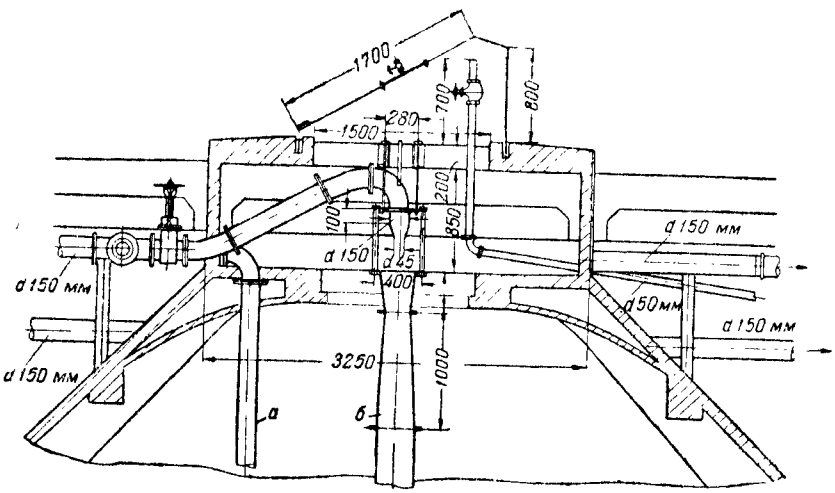



Рис. 75. Эжектор для перемешивания ила

у боковых вертикальных стен; в последнем случае требуется значительно бо́льшая поверхность труб для соответствующей теплоотдачи (примерно в 3—5 раз).

При прокладке труб выше дна бассейна можно считать, что с 1 м² боковой поверхности трубы при разности температуры в 1° можно получить 150 ккал тепла в 1 час.

Температура воды в трубах не должна быть выше 60°, так как иначе возможно образование отложений на трубах, что ведет к уменьшению теплоотдачи.

Диаметр применяемых для этой цели труб 25—62,5 мм. Железные трубы быстро подвергаются коррозии, поэтому желательно применение медных труб. Трубы устанавливаются либо в виде змеевиков по стенам, либо в виде батарей, наподобие радиаторов.

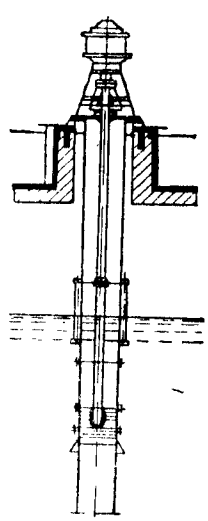


Рис. 76. Мешалка

Как выше было указано, для интенсификации процессов перегнивания необходимо перемешивание свежего ила с содержимым метантенка, что достигается с помощью циркуляционного центробежного насоса или специальных механических мешалок. На рис. 74 дана схема циркуляционного перемешивания ила.

С целью уменьшения затрат на циркуляционное перемешивание можно применять эжектор (рис. 75). По трубе *а* часть ила отсасывается из метантенка, а по трубе *б* подается в метантенк. На трубе *б* установлен эжектор. При подаче циркуляционным насосом ила по трубе *б* в метантенк, остальной ил засасывается в верхней части метантенка, что способствует лучшему перемешиванию свежего ила с перегнивающим и сокращает расход энергии на циркуляционное перемешивание ила в 3—4 раза по сравнению с расходом энергии при отсутствии эжектора.

Механическая вертикальная винтовая мешалка показана на рис. 76. Она приводится в действие электромотором мощностью в 4 квт; число оборотов мешалки — 750. Работа ее вполне удовлетворительна при нагрузке в 250 м³ ила.

Время, в течение которого необходимо производить перемешивание содержимого метантенков, предупреждающее образование корки, на Люблинской станции аэрации определено в 8—9 час. в сутки при дозе свежего осадка 8—9% [78].

По данным харьковской очистной установки это время достигает 18—20 час. в сутки.

Интенсивность перегнивания зависит от состава сточной жидкости. Наиболее интенсивно перегнивание идет в нейтральной или слабощелочной среде, при pH в пределах 7,2—7,6. По лабораторным данным БПК свежего ила равна 100 000 мг/л, перегнившего — 1500 мг/л (уменьшение на 98,5%).

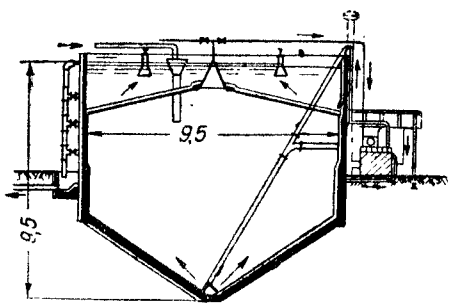



Рис. 77. Схема метантенка

## § 50. Конструкции метантенков

Метантенки представляют собой круглые или прямоугольные резервуары с воронкообразным днищем; высота их до 10 м.

Обычно метантенки сооружаются из железобетона, но могут быть сооружены из кирпича или из местного камня с соответствующей обработкой. Основные размеры определяются расчетом на основании вышеприведенных данных, уточняемых в зависимости от местных условий.

На рис. 77 представлена схема метантенка круглой формы; $D = 9{,}5$ м³, $H = 9{,}5$ м, емкость 515 м³. Ил подается в верхнюю часть метантенка. Для подогрева метантенка пользуются водой. Вода нагревается газом, получаемым в метантенке, до температуры 60—80° и поступает в него по трубе, служащей для отжима ила, в нижнюю часть метантенка. Метантенк в верхней части перекрыт; в центре перекрытия установлен газоуловитель; по периметру перекрытия имеется ряд отверстий, через которые излишек воды поступает в верхнюю часть метантенка. Отсюда он направляется в отстойник. Чтобы вместе с излишком воды не могли быть захвачены плавающие вещества, трубы для приема излишка воды опущены ниже ее поверхности. Перегнивший ил отжимается на расположенные рядом иловые площадки.

Благодаря направлению в метантенк нагретой воды, температура в нем поддерживается в 21° (без подогрева она держалась 8—10°). Для поддержания температуры в 21° приходится добавлять не более 4 м³ нагретой воды ежедневно, что составляет меньше 1% всей емкости метантенка. Потеря тепла метантенком незначительна, несмотря на отсутствие теплонепроницаемой изоляции со стороны стен и отсутствие перекрытия сверху. Это объясняется относительно небольшой теплоотдачей воды с илом в метантенке. Приспособления для перемешивания содержимого метантенка отсутствуют.

На рис. 78 и 79 изображены план и разрез одного из метантенков московского типа (Кожуховская станция аэрации).

Метантенк имеет в плане размеры 11,6 × 11,6 м. Общая высота его до перекрытий 7 м. Перекрытие, как и сам метантенк, железобетонное. Для газонепроницаемости перекрытие покрыто слоем воды высо-

той до 1 м. Четыре газоуловителя в виде металлических колпаков установлены над каждым из отделений метантенка.

Свежий осадок из вертикальных отстойников, со дна их, по трубе $d = 250$ мм поступает в так называемую камеру впуска. Объем камеры впуска равен 9—10% объема одного метантенка. Камера впуска обслуживает поочередно четыре метантенка.

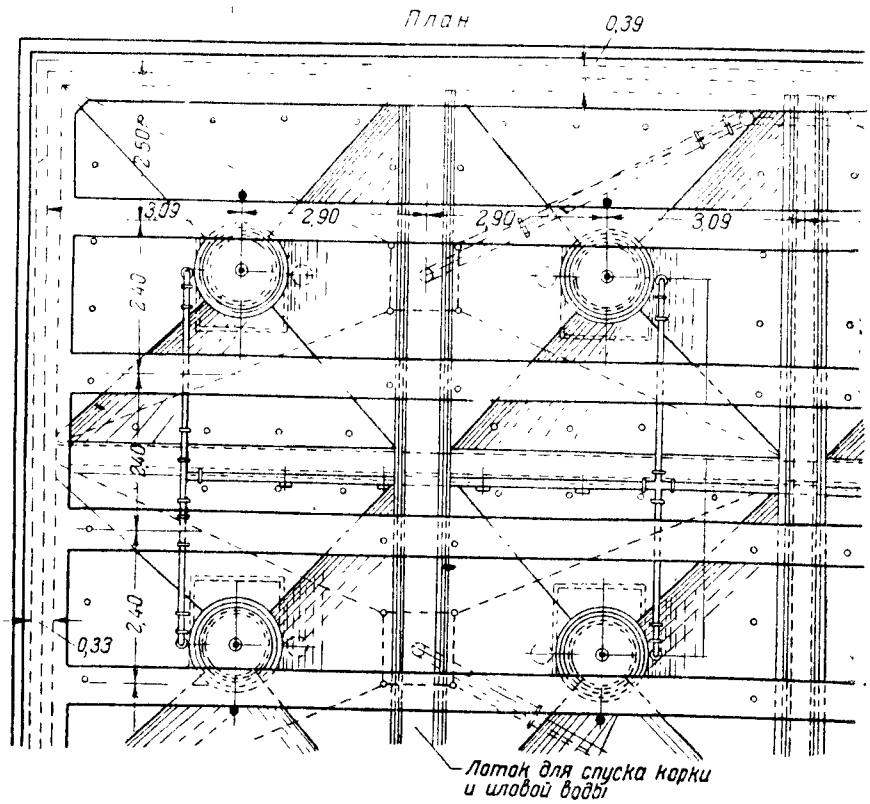



Рис. 78. Метантенк московского типа. План

После замера осадка в камере впуска, ил по трубам $d = 200$ мм направляется в квадратную в плане камеру, разделенную на две части: в одну часть подается свежий осадок, из другой — удаляется перегнивший.

Перегнивший осадок по трубам через камеры выпуска направляется на иловые площадки для подсушивания (трубы для впуска и выпуска осадка одни и те же).

Назначение камер впуска и выпуска — точно замерять объемы поступающего в метантенк свежего ила и удаляемого из него перегнившего ила. При загрузке метантенков свежим илом один раз в сутки, полезная емкость камеры впуска должна быть равна суточной норме загрузки одного метантенка, а камеры выпуска — только половине объема камеры впуска, так как около 50% ила в метантенке должно газифицироваться и обратиться в растворимые вещества.

Особо следует обратить внимание на расположение по высоте камер впуска и выпуска. Ил из камер впуска должен самотеком на-

правляться в метантенк, для чего необходимо, чтобы днище камеры впуска было по крайней мере на 0,8 м выше отметки воды над рабо-

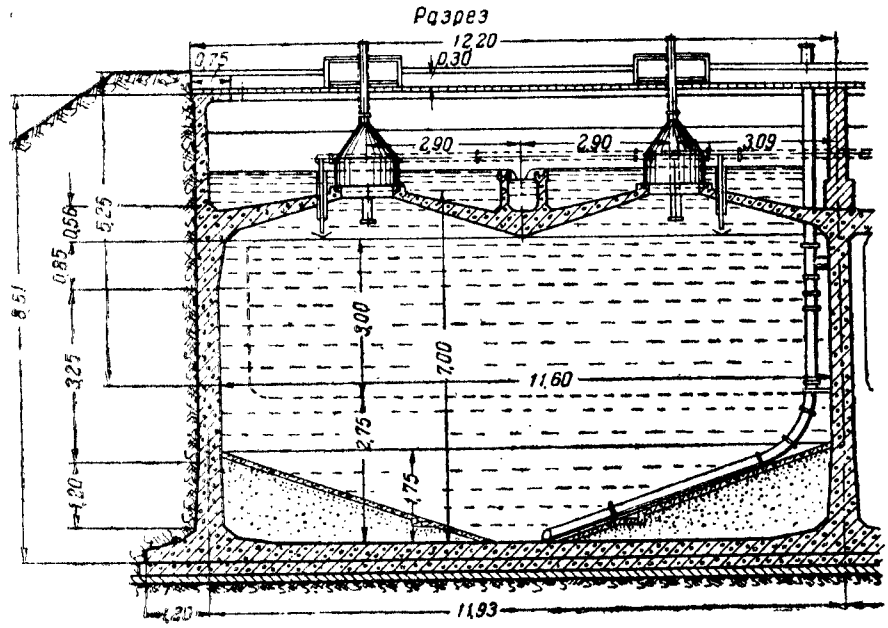



Рис 79. Метантенк московского типа. Разрез

чим перекрытием метантенка. Исходя из этих же соображений, камера выпуска должна быть расположена ниже отметки воды в метантенке

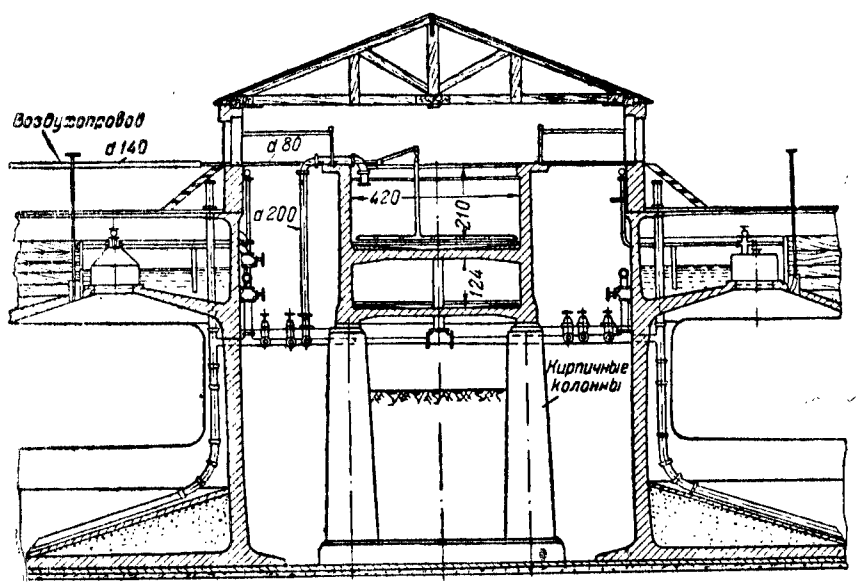



Рис. 80. Дозирующие камеры впуска и выпуска ила

настолько, чтобы при заполнении камеры выпуска перегнившим илом из метантенка оставался бы свободный напор не менее 1 м.

Дозирующие камеры впуска и выпуска изображены на рис. 80. Опыт эксплоатации Кожуховской станции аэрации показал, что для подачи выгружаемого осадка из метантенка в камеру выпуска имеющийся свободный напор около 1 м недостаточен.

Целесообразно камеры впуска и выпуска располагать одну над другой. Средняя полезная глубина камеры впуска 1,2—1,8 м, а камеры выпуска — 0,75—1,0 м.

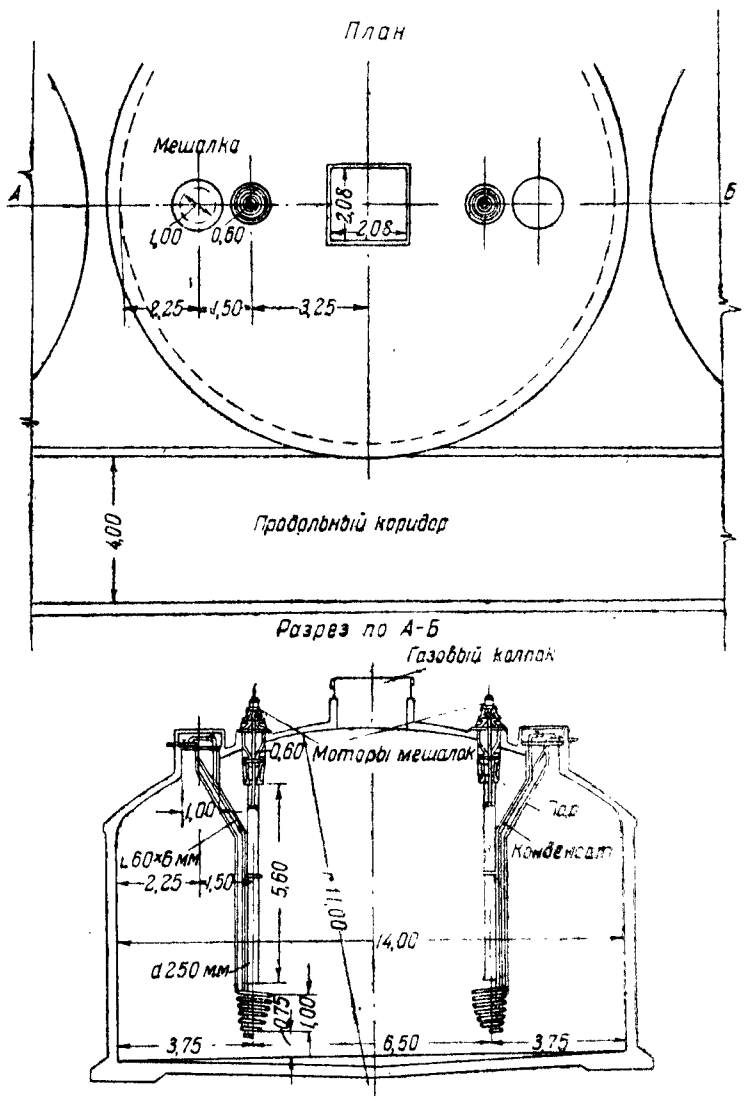



Рис. 81. Круглый метантенк Люблинской станции аэрации

Перегнивший осадок содержит воды столько же, сколько и свежий ил, т. е. 93—95%.

В перекрытии метантенка имеются отверстия, через которые должны проникать наверх легко всплывающие и трудно перегнивающие частицы ила. Эти частицы на свободной поверхности жидкости в метантенке образуют легкую пленку, которая удаляется на иловые площадки вместе с избытком иловой воды. Для отвода пленки и излишка воды устроены лотки.

Температура в метантенке поддерживается искусственно в пределах до 25°. До 1940 г. подогрев метантенка производился путем подачи горячей воды, нагретой до 85—90°.

Суточный объем подаваемой горячей воды составлял около 5% от рабочего объема метантенка при нагреве иловой массы до 25° и норме суточной загрузки, равной 10%.

По данным Кожуховской станции аэрации, вода эта прибавлялась в течение суток три раза.

В связи с получением в 1941 г. на очистной станции пара от соседнего завода, подогрев метантенков стали производить острым паром давлением в 4 ат. Пар был подан в помещение дозирующих камер и от магистральной трубы подведен в нижнюю часть каждой камеры метантенков.

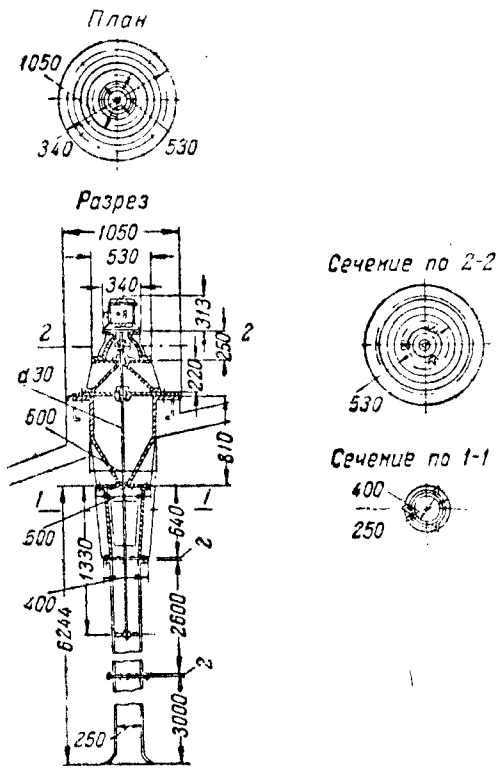



Рис. 82. Детали мешалки

Газоотдача составляет 330 м³ на 1 м³ подлежащего перегниванию ила (в пересчете на 1 м³ сухого вещества).

Калорийность газа 5000 ккал при составе $CH_4$ 65—72%, $CO_2$ около 30%.

На рис. 81 показаны план и разрез метантенка круглого типа, сооруженного на станции аэрации в Люблино (Москва).

Диаметр метантенка равен 14 м; высота $H = 9$ м.

Каждый из метантенков снабжен газоуловителем, двумя лопастными мешалками и двумя змеевиками для отопления.

На рис. 82 показаны детали установки мешалки с вертикальным мотором. Змеевик отопления подведен под трубу мешалки, что дает лучшее использование тепла благодаря циркуляции всей массы ила непосредственно у змеевика. Змеевик запроектирован из 37,5-миллиметровых труб, по которым подается пар для отопления метантенка. Для осмотра и ремонта змеевик может быть извлечен из метантенка, не останавливая работы его, через отверстие диаметром в 1 м, проделанное в перекрытии метантенка. Мешалка приводится во вращение электромотором в 1,5 квт.

Опыт эксплоатации метантенков на Люблинской станции аэрации показал целесообразность замены механических мешалок гидроэлеватором (эжектором), установленным в центре метантенка, а подогрев водой или паром по трубам заменен впуском острого пара непосредственно в метантенк.

Метантенки Люблинской станции аэрации двухступенные. Рабочие объемы метантенков первой ступени (рис. 83) 1170 м³, второй — 880 м³. Режим работы метантенков мезофильный; температура в метантенках первой ступени 37°, вторая ступень метантенков не подогревается и процесс брожения осадка здесь заканчивается за счет остаточной температуры осадка, поступающего из метантенков первой ступени.

Суточная загрузка каждого метантенка 75 м³ или около 6,5% от рабочей емкости.

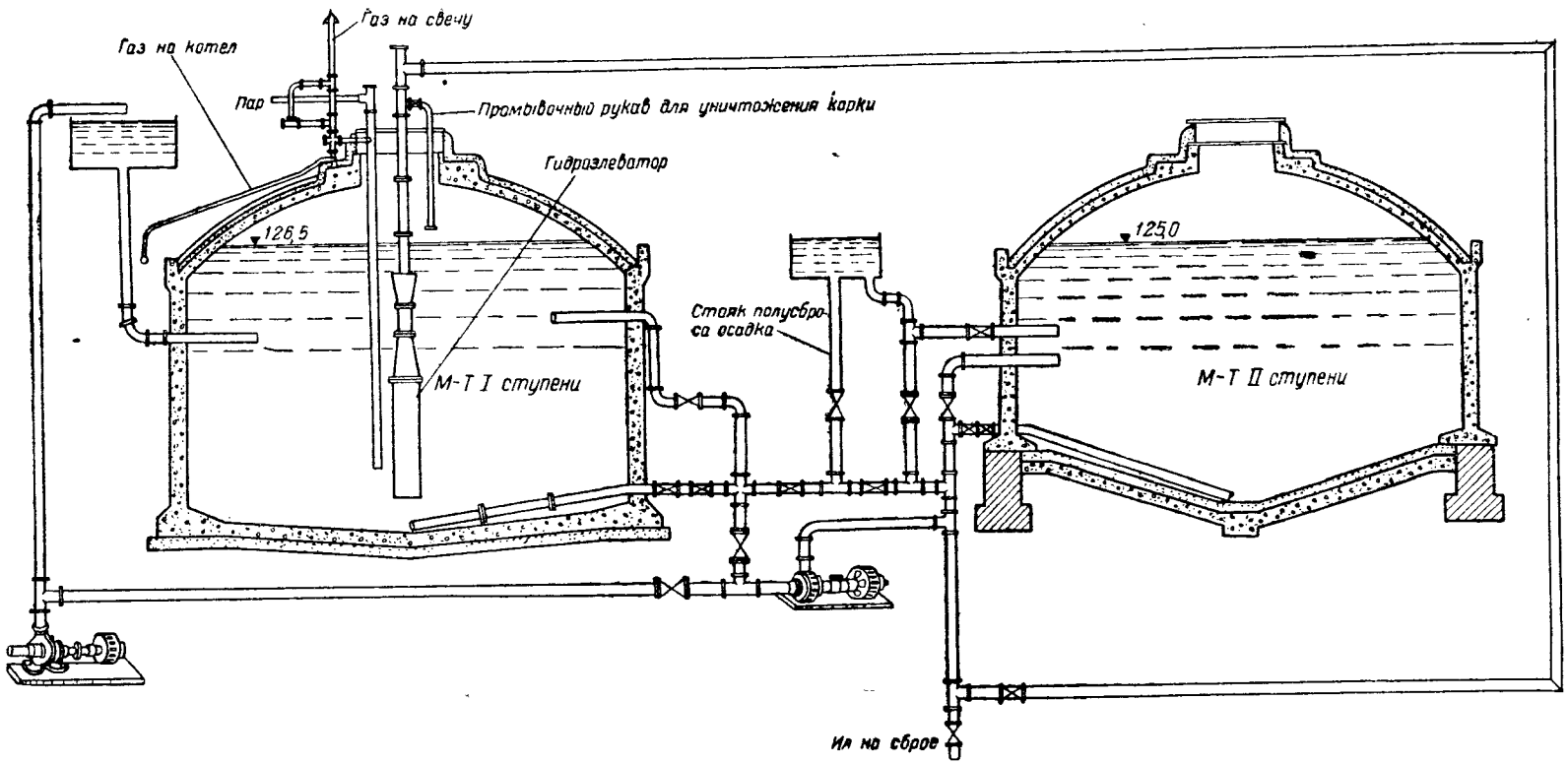



Рис. 83. Схематический разрез через метантенки I и II ступени

Метантенки сооружены из железобетона. Изоляция железобетонного перекрытия, препятствующая пропуску газа из-за отсутствия над перекрытием водяного покрова, выполнена из разных материалов, с расположением слоев в следующем порядке, начиная снизу: 1) слой битума № 3 с песком, замешанный до густоты, удобной для кладки лопатой; толщина слоя 10 мм; 2) жидкое стекло толщиной слоя в 5 мм пополам с асбестовой мукой; 3) шлакобетон, слой толщиной в 12 см; 4) армированный бетон без гравия (сетка из стержней $d = 4$ мм, уложенных через 15 см) и, наконец, 5) рубероид в два слоя. Однако опыт показал. что примененная изоляция оказалась недостаточной.

Для загрузки метантенков были запроектированы небольшой емкости измерительные камеры впуска в виде опрокидывающегося ковша. Было предусмотрено, что загрузка каждого метантенка производится несколько раз в день. Однако это оказалось неудобным. Загрузка метантенка производится раз в сутки подачей осадка центробежным насосом в камеру метантенка.

В целях улучшения условий эксплоатации метантенков и устранения возможности разрушения неподвижного купольного перекрытия, можно рекомендовать устраивать перекрытие метантенка подвижным, плавающим, в виде плавающих колоколов на газгольдерах.

На рис. 84 показан поперечный разрез через метантенк и камеру обслуживания, запроектированных для Курьяновской станции аэрации. Метантенк круглого сечения; $D = 24$ м, высота цилиндрической части $H_ц = 9{,}2$ м, общая глубина осадка 15,1 м. Подогрев запроектирован путем пуска острого пара; для лучшего перемешивания осадка применен гидроэлеватор. Сырой осадок поступает из камеры загрузки в среднюю часть метантенка по трубе $d = 250$ мм. Назначение камеры — обезопасить метантенк от давления, создаваемого насосом при подаче сырого осадка. Это позволяет применить метантенки с жестким перекрытием.

Глава XIII

# ОБЕЗВОЖИВАНИЕ И ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ИЛА

## § 51. Иловые площадки, конструкции их

Ил, выделившийся в отстойниках из сточной жидкости, после сбраживания может быть использован для удобрения.

Ил в свежем, неперегнившем состоянии негоден для сельского хозяйства, так как органический азот, содержащийся в большом количестве в иле, не может быть усвоен растениями до его минерализации. Кроме того, свежий ил: 1) хуже перекачивается, чем перегнивший; 2) издает неприятный запах при перекачивании, просушке и использовании его; 3) заиливает поры грунта и лишает корни растений воздуха; 4) разбросанный на поле в обезвоженном виде образует комья, которые с трудом разбиваются; 5) ведет к засорению полей сорной растительностью; 6) вреден с точки зрения санитарно-гигиенической, так как может содержать болезнетворные бактерии.

Прежде чем перегнивший ил транспортировать на место применения, его необходимо предварительно обезводить. Наиболее простым и распространенным методом обезвоживания является подсушка на иловых площадках или выдерживание в иловых прудах. Иловый пруд представляет собой плоский земляной отстойник, куда направляется свежий ил; там он перегнивает, а затем и обезвоживается. Такие пруды очищаются обычно вручную; они крайне неприятны своим резким запахом гниения, исходящим от самого пруда и неочищенной жидкости, выделяемой илом.

Для обезвоживания перегнившего ила пруды используются лишь в зимнее время, когда ил, замерзая, скопляется в большом количестве в прудах.

Современные иловые площадки — это бассейны небольшой глубины, в которых дно представляет собой фильтрующий материал, лежащий на естественном грунте или искусственно подготовленном водонепроницаемом основании с уложенным в нем дренажем для отвода дренажной воды. Основание обычно устраивается из тощего бетона толщиной 10—15 см или кирпича на ребро, покрытого слоем штукатурки.

Без искусственного основания можно обойтись при отсутствии опасности загрязнения грунтовых вод дренажными водами с иловой площадки. Нецелесообразно устройство иловых площадок с искусственным основанием при временных сооружениях по очистке сточных вод.

Фильтрующий материал берется различной крупности: сверху обычно песок слоем до 10 см, за ним слой гравия или мелкого шлака, толщиной в 5—10 см, затем средний шлак или мелкий щебень слоем в 10—15 см и, наконец, нижний слой крупного шлака или щебня толщиной в 10—15 см. Таким образом, общая толщина фильтрующего слоя составляет от 35 до 50 см.

Для дренажа применяются каменно-керамические трубы диаметром от 7,5 до 20 см. Ширина отдельных дренажных площадок не должна

быть более 6—8 м, что диктуется удобством их эксплоатации. Длина площадки теоретически может быть каких угодно размеров и определяется в каждом отдельном случае в зависимости от местных условий (топография местности, общая величина иловых площадок, их конфигурация). Такие площадки располагаются одна подле другой, причем по смежным для двух площадок граням прокладывают лотки для подачи ила.

Посредине иловой площадки укладывается рельсовый путь для вагонеток; путь этот целесообразно укладывать на уровне самой площадки. Ширина отдельной иловой площадки в 6—8 м позволяет рабочему, при ручной уборке обезвоженного ила, без переброски сразу подавать его на движущуюся по рельсам вагонетку.

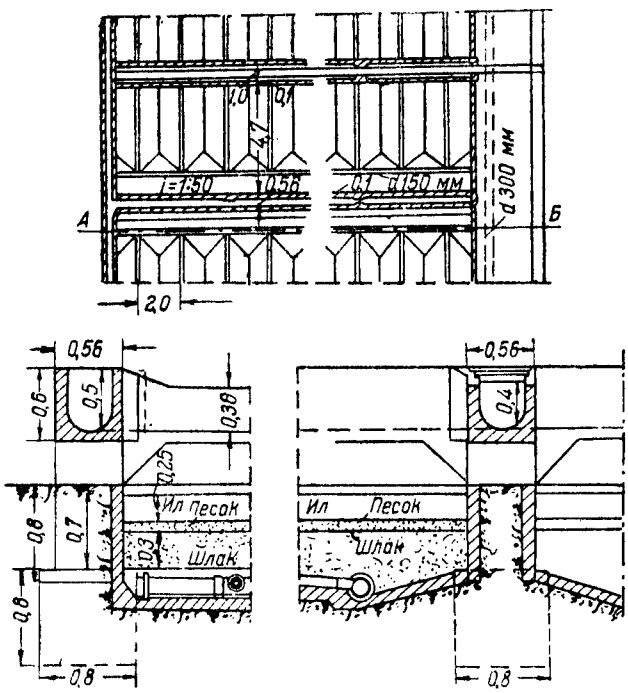



Рис. 85. Иловые площадки в Пятигорске

Иловые лотки обычно делаются деревянные с уклоном не менее 0,01. По периметру площадки устанавливается ограждение из досок на высоту, обеспечивающую заливку слоем ила необходимой толщины. Чтобы ил равномерно распределился по всей поверхности иловой площадки, в иловых лотках устраиваются выпуски в виде деревянных лотков, отверстия которых закрываются деревянными щитками. Установка по длине площадки ряда поперечных распределительных досок также дает более равномерное распределение ила по площадке.

Очистка площадки от обезвоженного ила начинается обычно от края, вдоль которого уложены рельсовые пути.

Дренажная вода при перегнившем иле не требует очистки, а смешивается с общим потоком очищенных сточных вод, направляющихся в дезинфекционные установки (хлораторные). При неперегнившем иле дренажная вода с иловых площадок обязательно должна направляться на очистные сооружения. Количество иловой воды равно, примерно, 0,1 л на 1 м$^3$ сточной жидкости или 0,01% от расхода сточных вод.

Толщина слоя ила, подаваемого на площадки, колеблется от 20 до 30 см, в зависимости от климатических условий и качества ила. Время сушки также зависит от климатических условий и качества ила. Одну

и ту же площадку можно заливать до 12 раз в год. Иловые площадки рационально устраивать на открытых участках, располагая площадки ниже очистной установки и вблизи от нее.

В виде иллюстрации приведем ряд конструкций иловых площадок.

На рис. 85 представлена иловая площадка, запроектированная проф. Н. К. Чижовым для канализации г. Пятигорска. Площадка разбита на отдельные участки — полосы шириной 10,4 м. Вдоль участков проходят илоподводящие бетонные лотки. Основанием для иловой площадки служит бетон толщиной в 10—12 см, на нем находится шлаковая загрузка в 30 см, а выше слой песка в 10 см. Слой впускаемого жидкого ила предусмотрен в 25 см. По дну иловой площадки, поперек участков на расстоянии 2 м, уложены 75-миллиметровые дырчатые дренажные трубы, отводящие воду в уложенные вдоль участков трубы диаметром 150 мм, из которых дренированная вода поступает уже в коллектор диаметром 300 мм. С целью лучшего отвода дренажной воды бетонному основанию приданы соответствующие уклоны. Посреди полос-участков уложены рельсовые пути. Илоподводящие бетонные каналы устроены в виде жолоба с полукруглым дном, имеющим уклон 1 : 50.

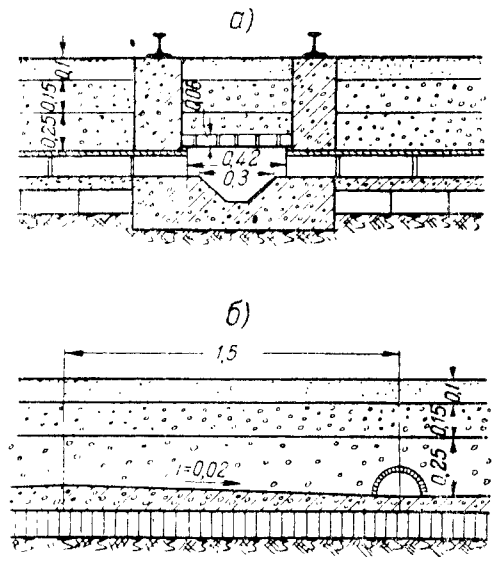



Рис. 86. Детали иловых площадок: *а*) поперечный разрез; *б*) продольный разрез

Запроектированные для очистной установки г. Николаева иловые площадки разбиты на отдельные ячейки 8 × 50 м каждая. Площадки рассчитаны на 12 заливок в год слоем в 20 см. Ячейки отделяются друг от друга 25-миллиметровыми досками высотой в 50 см, устанавливаемыми на ребро и прибиваемыми к сваям, поддерживающим распределительные лотки. Дно площадки, выложенное из кирпича на ребро, имеет уклоны как в сторону дренажной черепицы, так и к сборным лоткам, расположенным по середине каждой ячейки (рис. 86). Линии из дренажной черепицы уложены на расстоянии 3 м друг от друга. Все дно иловых площадок засыпано дренирующим материалом на высоту 0,5 м: нижний слой высотой 25 см — шлак 15—30 мм, средний слой высотой 15 см — шлак 5—10 мм и, наконец, верхний слой — песок высотой 10 см. Сборные лотки — бетонные с боковыми вертикальными стенками, по которым укладываются пути узкой колеи для вывозки ила. Из лотков дренажная вода собирается керамиковыми трубами. Сырой ил подводится к иловым площадкам также керамиковыми трубами $D = 300$ мм; для распределения по участкам иловых площадок установлены деревянные лотки 0,4 × 0,4 м на сваях. Для выпуска ила на участки установлены распределительные деревянные жолоба сечением 0,25 × 0,30 м.

## § 52. Расчет иловых площадок

Общая площадь иловых площадок для очистной установки в средней полосе СССР может быть определена из расчета высоты напуска годового слоя ила:

а) после отстойников — 1,0 м;
б) после двухъярусных бассейнов — 1,5 м;
в) после метантенка — 3,0 м.

Пример. Определить размеры иловой площадки для каиализациоиной установки на 25 000 человек.

Количество свежего ила на 1 жителя может быть приията в 0,7 л в сутки с содержанием влаги в 95%.

Если отстаивание сточиой воды производится в двухъярусных бассейнах, то ил будет содержать лишь 85% воды и он, кроме того, на 50% распадается; количество ила уменьшится в 6 раз и составит лишь 0,116 л/сутки на жителя. Годовая иорма на жителя будет: $0{,}116 \times 365 = 42{,}3$ л. На 25 000 жителей годовое количество ила, направляемое на иловые площадки, составит $42{,}3 \times 25\,000 = 1\,055\,000$ л $= 1055$ м$^3$. Принимая годовой слой напуска в 1,5 м, получим площадь $1055 : 1{,}5 = 705$ м$^2$.

Чтобы интенсифицировать процессы обезвоживания, можно иловые площадки устраивать перекрытыми в виде остекленных ангаров, кото-

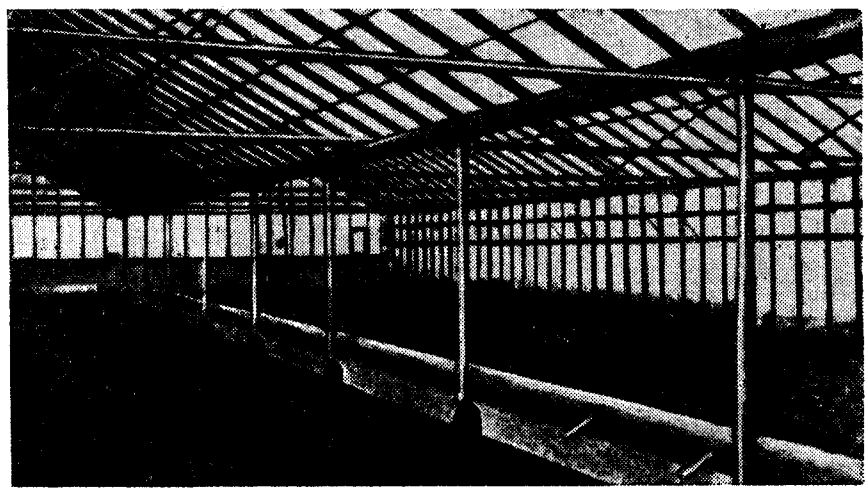


Рис. 87. Закрытые иловые площадки

рые отапливаются в зимнее время, когда в этом встречается надобность.

По данным практики, остекленные отапливаемые иловые площадки в среднем в 2—3 раза быстрее обезвоживают ил [102], т. е. размеры этих площадок должны быть в 2—3 раза меньше, чем обыкновенных открытых иловых площадок, но стоимость закрытых площадок в 2—3 раза больше, чем открытых.

Несмотря на увеличение пропускной способности иловых площадок при их остеклении, размеры этих площадок получаются все же весьма значительными. На рис. 87 приведен вид остекленного помещения закрытой иловой площадки.

Обезвоживание перегнившего ила продолжается до тех пор, пока он не подсохнет настолько, чтобы его можно было разрезать лопатой на небольшие брикеты и в таком виде транспортировать. Обезвоженный ил содержит влаги до 70—75%, в то время, как свежепоступающий ил из двухъярусных бассейнов содержит 85—90%, а из метантенков — 95%. На иловых площадках объем ила уменьшается в 2—6 раз.

Следует указать, что объем ила при уменьшении содержания в нем воды определяется по следующей формуле:

$$V_к = \frac{V_н\,(100 - n_1)}{100 - n_2}, \qquad (33)$$

где: $V_н$ — начальный объем ила с водой;
$V_к$ — конечный объем ила с водой;
$n_1$ — начальная влажность ила;
$n_2$ — конечная влажность ила.

## § 53. Вакуум-фильтры

Для обезвоживания ила можно применять вакуум-фильтры.

Вакуум-фильтр представляет собой барабан, медленно вращающийся на горизонтальной оси. Тело барабана состоит из металлического остова, разделенного сегментными перегородками на ряд отделений, соединяемых попеременно то с вакуум-аппаратом, то с повышенным воздушным или паровым давлением. Наружная поверхность барабана покрыта фильтрующей тканью, прикрепленной к отдельным рамам, установленным на остове барабана. Для поддержания ткани на раму натянута проволочная сетка. Барабан опущен на известную глубину в ил.

На рис. 88 изображена схема работы вакуум-фильтра, а на рис. 89 — вакуум-фильтр в работе. При вращении барабана в сегмен-

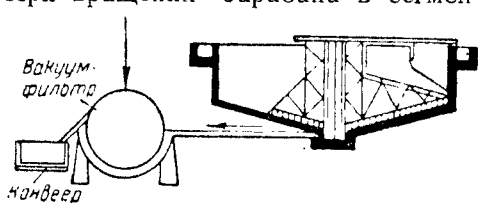



Рис. 88. Схема работы вакуум-фильтра

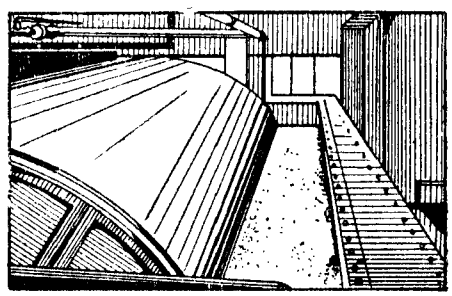


Рис. 89. Вакуум-фильтр в работе

тах, погруженных в ил, создается вакуум, благодаря чему ил пристает к фильтрующей поверхности барабана и обезвоживается. При дальнейшем вращении обезвоженный ил сбрасывается с поверхности барабана на ленту транспортера с помощью сжатого воздуха или пара, впускаемого в соответствующий сегмент барабана.

На рис. 90 изображен остов вакуум-фильтра без фильтрующей сетки. Отделения фильтра (сегменты) в форме дисков прикрепляются к тяжелому чугунному валу. Нижняя половина дисков погружена в ил.

Фильтровальная ткань основательно очищается при каждом обороте, сохраняя, таким образом, постоянно свою максимальную производительность. В случае необходимости сегменты быстро демонтируются и заменяются. Быстро производится также и замена фильтрующей ткани.

Для лучшего обезвоживания поступающий в вакуум-фильтры ил должен предварительно смешиваться с коагулянтами для задержания значительного количества мелких и коллоидных частиц, имеющихся в необезвоженном иле. Наиболее широко применяется в качестве коагулянта хлорное железо ($FeCl_3$).

Среднее количество влаги в обезвоженном перегнившем иле, при применении хлорного железа $FeCl_3$ в качестве коагулянта, составляет около 75%. Попытка обезвоживать на вакуум-фильтрах сырой ил не дала положительных результатов, так как фильтрующая ткань чрезвычайно быстро засорялась, а вытекающая вода содержала большое количество коллоидов и нерастворенных веществ. Нагрузка на фильтр определяется в 25—30 кг на 1 м²/час при прибавлении 0,12 кг хлорного железа на 1 кг взвешенных веществ.

Большая работа по научному разрешению вопросов механического обезвоживания осадка городских сточных вод в СССР была проведена трестом Мосочиствод под руководством С. Н. Строганова [66].

Исследования показали, что применение механических способов обезвоживания сокращает потребную площадь при обезвоживании сброженного осадка до 400 раз; поэтому при отсутствии подходящих участков вблизи населенных мест, вне зависимости от экономических условий, должно быть избрано механическое обезвоживание осадка.

Экономическая оценка различных способов обезвоживания приводит к выводу, что капитальные затраты при механических способах в несколько раз меньше, чем при иловых площадках; из механических способов наименьшие капитальные затраты требуются при установке вакуум-фильтров.

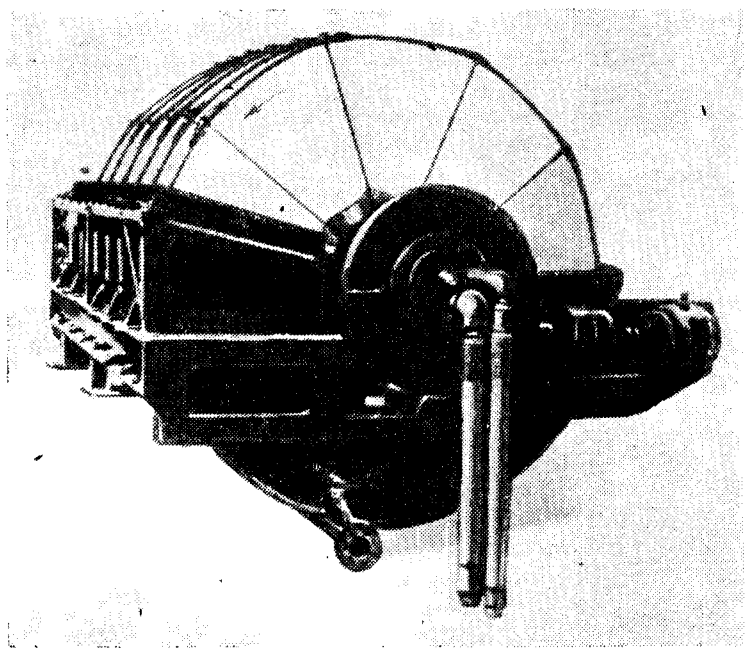


Рис. 90. Остов вакуум-фильтра

В связи с удовлетворительными результатами работы вакуум-фильтров от прежде применявшихся фильтр-прессов и центрифугирования осадков с целью их обезвоживания в последнее время совершенно отказались, так как эти способы дороги и негигиеничны.

Для начатой строительством Курьяновской станции аэрации запроектировано обезвоживание ила при помощи вакуум-фильтров. В качестве коагулянта будет применяться хлорное железо в комбинации с известью; хлорное железо является собственно коагулянтом, а известь добавляется для нейтрализации осадка с целью уменьшения коррозии и опасности скорого вывода из работы такого дорогого механизма, каким является вакуум-фильтр.

Для снижения дозы коагулянта запроектирована предварительная промывка осадка чистой водой в целях удаления значительной части коллоидов.

Схема работы установки принята следующая: сброженный осадок из метантенков поступает в сборный резервуар, откуда насосами подается в бассейн для промывки. В этом бассейне осадок и вода продуваются сжатым воздухом, после чего эта смесь направляется в от-

стойники или уплотнители. Осветленная вода из этих отстойников направляется в подводящий канал к первичным отстойникам, а уплотненный осадок подается в сборный резервуар, откуда он перекачивается в смеситель для смешения с коагулянтом (хлорным железом и известью). Коагулированный осадок направляется в контактный резервуар (время контакта 7—8 мин.), а оттуда в корыто вакуум-фильтра. Обезвоженный осадок поступает на транспортер, а фильтрат направляется в канал перед первичными отстойниками.

Вакуум-фильтры приняты марки завода им. Фрунзе (Уралхиммаш), производительностью 25 кг сухого осадка на 1 м$^2$ поверхности фильтра в час при общей фильтрующей поверхности в 40 м$^2$.

Всего устанавливается четыре вакуум-фильтра, из которых один запасный.

Количество отсасываемого воздуха для создания разрежения принято в 0,5 м$^3$ в минуту. Количество потребного сжатого воздуха для отдувки обезвоженного осадка принято в 0,3 м$^3$ на 1 м$^2$ поверхности фильтра с давлением около 5 м водяного столба.

Доза хлорного железа принята в 5% от сухого осадка, а извести (кипелки) — в 10%, считая по CaO.

Предположено получать на вакуум-фильтрах осадок, обезвоженный до 75% содержания воды в нем.

## § 54. Транспортировка ила

В двухъярусных бассейнах, объединяющих в одном сооружении и осаждение и обезвреживание ила, не возникает вопроса о транспортировке ила между двумя этими стадиями, так как ил в силу своей тяжести проваливается из осадочной части сооружения в септическую. При отдельно стоящих сооружениях — отстойниках и метантенках — вопрос разрешается при благоприятных топографических условиях и соответствующих конструкциях установкой труб для отжима ила обычно диаметром в 200 мм, опущенных в воронку отстойника и имеющих выходной конец на 1,2—1,8 м ниже поверхности воды в отстойнике. Эта разность отметок обеспечивает необходимый напор как на образование скорости в трубе, так и на все потери напора по длине илопровода и на местные сопротивления (вход, повороты, задвижки).

Определение потерь напора ранее считали возможным вести по формулам гидравлики. Неизвестными были лишь коэфициенты сопротивления для движения ила с водой. Считали, что коэфициенты эти значительно больше, чем при водопроводной и даже канализационной воде, так как, с одной стороны, вода, в силу наличия большого количества илистых частей, становится более вязкой, с другой — характер жидкости ведет к увеличению шероховатости трубы.

На основании опытных данных потери напора определялись по длине трубопровода по известной формуле:

$$h_w = \lambda \frac{lv^2}{d2g}, \qquad (34)$$

причем для труб диаметром в 150, 175 и 200 мм значение $\lambda$ менялось в пределах от 0,3 до 0,9 для 90% исследований и для остальных 10% доходило до 1,6.

Особенно увеличиваются потери напора в зимнее время.

За последние годы в СССР были проведены опыты по выяснению особенностей движения в трубопроводах канализационного ила, как неоднородной вязкой жидкости. Опыты эти показали, что потери напора по длине трубопровода зависят от скорости ила. При небольших величинах скоростей движения ила в трубопроводе потери напора в нем зна-

чительно больше, чем при движении воды; при движении же ила с большими скоростями, наоборот, потеря напора меньше, чем потери при движении воды.

Опыты, произведенные А. З. Евилевичем в Ленинграде над перегнившими и сырыми илами из сточных вод г. Пушкина, кожзавода, мясокомбината, при движении их в трубопроводах различных диаметров ($d = 150$, 200, 250 и 300 мм) и при влажности илов от 94% до 98%, позволили ему притти к следующим выводам [36]:

1) канализационный ил представляет собой разнородную смесь взвешенных веществ с водой, органически и неорганически связанной с ними, отличающуюся повышенной вязкостью, влияние которой непостоянно и зависит от скорости движения;

2) на сопротивление ила в трубах весьма сильное влияние оказывает скорость: чем скорость больше, тем сопротивление становится относительно меньшим по сравнению с водой;

3) сопротивление увеличивается с уменьшением содержания воды в иле;

4) при движении ила по трубам с большими скоростями всегда наблюдается режим, при котором ил оказывает меньше сопротивления по сравнению с водой.

Произведенное нами сравнение полученных А. З. Евилевичем на опытной установке величин потерь напора при движении различных по характеру илов в трубопроводах $d = 150$, 200, 250 и 300 мм позволяет сказать, что сопротивления по длине трубопроводов (величины 100 $i$) получаются почти совершенно одинаковыми для илов, полученных из сточных вод г. Пушкина, кожзавода и мясокомбината. Мы считаем, что для предварительного определения потерь напора в илопроводах можно принять данные А. З. Евилевича по г. Пушкину. В табл. 18 нами приведены заимствованные у А. З. Евилевича данные при влажности ила в 95%.

Таблица 18

| $Q$ в л/сек | $d$=150 мм | | $d$=200 мм | | $d$=250 мм | | $d$=300 мм | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $v$ м/сек | 100$i$ | $v$ м/сек | 100$i$ | $v$ м/сек | 100$i$ | $v$ м/сек | 100$i$ |
| 5 | 0,28 | 0,73 | — | — | — | — | — | — |
| 10 | 0,57 | 0,90 | 0,32 | 0,445 | 0,20 | 0,22 | 0,14 | 0,18 |
| 15 | 0,85 | 1,15 | 0,48 | 0,47 | 0,30 | 0,24 | 0,21 | 0,19 |
| 20 | 1,14 | 1,55 | 0,64 | 0,515 | 0,41 | 0,265 | 0,28 | 0,20 |
| 25 | 1,42 | 2,03 | 0,80 | 0,57 | 0,51 | 0,295 | 0,35 | 0,21 |
| 30 | 1,70 | 2,65 | 0,96 | 0,66 | 0,61 | 0,33 | 0,42 | 0,22 |
| 40 | 2,28 | 4,05 | 1,28 | 0,86 | 0,81 | 0,42 | 0,56 | 0,25 |
| 50 | — | — | 1,60 | 1,13 | 1,02 | 0,525 | 0,70 | 0,28 |
| 60 | — | — | 1,92 | 1,46 | 1,22 | 0,64 | 0,85 | 0,32 |
| 70 | — | — | — | — | 1,43 | 0,77 | 0,99 | 0,372 |
| 80 | — | — | — | — | 1,63 | 0,927 | 1,13 | 0,418 |
| 90 | — | — | — | — | 1,84 | 1,055 | 1,27 | 0,467 |

Для проверки данных А. З. Евилевича нами использованы последние данные треста Мосочиствод по определению потерь напора в илопроводах (исследования А. А. Карпинского). В табл. 19 приведены данные о потерях напора (100$i$) в трубопроводах $d = 200$ и 250 мм по Евилевичу при влажности в 95% и по Карпинскому при коэфициенте вязкости $\eta = 1{,}0$, соответствующего влажности в 95%.

Таблица 19

| $Q$ в л/сек | $d$=200 мм | | | $d$=250 мм | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $v$ м/сек | 100$i$ по Евилевичу | 100$i$ по Карпинскому | $v$ м/сек | 100$i$ по Евилевичу | 100$i$ по Карпинскому |
| 10 | 0,32 | 0,44 | — | 0,20 | 0,22 | — |
| 15 | 0,48 | 0,47 | — | 0,30 | 0,24 | — |
| 20 | 0,64 | 0,52 | 0,20 | 0,41 | 0,27 | — |
| 25 | 0,80 | 0,57 | — | 0,51 | 0,30 | — |
| 30 | 0,96 | 0,66 | 0,40 | 0,61 | 0,33 | 0,22 |
| 40 | 1,28 | 0,86 | 0,80 | 0,81 | 0,42 | 0,34 |
| 50 | 1,60 | 1,13 | 1,3 | 1,03 | 0,53 | 0,46 |
| 60 | 1,92 | 1,46 | 1,92 | 1,22 | 0,64 | 0,60 |
| 70 | — | — | — | 1,43 | 0,77 | 0,78 |
| 80 | — | — | — | 1,63 | 0,93 | 0,97 |

По данным табл. 19 видно, что цифры Евилевича и Карпинского относительно близки, поэтому приведенные в табл. 18 данные могут быть приняты как ориентировочные исходные при определении потерь напора по длине в трубопроводах указанных диаметров при влажности ила в 95%.

При другом содержании воды в иле можно использовать для грубых подсчетов приведенные в табл. 20 поправочные коэфициенты на влажность, высчитанные нами на основании опытных данных А. З. Евилевича.

Таблица 20

| $Q$ в л/сек | $d$=200 мм | | | | | | $d$=250 мм | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $v$ м/сек | Поправочные коэфициенты $K$ при влажности | | | | | $v$ м/сек | Поправочные коэфициенты $K$ при влажности | | | | |
| | | 94% | 95% | 96% | 97% | 98% | | 94% | 95% | 96% | 97% | 98% |
| 10 | 0,32 | 1,41 | 1,0 | 0,68 | 0,44 | 0,29 | 0,20 | 1,40 | 1,0 | 0,73 | 0,48 | 0,29 |
| 15 | 0,48 | 1,36 | 1,0 | 1,72 | 0,49 | 0,38 | 0,30 | 1,35 | 1,0 | 0,75 | 0,50 | 0,35 |
| 20 | 0,64 | 1,32 | 1,0 | 0,78 | 0,56 | 0,50 | 0,41 | 1,28 | 1,0 | 0,75 | 0,56 | 0,43 |
| 25 | 0,80 | 1,28 | 1,0 | 0,79 | 0,67 | 0,63 | 0,51 | 1,22 | 1,0 | 0,78 | 0,61 | 0,48 |
| 30 | 0,96 | 1,20 | 1,0 | 0,83 | 0,73 | 0,75 | 0,61 | 1,19 | 1,0 | 0,82 | 0,68 | 0,58 |
| 40 | 1,28 | 1,14 | 1,0 | 0,89 | 0,88 | 0,93 | 0,81 | 1,12 | 1,0 | 0,86 | 0,76 | 0,71 |
| 50 | 1,60 | 1,08 | 1,0 | 0,95 | 0,98 | 1,06 | 1,02 | 1,08 | 1,0 | 0,90 | 0,84 | 0,83 |
| 60 | 1,92 | 1,04 | 1,0 | 0,99 | 1,02 | 1,14 | 1,22 | 1,04 | 1,0 | 0,95 | 0,91 | 0,93 |
| 70 | 2,24 | 1,02 | 1,0 | 1,05 | 1,06 | 1,18 | 1,43 | 1,03 | 1,0 | 0,97 | 0,96 | 1,00 |
| 80 | 2,56 | 1,00 | 1,0 | 1,03 | 1,08 | 1,22 | 1,63 | 1,01 | 1,0 | 1,00 | 1,01 | 1,10 |
| 90 | 2,88 | 0,98 | 1,0 | 1,04 | 1,09 | 1,25 | 1,84 | 0,99 | 1,0 | 1,00 | 1,04 | 1,16 |

Пример. Определить потери напора в илопроводе $d$= 200 мм, пропускающем расход ила $Q$ в количестве 40 л/сек при влажности 96%. Длина илопровода $L$ = 1200 м.

По табл. 18 определяем потери напора 100 $i$ при влажности осадка 95%, = 40 л/сек и $d$ = 200 мм.

100 $i$ = 0,86 при $v$ = 1,28 м/сек.

Поправочный коэфициент при влажности 96%, согласно табл. 20: $K$ = 0,89. Следовательно,

$$h_w = \frac{100i \cdot L}{100} = \frac{0{,}86 \times 1200 \times 0{,}89}{100} = 9{,}2 \text{ м},$$

а для воды

$$h_w = \frac{1{,}26 \times 1200}{100} = 15{,}10 \text{ м}.$$

К полученной величине $h_w = 9{,}2$ м нужно прибавить еще на местные сопротивления 15%, тогда

$$H_w = 1{,}15 \cdot h_w = 1{,}15 \times 9{,}2 = 10{,}6 \text{ м}.$$

Если топографические условия местности не благоприятствуют отжиму ила без применения внешних давлений, приходится прибегать к искусственному нагнетанию путем установки либо котлов, работающих при избыточном давлении (пневматика), либо насосов. В первом случае к нижней части трубы подводится воздух под давлением так, что труба работает как эрлифт.

Наиболее выгодная работа эрлифтов имеет место при высоте подъема в 1,5 м [64]. При увеличении высоты подачи количество потребляемого эрлифтом воздуха возрастает непропорционально. Последнее условие ограничивает возможности применения эрлифтов при по-

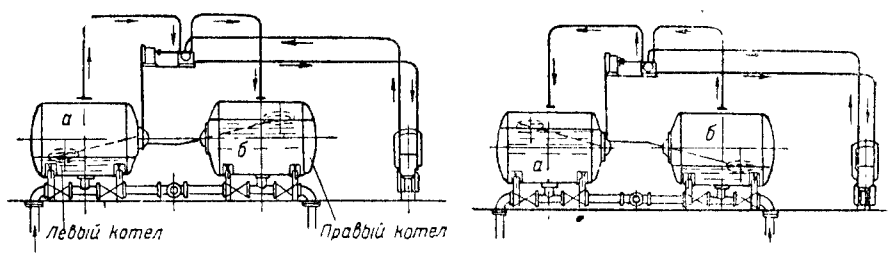



Рис. 91. Система двойных вакуум-котлов

даче ила на большую высоту и расстояние. Пневматический подъем ила предусматривает наличие железных котлов, соединенных с компрессором соответствующей производительности. По наполнении илом котла в него подается сжатый воздух и содержимое котла выбрасывается в отводную трубу, по которой ил подается к месту назначения. Котел снабжен двумя клапанами. При отсутствии давления от компрессора открыт клапан, соединяющий котел с отстойником, и закрыт клапан на отводной трубе. При пуске рабочего давления первый клапан закрывается (прижимается давлением) и, наоборот, второй клапан открывается. На случай возможных ремонтов и осмотров устанавливается два котла; один рабочий, другой — резервный.

Для транспортировки ила по илопроводам удобны двойные вакуум-котлы, схема работы которых представлена на рис. 91. Система состоит из двух котлов одинаковой емкости, причем при наполнении одного котла илом второй опорожняется.

В левой части рис. 91 показано, как из котла *а* воздух переходит в котел *б*. В котле *а* создается вакуум, под влиянием которого в этот котел поступают осадки из отстойника. В то же время из котла *б* ил под повышенным давлением выжимается в илопровод. По освобождении котла *б* от осадков и наполнении котла *а* при помощи автомата, происходит переключение направления дополнительного давления и воздух начинает поступать в котел *а*, а в котле *б* создается разрежение (правая часть рисунка). Для создания необходимого давления в цепь включен воздушный насос. Установка работает вполне удовлетворительно, занимает немного места и в эксплоатации удобна.

На рис. 92 изображена установка с двумя вакуум-котлами, компрессором, мотором, коммуникацией, приборами и т. д.

Транспортировка обезвоженного ила производится автогужевым транспортом или особыми составами специально приспособленных вагонеток с паро- или электровозами; при использовании ила в сельском хозяйстве, он сначала доставляется на складские участки, а оттуда развозится непосредственно на полевые участки. Стоимость транспортировки при этом сравнительно высока. В целях некоторой рационализации автогужевой транспорт заменяют специальной узкоколейкой, при которой доставка обходится несколько дешевле. Дальнейшая рационализация подачи ила на участки идет, с одной стороны, по линии еще бо́льшего обезвоживания ила, а с другой стороны, наоборот, подается совершенно необезвоженный ил, с целью использования его текучести для подачи по трубам.

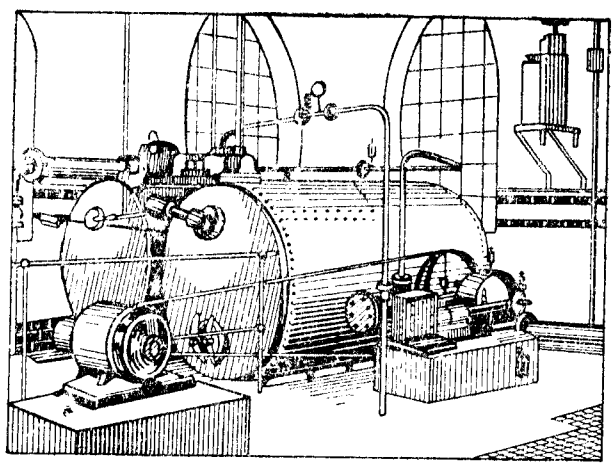


Рис. 92. Установка с двумя вакуум-котлами

При транспортировании обезвоженного ила приходится перевозить автогужем или узкоколейкой воду в количестве 150% и более от веса сухого ила. С целью уменьшения содержания воды, ил, после его обезвоживания на иловых площадках или вакуум-фильтрах, передают на сушку в жаровые сушилки, на которых количество воды в иле может быть доведено до 10% и менее.

Жаровые сушилки состоят из двух концентрических барабанов, вращающихся на горизонтальной оси. Сушка ила происходит горячими газами. Высушенный таким образом ил обращается в твердые комья, которые при использовании его на удобрение предварительно измельчаются на специальных мельницах. Жаровые сушилки запроектированы для Курьяновской станции аэрации.

## § 55. Использование ила

В современных условиях целесообразно перерабатывать осадок сточных вод (ил) в метантенках; при этом происходит и его использование в виде газа (метан с примесью углекислоты) и сброженного ила. Количество газа, которое может быть получено в результате сбраживания осадка бытовых сточных вод, может достигнуть цифры в 25 л на человека в сутки и больше, если к осадку сточных вод будут примешаны и бытовые твердые отбросы [97]. Метан может быть использован в качестве источника энергии и сырья в химической промышленности, а отделенная от него углекислота — для изготовления сухого льда,

обезвреженный же остаток ила после обезвлаживания находит пока применение в качестве удобрения в сельском хозяйстве или в виде топлива. По опытным данным агронома П. С. Савостьянова, нормы удобрения могут быть взяты из табл. 21.

Таблица 21

| Наименование культур | Нормы удобрения, т ила на 1 га |
|---|---|
| Злаки луговые . . . . | 12 |
| Вика с овсом . . . . . | 25 |
| Корнеплоды . . . . . | 30 |
| Капуста . . . . . | 40—65 |
| Силосные культуры . | 30—40 |

Нормы даны для зимнего ила, с содержанием воды 80—95%; для летнего ила (70—80% воды) норма соответственно должна быть уменьшена.

При пользовании обезвоженным илом в качестве удобрения следует учитывать состав этого ила. Нормальный ил бытовых вод содержит необходимый растениям азот, фосфор и калий не в должных пропорциях; калия обычно нехватает и его следует прибавлять.

На основании результатов работы опытных установок, следует прийти к заключению, что не все растения в одинаковой мере нуждаются для удобрения в обезвоженном иле. Оказалось, что при иловом удобрении высокую урожайность дают кресс-салат, бурак и помидоры и очень большую урожайность — сельдерей, бесстручковые бобы, пастернак, морковь, редиска и кукуруза.

По данным Московской станции аэрации, обезвреженный и обезвоженный ил со станции весьма охотно забирается на соседние со станцией огороды, причем урожайность овощей повышается вдвое и больше.

Влияние ила на урожайность было изучено на одной из станций. Там было произведено сравнительное испытание урожайности почвы: а) без удобрения, б) с удобрением свежим илом, в) с удобрением выгнившим илом. Опыты производились посадкой моркови, бобов, капусты, картофеля и репы. Результаты опытов даны в табл. 22.

Таблица 22

| Род овощей | Повышение урожайности в % по весу по сравнению с неудобренной почвой | |
|---|---|---|
| | удобрение свежим илом | удобрение выгнившим илом |
| 1. Морковь . . . . . | 16,8 | 20,8 |
| 2. Бобы . . . . . | 3,2 | 46,8 |
| 3. Капуста: | | |
| а) „Вирзинг" . . . . . | — | 63,6 |
| б) красная . . . . . | 7,7 | 16,8 |
| в) белая . . . . . | 24,0 | 47,7 |
| 4. Картофель . . . . . | 17,6 | 49,0 |
| 5. Репа . . . . . | 7,0 | 9,0 |

Приведенные данные о повышении урожайности овощей при применении в виде удобрения канализационного ила следует рассматривать как ориентировочные. В каждом отдельном случае эффективность

применения ила должна определяться целым рядом местных климатических и почвенных условий, характером ила, культурой овощей и т. д. Одно несомненно, что применение ила безусловно сказывается на увеличении урожайности.

При положительном решении вопроса о термической сушке осадка после вакуум-фильтра значительно облегчится транспортирование, а следовательно, и последующее использование осадка.

Около 10 лет назад проф. Е. В. Раковский и Н. М. Попова при активном участии С. Н. Строганова изучали в лабораторных условиях полукоксование сброженного осадка с последующим использованием ценных продуктов: полукокса, бензина, керосина, гудрона и т. д. По лабораторным данным процесс оказался вполне рентабельным. Дальнейшие исследования в заводских или полузаводских установках покажут наиболее целесообразные пути использования осадка сточных вод.

Глава XIV

# ПОЛЯ ОРОШЕНИЯ И ПОЛЯ ФИЛЬТРАЦИИ

## § 56. Общие соображения

Поля орошения — наиболее старый способ биологической очистки сточных вод, известный с глубокой древности.

В XIX веке в связи с ростом городов и загрязнением рек от спуска в них сточных вод стали снова устраивать поля орошения в промышленных центрах Европы.

На территории СССР первые поля орошения были устроены в Одессе (1888 г.), затем в Киеве (1894 г.), потом Люблинские поля орошения в Москве (1898 г.). Последние поля орошения стали затем эксплоатироваться как поля фильтрации; в 1913 г. в Москве были устроены еще Люберецкие поля фильтрации.

На полях орошения одновременно с очисткой сточная жидкость используется в качестве фактора повышения урожайности сельскохозяйственных культур, что имеет особо важное значение для районов недостаточного увлажнения; при этом содержащиеся в сточной жидкости ценные удобрительные вещества (азот, фосфор и калий) повышают урожайность орошаемых участков.

Фр. Энгельс, говоря о необходимости устранения противоречия между городом и деревней, указывает, что «только с соединением города и деревни в одно целое возможно устранить нынешнее отравление воздуха, воды и почвы, и только при этом хилые городские массы населения смогут добиться такого положения, что их отбросы вместо того, чтобы порождать между ними болезни, станут полезным материалом, содействующим успеху сельского хозяйства» [105].

Несмотря на то, что поля орошения являются одним из наиболее рациональных решений вопроса очистки и использования сточных вод, такое решение в капиталистических странах не получило широкого применения. Одной из основных причин этого является высокая стоимость пригородных земельных участков.

В условиях СССР поля орошения надолго еще сохранят свое значение в качестве действительного и рационального метода биологической очистки сточных вод. Однако в связи с быстрорастущим потреблением воды населением концентрация сточных вод, а следовательно, и удельная удобрительная способность их будет соответственно падать. При этих условиях в районах переувлажнения или достаточного увлажнения будет поставлен предел экономической целесообразности эксплоатации полей орошения. В этих случаях содержащиеся в сточных водах полезные для растений вещества могут быть извлечены из сточных вод и переработаны другими способами, дающими возможность использовать их в концентрированном виде.

В районах недостаточного увлажнения (при наличии соответствующих почв) поля орошения должны широко применяться.

В правительственных постановлениях, касающихся организации пригородных огородов, даны четкие указания на необходимость использо-

вания для удобрения огородов накапливающегося в городах навоза и удобрительных отбросов, в том числе и сточной воды.

Создание вокруг крупных городов картофельно-овощных и животноводческих баз с использованием навоза и местных удобрений и устройством простейших оросительных систем для развития поливного овощеводства записано как в резолюции XVIII съезда ВКП(б) по отчетному докладу тов. В. М. Молотова «О третьем пятилетнем плане развития народного хозяйства СССР (1938—1942 гг.)», так и в «Законе о пятилетнем плане восстановления и развития народного хозяйства СССР на 1946—1950 гг.».

## § 57. Сущность биологической очистки на полях орошения

Процесс биологической очистки на полях орошения состоит в том, что сточная жидкость, фильтруясь сквозь почву, оставляет в поверхностном слое взвешенные и коллоидальные вещества, образующие на поверхности частичек почвы пленку, обильно заселенную бактериями. Эта бактериальная пленка, с одной стороны, адсорбирует органические растворенные вещества из фильтрующейся сквозь почву сточной жидкости, а с другой, — соприкасаясь с воздухом, черпает из него кислород, необходимый для жизнедеятельности микроорганизмов, производящих минерализацию органических веществ. Кислород воздуха участвует и в тех химических процессах, которые протекают в почве, помимо деятельности бактерий.

Воздух является необходимым условием нормального протекания процесса очистки сточных вод на полях орошения. Недостаток его быстро приводит к отрицательным результатам. Это имеет место при малопроницаемых грунтах и при большом содержании в сточных водах жиров и масел, так как поступление воздуха внутрь почвы после орошения ее сточными водами затрудняется, кислорода для жизнедеятельности бактерий нехватает, процесс минерализации замедляется или даже приостанавливается; в почве скопляются органические вещества, пропускная способность ее уменьшается, поверхность заболачивается и нормально происходящий в условиях полей орошения аэробный процесс минерализации органических веществ заменяется анаэробным процессом. Аналогичная картина может иметь место, если поля орошения перегружены сточной жидкостью или последняя имеет недопустимо большую концентрацию.

Из изложенного следует, что при устройстве полей орошения необходимо соблюдение следующих условий:

1) поля орошения должны устраиваться на легко проницаемых почвах;

2) сточные воды, поступающие на поля орошения, не должны содержать в значительном количестве масел и жиров;

3) нагрузка на поля орошения (суточное количество сточных вод на единицу площади) должна соответствовать очистительной способности полей орошения и определяться в зависимости от характера почвы, концентрации сточных вод и климатических условий.

Предварительное осветление сточных вод перед поступлением их на поля орошения позволяет повысить норму нагрузки участков полей орошения, если этому не препятствует малая фильтрационная способность почвы и если повышенная нагрузка не переувлажняет почву.

Процесс минерализации органических веществ на полях орошения идет значительно быстрее в условиях повышенной температуры воздуха

и ясных солнечных дней; поэтому особенно эффективно поля орошения работают в условиях юга.

В результате минерализации большого количества органических веществ на полях орошения, в поверхностном слое последних скопляются питательные для растений вещества (азот, фосфор).

Увлажнение и обогащение почвы полей орошения питательными веществами приводят к обильному урожаю овощей, злаков, объемных кормов и пр. Агрикультура на полях орошения требует соответствия нагрузки участков полей орошения сточными водами оптимальным условиям увлажнения почвы для роста и продуктивности возделываемых на полях орошения культур. Орошаемые сточными водами участки, отводимые под культуру растений, называются полями орошения, участки без культур — полями фильтрации.

Противопоказателями для полей орошения могут служить: недостаток соответствующих земельных участков, неподходящая почва и избыток атмосферной влаги. В этих случаях при подходящих почвах приходится устраивать для очистки сточных вод поля фильтрации. Если почва не пригодна ни для полей орошения, ни для полей фильтрации, то необходимо устраивать сооружения для биологической очистки в искусственных условиях. Однако и при устройстве полей орошения часть земельных участков приспосабливается для работы в качестве полей фильтрации (фильтрационные участки); эти поля фильтрации должны работать в те периоды года (период посева, дождливые дни периода вегетации, во время уборки урожая), когда почва не нуждается в увлажнении.

В некоторых случаях вместо фильтрационных участков на полях орошения целесообразно построить сооружения для очистки сточных вод в искусственных условиях.

## §. 58. Почвы. Способы орошения. Дренаж

Из имеющегося большого разнообразия почв наиболее пригодны для устройства полей орошения и полей фильтрации легко проницаемые песчаные, супесчаные и легкие суглинистые почвы. Черноземные почвы с подстилающим их лёссом до сих пор не отводились под поля орошения. Вопрос о возможности и целесообразности устройства полей орошения на черноземах еще практически не проверен. Проведенные же в 1933—1934 гг. Н. М. Величкиным опыты полулабораторного порядка с массивами чернозема позволяют решить задачу положительно. Такие же положительные результаты получены и на опытном участке в Одессе (1934—1940 гг.).

Н. М. Величкин указывает, что из всего разнообразия почв и грунтов, с каким приходится иметь дело при решении вопроса о степени пригодности их для устройства полей фильтрации и полей орошения, можно признать годными лишь группы грунтов, приведенные в табл. 23 [91].

Все остальные группы грунтов, как тяжелые суглинки, глины, торфы и полуболотные почвы, следует признать негодными для полей орошения и полей фильтрации.

Орошение участков на полях орошения сточными водами может быть произведено в виде поверхностного орошения, дождевания и подземного орошения.

Наиболее широко развиты методы поверхностного орошения. Из них в настоящее время применяют или орошение по бороздам, или сплошное затопление. Последний метод пригоден только в условиях полей фильтрации, так как сплошная заливка сточными водами культур недопустима с санитарно-гигиенической точки зрения. Для условий поверхностного орошения площадь полей орошения должна быть раз-

Таблица 23

| Группа грунтов | Характеристика пригодности для | |
|---|---|---|
| | полей орошения | полей фильтрации |
| 1. Хорошо естественно сортированные, более или менее хрящеватые, аллювиальные и флювиогляциальные пески и хрящи с глубиной грунтовых вод не менее 4 м | После предварительного использования в качестве полей фильтрации | Вполне пригодны |
| 2. Хорошо сортированные ветром рыхлые эоловые пески, не менее 2 м, подстилаемые аллювиальными отложениями, глубокие боровые пески с глубиной грунтовых вод не менее 4 м | После предварительного использования в качестве полей фильтрации | Вполне пригодны |
| 3. Эоловые пески небольшой мощности (до 2 м), подстилаемые тяжелыми отложениями основной морены, пески притеррасных дюн | Пригодны | Пригодны |
| 4. Суглинистые валунные пески основной морены, подстилаемые флювиогляциальными песками. Грунтовые воды залегают на глубине более 3 м | Вполне пригодны | Пригодны |
| 5. Очень неоднородные, неправильно слоистые супесчаные и суглинистые сносы верхних и средних частей склона с преобладающим капиллярным движением влаги. Грунтовые воды залегают неглубоко | Вполне пригодны | Пригодны |

бита на отдельные участки-карты, к которым сточная жидкость должна подводиться системой открытых оросительных каналов или напорных трубопроводов.

Площадь отдельных участков-карт должна быть спланирована при устройстве полей фильтрации под горизонтальную плоскость. На поверхности участка должны быть проведены более или менее глубокие борозды (до 0,5 м), на расстоянии 1 м одна от другой (рис. 93). Борозды заполняются сточной жидкостью, поступающей из оросительной системы полей орошения (рис. 94). Вода фильтруется через низ и бока борозд. В случае использования участков под культуры последние высаживаются между бороздами и питаются инфильтрующейся влагой. Непосредственное соприкосновение растений с водой нежелательно. Применявшийся ранее в условиях индивидуального хозяйства метод орошения по джоякам (короткие зигзагообразные серпантинные борозды, нарезаемые от руки сапкой — рис. 95) теперь, в связи с укрупнением обрабатываемых участков (совхозы и колхозы) и механизацией сельского хозяйства, является нерациональным.

Орошение сплошным заливом требует весьма тщательной планировки участков с целью равномерного распределения нагрузки по площади участков. Такая планировка и постоянное поддержание ее на участке обходится дорого; выгоднее орошение по бороздам, особенно в зимний период, когда на воде, заполняющей борозды, образуется ледяная корка, а по бороздам подо льдом продолжает происходить орошение участков (рис. 96).

При орошении участков сточными водами с помощью дождевальных установок обеспечивается более равномерная подача сточной жидкости по всей площади полей орошения без производства дорогих работ



Рис. 93. Конная обработка борозд

по планировке участков. Но этот способ орошения требует больших затрат на прокладку сети и приобретение аппаратов для дождевания; при этом типе орошения требуется значительный напор, обеспечивающий оросительную струю. Кроме того, этот способ не может быть рекомендован с санитарно-гигиенической точки зрения.



Рис. 94. Орошение по бороздам

Способ подземного орошения представляет систему дырчатых труб, проложенных по всей площади полей орошения на известной глубине. В эти трубы направляют подлежащую очистке сточную жидкость,

которая через отверстия в трубах поступает в почву. Этот способ, соответствующий условиям небольших полей орошения, близко расположенным к обслуживаемым зданиям, применим на песчаных или супес-

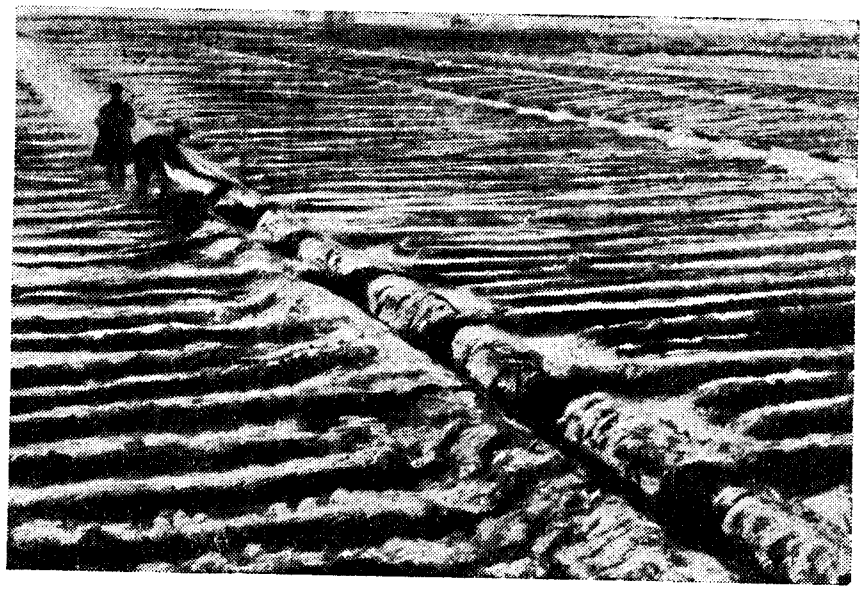


Рис 95. Орошение по джоякам

чаных легко проницаемых почвах; уровень грунтовых вод должен стоять ниже поверхности земли минимум на 1,5 м. Способ подземного орошения не требует подъема и распределения по поверхности участка сточной жидкости, которая самотеком распределяется по сети дырчатых труб на обслуживаемых участках.

В то время как обычные поля орошения с поверхностным распределением не требуют обязательной предварительной обработки сточных вод, за исключением установки решеток, при подземном орошении предварительное осветление сточной жидкости, во избежание заиления подземной сети распределительных труб, является обязательным.




Рис. 96. Схема орошения под лед

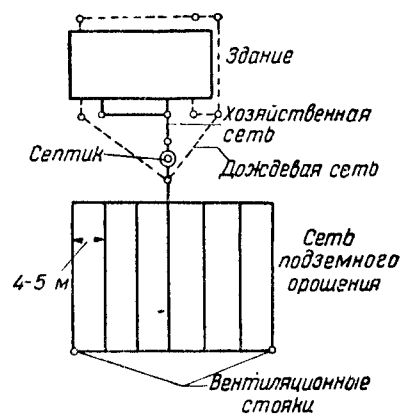



Рис. 97. Схема подземного орошения

Площадь потребного участка при подземном орошении, примерно, в 2—3 раза больше площади полей орошения с поверхностным орошением, так как биологическая очистка в глубинных слоях почвы идет не так интенсивно.

На орошаемом участке распределительные трубы укладываются параллельно друг к другу на расстоянии 4—5 м. Нормально к распределительным трубам проходит питающая труба. Концы распределительных труб желательно соединить одной общей трубой, установив на последней стояк, с выводом его выше поверхности земли (рис. 97). Стояк способствует лучшей вентиляции подземной сети. Сеть устраивается из 75—100-миллиметровых керамиковых или железных труб. При применении последних на расстоянии 10 см, в нижней трети трубы, просверливаются отверстия диаметром 6—10 мм. Для устранения возможной закупорки отверстий труб грунтом они должны быть обсыпаны слоем гравия и крупного песка. В зависимости от климатических условий глубина заложения труб принимается в пределах от 0,6 до 0,9 м.

В целях периодической промывки подземной оросительной сети следует предусмотреть возможность пуска в нее дождевой воды с крыш обслуживаемых зданий. Пуск дождевых вод следует производить за септиком, установленным для осветления сточных вод.

Способ подземного орошения не нашел еще должного распространения из-за новизны дела и относительной дороговизны устройства. Следует отметить, что способ подземного орошения широко применен при очистке сточных вод на отдельных усадьбах Новочеркасска.

Основным условием нормальной работы полей орошения является обеспечение доступа в почву в достаточном количестве воздуха. С этой целью должен быть обеспечен отвод из почвы профильтровавшейся сквозь нее очищенной сточной жидкости. Чем скорее поры почвы будут освобождены от воды, тем скорее будет дан доступ кислороду воздуха к бактериальной пленке; толщина слоя почвы, свободной от воды, должна быть около 1 м. Для этой цели должен быть устроен дренаж: открытый (канавы) или закрытый (трубчатый). Применение того или иного вида дренажа определяется характером грунтов. В легко проницаемых песчаных грунтах достаточно ограничиться открытым дренажем, прокладываемым на относительно больших расстояниях (до 100 м и более один от другого); в условиях супесчаных и суглинистых грунтов приходится дренажную сеть проводить гуще (в пределах 10—20 м), а следовательно, устраивать закрытый трубчатый дренаж. В случае высокого стояния уровня грунтовых вод на участках, предназначенных для устройства полей орошения, участки эти должны быть предварительно осушены путем устройства более глубоких, чем дренажная сеть, осушительных канав.

Наличие на полях орошения разветвленной оросительной и дренажной сети, а также проезжих дорог, вызывает пересечение их между собой, а следовательно, и необходимость устройства на оросительной и дренажной сети ряда искусственных сооружений: шлюзов-регуляторов, шлюзов-выпусков, перепадов, быстротоков, мостов, дюкеров, контрольных колодцев, выпусков и т. д.

### § 59. Проектирование полей орошения. Общие соображения

Основной задачей при проектировании полей орошения является правильный выбор соответствующей площадки, которая должна удовлетворять следующим основным требованиям:

1. Площадка должна иметь годные для устройства полей орошения грунты, причем уровень грунтовых вод должен быть не ближе 2 м к поверхности земли, во избежание дорогих работ по предварительной осушке участка.

2. Площадка должна располагаться поблизости от обслуживаемого населенного места. Удаление площадки от населенного места вызывает излишние расходы по прокладке напорных и безнапорных водоводов и дополнительные затраты на перекачку сточных вод.

3. Площадка должна быть расположена ниже города по реке или в направлении основных морских течений от города, в случае расположения города на берегу моря.

4. Топографические отметки площадки не должны значительно превосходить отметки концевого сечения главного коллектора, из которого сточная жидкость подается на поля орошения. Большая разность отметок (свыше 20—30 м) ведет к высоким эксплоатационным расходам по перекачке сточных вод и ставит вопрос о целесообразности устройства полей орошения, даже при наличии остальных благоприятных условий.

5. Рельеф площадки должен быть ровным, без бугров и оврагов. В противном случае резко увеличиваются расходы по планировке участков и использованию всей площадки; площадки с уклоном свыше 2—3% не годятся для устройства полей орошения или полей фильтрации.

6. Желательно, чтобы выбираемая для полей орошения площадка была связана с обслуживаемым населенным местом дорогой и была возможность устроить водоснабжение площадки для питьевых и хозяйственных целей без больших затрат.

## § 60. Расчет необходимой площади полей орошения и полей фильтрации

В зависимости от культур, которые будут выращиваться на полях орошения, характера почв, а также климатических условий можно определить необходимую площадь полей для очистки заданного количества сточных вод известной концентрации.

Дать точные нормы суточной нагрузки сточных вод на участки полей орошения затруднительно. Оросительные нормы, установленные на некоторых полях орошения, таковы: а) на Одесских полях орошения норма орошения колеблется от 40 до 60 м$^3$ на 1 га в сутки; б) на б. Киевских полях орошения среднегодовая нагрузка на 1 га в сутки составляла лишь 26 м$^3$.

Сырые сточные воды, направляемые для очистки на поля орошения и на поля фильтрации, содержат значительное количество нерастворенных взвешенных и жировых веществ. Эти вещества, в особенности бумага, шерсть, волокна и пр., осаждаясь на поверхности участков полей орошения или полей фильтрации, забивают поры почвы и тем нарушают нормальную работу полей орошения, поэтому целесообразно осветлять сточные воды перед выпуском их на поля орошения и поля фильтрации с целью удержания нерастворенных и жировых веществ.

Увеличение нагрузки на отдельные участки полей орошения при направлении на них предварительно осветленного стока может быть в 1,25—1,5 раза.

Нормы нагрузки могут быть определены для полей орошения и полей фильтрации, исходя из окислительной мощности. Окислительная мощность определяется на основании уменьшения БПК сточных вод после фильтрации их через участки полей орошения или полей фильтрации в условиях среднезимней температуры, наименее благоприятной для биологического процесса очистки. Повышение температуры безусловно сказывается на увеличении эффекта очистки сточных вод.

По данным С. Н. Строганова, окислительная мощность участков полей орошения в условиях Москвы определяется в 0,5—1,0 г кислорода на 1 м$^3$ почвы участка, при условии учета работы слоя почвы глубиной 1 м. Наши определения окислительной мощности участков Одесских полей орошения дали 12 г кислорода с 1 м$^3$ почвы.

Нормы нагрузок, определяемые по окислительной мощности, часто могут оказаться бо́льшими, чем те нагрузки, которые являются оптимальными для выращиваемых на полях культур. Таким образом, метод

определения нагрузок по окислительной мощности может быть применим лишь для фильтрационных участков; для участков же, используемых под культуры, следует применять нормы оптимального увлажнения с учетом характера почв, а также иметь в виду, что разные культуры требуют для своего роста различного количества удобрительных веществ, содержащихся в сточных водах.

По данным агронома П. С. Савостьянова, в сточных водах, поступающих на Люберецкие поля фильтрации, содержится питательных веществ, могущих быть использованными растениями (в мг/л): фосфора —24, калия —35, азота —30 (из общего количества азота в 100 мг/л). В табл. 24 приведены потребности в удобрении (в кг) в год различных растений, высаженных на площади в 1 га.

Таблица 24

| Название растений | Азот | Фосфор | Калий |
|---|---|---|---|
| Райграсс . . . . . | 214 | 69 | 260 |
| Капуста . . . . . | 114 | 67 | 177 |
| Репа полевая . . . . . | 118 | 47 | 262 |

Для обеспечения растений соответствующими питательными веществами потребуются следующие среднесуточные нормы поливов (считая 365 дней в году) на 1 га сточной жидкостью, имеющей концентрацию сточных вод Москвы (табл. 25).

Таблица 25

| Название растений | Нормы поливов в м³/сутки на 1 га | | |
|---|---|---|---|
| | по азоту | по фосфору | по калию |
| Райграсс . . . . . | 19,5 | 6,3 | 20,3 |
| Капуста . . . . . | 10,4 | 6,12 | 13,9 |
| Репа полевая . . . . . | 10,8 | 4,3 | 20,5 |

Как видно из табл. 25, удобрительные нормы значительно меньше существующих на полях орошения увлажнительных нагрузок. В каждом отдельном случае нормы нагрузок назначаются в зависимости от всего комплекса условий: характера культур, почвы, климата, характера рельефа, метеорологических условий, состава и концентрации

Таблица 26

| Характер участков | Почвы | | |
|---|---|---|---|
| | песчаные | супесчаные | суглинистые |
| | в м³/сутки на 1 га (в среднем за год) | | |
| Участки под овощами (огородные) . | 60 | 50 | 40 |
| Луговые участки . . . . . | 100 | 60—80 | 40—60 |
| Фильтрационные участки . . . | 150—200 | 100—120 | 50—60 |

сточных вод и пр. Установление норм должно производиться совместно санитарным инженером, почвоведом и агрономом.

Для ориентировочного подхода к определению потребной площади полей орошения можно рекомендовать нормы по табл. 26.

Нормы эти справедливы для бытовых сточных вод при нормах водопотребления, не превышающих 100—150 л на человека в сутки для юга СССР; для местностей с большим дефицитом влаги и при соответствующем коэфициенте фильтрации почвы нормы на поля орошения и на поля фильтрации могут сближаться и быть даже равными.

Пример. Определить поливную площадь полей орошения, рассчитанных на среднесуточный расход в 10 000 м³ сточных вод при наличии огородных участков на площади в 150 га; поля имеют супесчаную почву и расположены на юге СССР.

При супесчаной почве нормы нагрузки определяются для огородных участков в 50 м³/сутки, для фильтрационных — в 100 м³/сутки на 1 га.

Следовательно, на огородных участках можно очищать в сутки 50×150 = 7500 м³. Излишек сточных вод составит: 10 000 — 7500 = 2500 м³/сутки. Потребная площадь фильтрационных участков будет: 2500 : 100 = 25 га, а общая поливная площадь полей орошения будет 150 + 25 = 175 га.

Проф. С. Н. Строганов рекомендует иные нормы примерных допускаемых нагрузок (табл. 27).

Таблица 27

| Почвы | Песок | Супесь | Суглинок | Глина |
|---|---|---|---|---|
| | в м³/сутки на 1 га | | | |
| Нагрузки на поля фильтрации | 100—300 | 50—1 0 | 25—50 | 15—25 |
| Нагрузки на поля орошения | 50 | 35 | 25 | 15 |

Нормы эти несколько меньше предложенных нами, что объясняется различными климатическими условиями. Устройство полей орошения (огородных и фильтрационных участков) на глинистых почвах с малой нагрузкой экономически невыгодно.

Определенная на основании норм нагрузки площадь полей орошения является полезной поливной площадью без учета необходимой площади земли под оросительную и дренажную сети, под дороги, усадьбы и сооружения.

При проектировании полей орошения необходимо на оросительную и дренажную сеть отводить от 10 до 15% от общей площади. Большая норма выбирается для пересеченных местностей, а также для полей с большим уклоном местности. При одинаковых прочих условиях оросительная и дренажная сети на малых полях орошения требуют относительно бо́льшей площади по сравнению с большими полями орошения. На малых полях орошения со спокойным рельефом местности на оросительную и дренажную сети необходимо отводить до 20—25% от общей площади. Опыт проектирования полей орошения на участках с уклоном, превышающим 2—2,5% (Ташкент, Николаев), показывает, что на оросительную и дренажную сети уходит весьма большая площадь, доходящая до 50% от полезной площади.

Большие удельные показатели оросительной и дренажной сети на 1 га участков и как следствие большая площадь земли, не используемая под орошение, ставят вопрос о нецелесообразности устройства полей орошения в этих условиях. Двух- и трехпроцентные уклоны местности являются определенными противопоказателями для устройства полей орошения; уклоны в пределах от 1,5 до 2% требуют экономического обоснования целесообразности устройства на таком участке

полей орошения. Бо́льшую норму отхода земли на дренажную сеть следует применять также и при проектировании открытого дренажа.

Устройство дорог на полях орошения необходимо как для направления на отдельные участки и карты сельскохозяйственных орудий для обработки, так и для вывоза обильного урожая овощей, фруктов, злаков и кормовых трав. Дороги должны быть запроектированы так, чтобы не только отдельные участки, но и карты по всей длине их были бы обеспечены дорогами (рис. 98).

Примерно норма дорог для полей орошения может быть принята 5—10 км на 100 га полезной площади. Учитывая, что ширина дороги в среднем с канавами составляет около 10 м, на дороги приходится отводить от 5 до 10% полезной площади полей орошения. По данным Люблинских полей фильтрации на дороги отведено 4% площади, в Одессе — 5%.

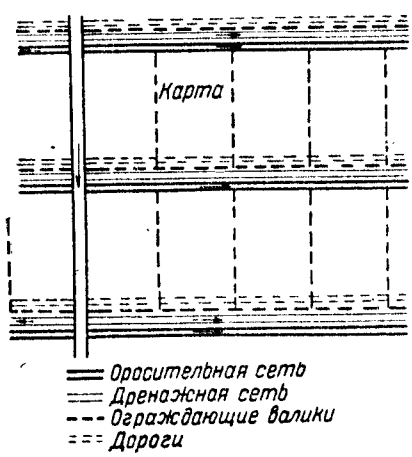



Рис. 98 Схема карты с подразделением на подучастки и показаиием оросительной и дренажной сети и дорог

При современных условиях применения в СССР механизированного труда в сельском хозяйстве и организации на полях орошения крупных огородных совхозов (Одесса), вопрос об усадьбах на полях орошения должен быть разрешен путем проектирования основной центральной усадьбы, в которой должно быть сосредоточено административно-хозяйственное и санитарно-техническое руководство полями орошения; тут же должны быть расположены мастерские, склады, гаражи, конюшни и прочие служебные помещения. Помимо центральной усадьбы, должны быть запроектированы и отдельные более мелкие усадьбы, обслуживающие агротехнические потребности отдельных хозяйств (отделений), площадью около 100 га. Из общих усадеб должны быть выделены участки для свинарников и на прочие подсобные хозяйства. Расположение их диктуется близостью к кормовой базе и выпасам.

Поля орошения по линии санитарно-технической и агрикультурной обслуживаются значительным числом работников, которые должны быть расселены на площади полей орошения или вблизи нее. Для жилых усадеб желательно выбирать периферийные участки, наиболее высокие; жилые усадьбы не следует сосредоточивать в одном пункте, а размещать при большой площади полей по их периферии — ближе к производственной базе. Площади, отводимые под усадебные постройки самого разнообразного назначения, уменьшают также основную площадь, отводимую под орошение сточными водами. Площадь усадеб составляет в среднем 1—2% от общей площади полей орошения.

На основании изложенного следует, что после определения размеров поливной площади (площади «нетто») для определения общей площади полей орошения (площади «брутто») необходимо прибавить еще от 15 до 25% от поливной площади на устройство оросительной и дренажной сетей, дорог и усадеб.

При определении величины площади фильтрационных участков на полях орошения необходимо учитывать следующее.

1. Одновременно обрабатываются под посев после зимнего периода не все участки полей орошения, а в определенной последовательности; это обстоятельство позволяет несколько уменьшить расчетную пло-

щадь фильтрационных участков, которые должны принять для очистки только часть суточного количества сточных вод, определяемую некоторым коэфициентом $\alpha$, меньшим единицы. Коэфициент этот зависит от климатических условий; кроме того, на него влияет выбор культур ранних и поздних в смысле времени их посадки. В более северных районах СССР, с целью скорейшей просушки после зимней нагрузки и подготовки к севу, участки полей орошения освобождаются от орошения за месяц и больше до начала периода вегетации. В этих условиях величина коэфициента должна быть близкой и даже равной единице. Наоборот, в южных районах Союза (Крым, Кавказ, Средняя Азия и др.) коэфициент может быть уменьшен. Можно принять, что при среднегодовой температуре до 5° коэфициент $\alpha = 1{,}0$, до 10° $\alpha = 0{,}75$ и до 15° $\alpha = 0{,}50$.

2. Осенний сбор урожая и подготовка участков к зимнему орошению также не происходят по всей площади полей орошения одновременно, что позволяет и осенью не рассчитывать площадь участков фильтрации, исходя из полного количества сточных вод, поступающих на поля орошения для очистки, а только из части их, причем можно принять, что площадь, определенная для весенних условий, будет достаточна и осенью. Остальное количество сточных вод продолжает поступать на участки полей орошения.

3. Для летних дождливых дней можно ограничиться также площадью, определенной по весенним надобностям, учитывая, что количество дождливых дней, следующих один за другим и тормозящих орошение участков сточными водами, сравнительно невелико. На севере же, где количество осадков больше, температура ниже, участки просыхают более медленно, — площадь фильтрации будет больше. Указанное относится к условиям раздельной системы канализации. При общесплавной системе канализации в дождливые периоды положение усложняется, так как на поля орошения поступает большее количество сточных вод, чем в сухие дни (Одесса). При таких условиях площадь фильтрационных участков должна быть значительно больше.

На основании сказанного площадь фильтрационных участков на полях орошения может быть определена по следующей формуле:

$$\omega = \frac{\alpha \cdot F}{n}, \qquad (35)$$

где: $\omega$ — площадь фильтрационных участков в га;

$\alpha$ — вышеприведенный коэфициент, учитывающий отношение количества сточных вод, поступающих на фильтрационные участки полей орошения, к общему количеству сточных вод, поступающих на поля орошения;

$F$ — площадь полей орошения (участков культуры) в га;

$n$ — соотношение норм нагрузки фильтрационных участков и участков полей орошения сточными водами.

Если для частного случая принять нормы нагрузок по табл. 26, то эти нормы для фильтрационных участков будут больше норм для участков под культуры в 2,0—2,5 раза. Приняв значение $\alpha = 0{,}5$, 0,75 и 1,0, составим табл. 28, определяющую площадь фильтрационных уча-

Таблица 28

| | $\alpha = 0{,}5$ | $\alpha = 0{,}75$ | $\alpha = 1{,}0$ |
|---|---|---|---|
| $n = 2{,}0$ | 25 | 37,5 | 50 |
| $n = 2{,}5$ | 20 | 30,0 | 40 |

стков в процентах от площади участков, используемых под культуры при $n = 2{,}0$ и $n = 2{,}5$.

Для песчаных и супесчаных почв, для которых $n$ около 2,5 (иногда выше), для южных районов и средней полосы площадь фильтрационных участков равна 20—30% от площади участков, используемых под культуры.

Приведенная формула (35) справедлива лишь при грунтах однородных; при неоднородных грунтах площадь фильтрационных участков определяется по формуле:

$$\omega = \frac{\alpha Q}{q_1 p_1 + q_2 p_2 + \cdots + q_n p_n} = \frac{\alpha Q}{\Sigma q_i \cdot p_i}, \qquad (36)$$

где: $\omega$ — площадь фильтрационных участков в га;

$\alpha$ — вышеприведенный коэфициент;

$Q$ — среднесуточное поступление сточных вод на поля орошения в м³;

$q_i$ — нормы нагрузки фильтрационных участков в зависимости от характера почвогрунтов;

$p_i$ — процент соответствующих почвогрунтов в общей площади, отводимой под фильтрационные участки.

Пример. Определить площадь фильтрационных участков для полей орошения, рассчитанных на очистку 20 000 м³ сточной воды в сутки в условиях южного района (песчаных почв $p_1 = 60\%$, супесчаных $p_2 = 40\%$).

Принимаем: нормы нагрузки фильтрационных участков для песчаных почв $q_1 = 150$ м³/сутки на 1 га, для супесчаных $q_2 = 120$ м³/сутки на 1 га; $\alpha = 0{,}5$ (при $t \geqslant 15°$).

Следовательно,

$$\omega = \frac{\alpha Q}{\Sigma q_i \cdot p_i} = \frac{0{,}5 \times 20\,000}{150 \times 0{,}6 + 120 \times 0{,}4} = 72{,}5 \text{ га}.$$

Фильтрационные участки должны обеспечить, с одной стороны, санитарные условия очистки сточных вод на полях орошения, а с другой,— нормальной рост культур. К сожалению, очень часто лица, далеко стоящие от санитарной техники, недоучитывают значение фильтрационных участков на полях орошения и стараются использовать площадь их под культуры растений и тем самым увеличить «полезную» площадь полей, чем наносят непоправимый ущерб не только делу очистки сточных вод на полях орошения, но и огородничеству.

В зимний период, после уборки урожая, участки полей орошения работают как фильтрационные участки. Площадь участков запахивается и разделяется валиками на ряд отдельных подучастков площадью 0,5 га и бóльшую, причем самое орошение участков производится либо сплошной заливкой всего участка, либо заливкой по глубоким бороздам.

Фильтрация сточной жидкости сквозь почву в зимнее время прекращается в связи с промерзанием грунта. Последнее наблюдается особенно резко на участках без водного покрова в дни падения температуры. Скопившаяся в почве влага способствует промерзанию грунта. Участки с промерзшим грунтом используются в дальнейшем как участки намораживания. Эти участки должны устраиваться в районах, где морозный период продолжается свыше 4—5 месяцев и где средняя отрицательная температура в зимние, наиболее холодные месяцы (январь) меньше —5°.

Назначение участков намораживания — накапливать в зимний период поступающую на поля орошения и поля фильтрации сточную

жидкость и постепенно намораживать ее на участке. Для этой цели участки снабжаются высокими ограждающими валиками (рис. 99), достигающими в высоту 0,8—1,0 м (Москва); сточная жидкость намерзает слоем до 0,6 м и выше; лед предохраняет почву от сильного промерзания, что облегчает начало работы участков весной. Оттаявшая весной вода, отстоявшаяся на участке и несколько улучшившая благодаря этому свои качества, сбрасывается весной без фильтрации в водоемы (Москва). Время сброса отстоявшейся воды совпадает с моментом высоких вод в реке, когда вместе с талой водой бассейна реки попадают в нее скопившиеся на поверхности земли за зимний период загрязнения; талая вода с участков намораживания в это время не может резко ухудшить речную воду. Обычно на полях орошения отводят под участки намораживания наиболее низко расположенные участки, используемые под поздние культуры. Площадь участков намораживания может быть определена, исходя из расчета количества поступающих за зимний период на поля орошения сточных вод и выпадающих за это время осадков; зимним периодом следует считать время промерзания почвы.

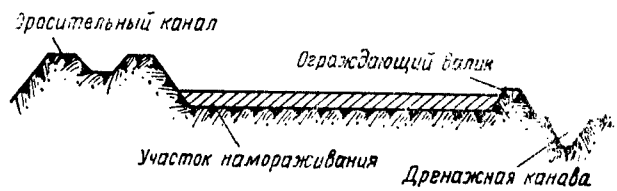



Рис. 99. Схема участка намораживания

Площадь участков намораживания можно определить по формуле:

$$\omega = \frac{Q \cdot t \cdot \beta}{(h - \beta \cdot h_{oc}) \cdot 10000}, \qquad (37)$$

где: $\omega$ — площадь участков намораживания в га;

$Qt$ — количество сточных вод, подаваемых в зимний период на поля орошения для очистки в м³;

$h$ — высота слоя замороженной воды на участках намораживания в м;

$h_{oc}$ — слой осадков за зимний период;

$\beta$ — коэфициент, учитывающий испарение и фильтрацию за зимний период, принимаемый равным 0,5—0,75.

Пример. Определить площадь участков намораживания на полях орошения при среднесуточной подаче сточных вод $Q = 12\,000$ м³, продолжительности зимнего периода $t = 120$ дней, количестве выпавших за зимний период осадков — 100 мм.

Примем высоту слоя намораживания $h = 0{,}6$ м. Учитывая зимний слой осадков в 0,1 м и коэфициент $\beta = 0{,}75$, получим площадь участков намораживания:

$$\omega = \frac{\beta \cdot Q_{сут} \cdot t}{(h - \beta \cdot h_{oc})\,10\,000} = \frac{0{,}75 \times 12\,000 \times 120}{(0{,}6 - 0{,}75 \times 0{,}1)\,10\,000} = 206 \text{ га}.$$

Если принять норму нагрузки для этих полей орошения в период вегетации 50 м³/сутки на 1 га и учесть 40% площади фильтрационных участков, то общая площадь орошаемых участков определится:

$$\Omega = 1{,}4\left(\frac{Q_{сут}}{q}\right) = 1{,}4\,\frac{12\,000}{50} = 336 \text{ га}.$$

Таким образом, в зимний период свыше половины всей площади полей орошения будет занято участками намораживания, что отразится

отрицательным образом на посеве ранних культур из-за позднего освобождения участков ото льда, необходимости просушки участков и позднего их засева.

## § 61. Разбивка участков на карты. Разность по высоте. Размеры участков и карт

В целях равномерной нагрузки отдельных площадей полей орошения сточными водами, вся территория, отводимая под орошаемые участки, должна быть разбита на ряд отдельных площадок—карт, снабженных оросительной и дренажной сетью.

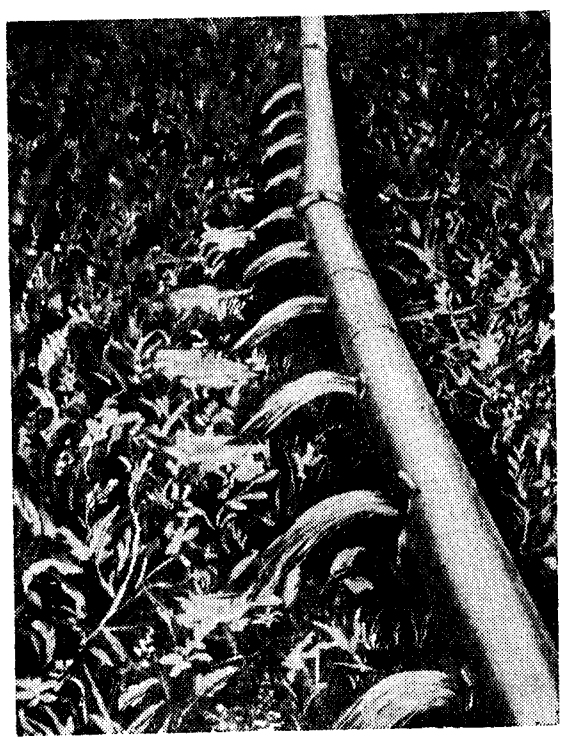


Рис. 100. Дырчатый поливной трубопровод

В плане эти площадки должны иметь прямоугольное очертание, что упрощает проведение оросительной и дренажной сети, дорог, упрощает конструкции мостов, дюкеров и прочих искусственных сооружений и значительно облегчает эксплоатацию.

Площадь карты определяется, исходя из целого ряда условий. При тракторной обработке нужно стремиться к увеличению длины пробега трактора, т. е. к удлинению карт. Поверхность карты для полей фильтрации должна быть горизонтальной, что обеспечивает равномерную нагрузку сточной жидкости на карту; для полей орошения карты могут иметь некоторый уклон.

При проектировании и устройстве полей орошения необходимо исходить из условий минимума перевозки земли при производстве земляных работ; излишек земли при планировке отдельных карт должен использоваться на насыпи для разводных каналов, оградительных валиков и пр. При планировке отдельных карт горизонтальные поверхности их будут иметь разные отметки. Чем больше планируемая отдельная карта, чем круче рельеф местности, тем больше будет эта разность. Однако стремление увеличивать площади отдельных карт с целью облегчения их механизированной обработки при эксплоатации встречает ограничения не только экономического порядка (в смысле уменьшения количества земляных работ, приходящихся на 1 га площади участка полей орошения), но также из-за указанной разности отметок двух соседних карт. Последняя, в целях предохранения возможного сплыва откосов участков, не должна превосходить 0,75 м, допуская в виде исключения повышение этой разности до 1 м.

Уменьшение площади отдельных карт в целях экономии расходов по планировке вызывает в то же время увеличение погонажа оросительной и дренажной сетей и большую потерю площади.

Приведенные соображения говорят о целесообразности расположения отдельных карт между распределительными каналами с направлением длины карт по направлению горизонталей. При этих условиях длина отдельных карт может доходить до 1000 м. Однако столь большая длина карт все же затрудняет равномерную заливку ее, почему длинные карты следует снабжать внутренними оросителями — выводными канавками, ограничивающими одновременную заливку по длине не более 100 м при поливке по бороздам и 50—70 м при поливке затоплением.

Согласно предложению И. П. Канардова [48], выводную канавку можно заменить свободным переносным дырчатым поливным трубопроводом диаметром от 100 до 200 мм (рис. 100). Переносной поливной трубопровод устраняет помехи механизированной обработки карт и сохраняет для посева ту часть площади, которую занимают выводные канавки.

Ширина карты определяется уклоном местности и условиями дренажа. При сравнительно небольшом уклоне местности, меньшем 0,75—1,0%, ширина карты определяется в 100—120 м, при условии разности отметок поверхностей соседних карт до 1 м. При слабо выраженном рельефе местности ширина в 100—120 м является предельной при наличии закрытого дренажа.

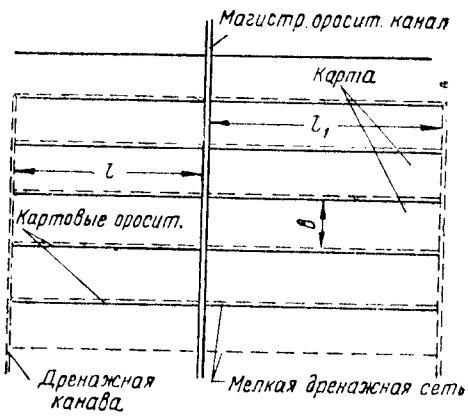



Рис. 101. Схема оросительной и дренажной сети на полях орошения

При легко проницаемых песчано-гравелистых грунтах эта ширина позволяет ограничиться только дренажными канавами, проложенными с низовой по уклону местности стороны карты. Схема оросительной и дренажной сети для приведенных условий дана на рис. 101. Площадь карты при этом получается до 12 га (1000 × 120 м).

При более резко выраженном рельефе местности, когда уклоны превышают 1%, ширина отдельных карт принимается меньше, увеличивается неиспользуемая площадь земли, уходящая под дополнительную сеть разводных каналов и дренажных канав. При двухпроцентном и более уклонах местности устройство полей орошения нецелесообразно.

На основании изложенного можно сказать, что нормальная площадь карты принимается до 12 га. Неблагоприятные условия рельефа местности ведут к понижению величины этой площади. На небольших полях орошения размер карты уменьшается до 0,5—1,0 га.

Ряд карт, обслуживаемых отдельными магистральными разводными каналами или крупным групповым распределителем, образует участки полей орошения. Величина их зависит также от рельефа местности. При спокойном, слабо выраженном рельефе местности площади отдельных участков превышают 100 га.

## § 62. Оросительная сеть и сооружения на ней

Сточные воды обычно перекачиваются на поля орошения по напорному трубопроводу лишь в наиболее высокую точку территории полей орошения (Одесса), либо в точку, господствующую над значи-

тельной частью полей орошения (Москва), либо, наконец, при чрезвычайно пересеченном рельефе местности в целый ряд точек.

Для распределения сточных вод по территории полей орошения устраивают оросительную сеть, состоящую из каналов: магистральных, распределительных (рис. 102) и картовых разводных каналов, называемых картовыми оросителями (рис. 103). В указанной полной системе разводных каналов магистральный или распределительный канал может иногда отсутствовать. Оросительная сеть должна быть запроектирована так, чтобы из данного магистрального канала, обслуживающего ту или иную площадь полей орошения, вода самотеком могла попасть на любой из участков обслуживаемой территории. Разводные каналы устраивают в земляных насыпях. Чтобы свести объем земляных работ по устройству насыпей до минимума, необходимо проектировать оросительную систему по наиболее высоким точкам территории

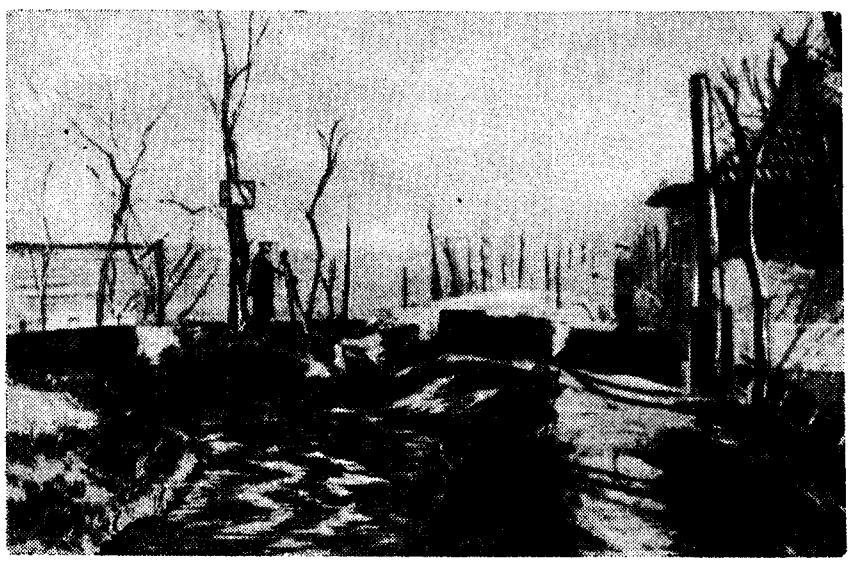


Рис. 102. Начало первого и второго оросительных каналов на Одесских полях орошения

полей орошения и полей фильтрации; следовательно, рельеф местности весьма сильно влияет на начертание оросительной сети в плане. От основных разводных каналов берут начало картовые разводные каналы, направленные нормально к основным каналам, примерно параллельно горизонтали местности.

Магистральные разводные и оросительные каналы бывают прямоугольного или трапецоидального сечения. С точки зрения гидравлики более выгодным является трапецоидальное сечение; при необходимости перекрытия каналов в зимнее время (для ограждения сточных вод от охлаждения и заноса снегом) следует все же предпочесть каналы прямоугольного сечения. Стены и дно канала в этом случае выкладываются из кирпича (Москва); деревянные каналы недолговечны. При трапецоидальной форме сечения каналов их боковые стенки устраивают с одинарным откосом (Одесса), и они могут быть укреплены кирпичом, бетоном и даже дерном. Магистральные каналы оставлять без укрепления дна и откосов нецелесообразно, даже при небольших скоростях движения воды в них, так как ежегодные расходы по восстановлению правильной формы сечения каналов и на покос зарастающих откосов весьма значительны. Эти работы, кроме того, создают затруд-

нения в эксплоатации. Картовые оросители обычно земляные, трапецоидального сечения и не укрепленные.

Наружные очертания оросительных каналов определяются на основании расчетов пропускной способности их с учетом наличия берм шириной в пределах 1,0—1,5 м для магистральных, 0,75—1,0 м для распределительных и 0,5 м для оросительных каналов. Превышение берм над максимально высоким расчетным уровнем воды в разводных каналах должно быть в пределах 0,20—0,35 м. Нижний предел 0,20 м для картовых оросителей, верхний 0,35 м для магистральных каналов. Наружные откосы оросительных каналов следует давать полуторные, повышая их до двойных при слабых грунтах (рис. 104). Для укрепления наружных откосов оросительных каналов их следует обсаживать деревьями и кустарниками.

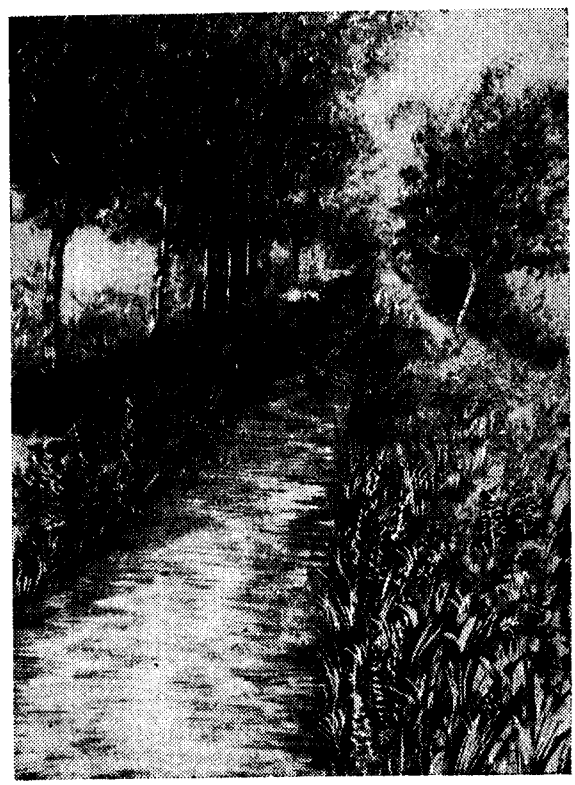


Рис. 103. Картовый ороситель

Кроме того, обсадка благоприятствует уменьшению запаха на полях орошения и защищает территорию и сооружения полей орошения от вредного действия ветров, разрушающих земляные сооружения и разносящих посаженные в грунт семена.

Расчетное сечение разводных каналов определяется, исходя из площади обслуживания данным оросительным каналом и установленных норм нагрузок на единицу площади.

Основным потребителем воды на полях орошения и на полях фильтрации является карта, причем она не получает воду постоянно, а через определенные периоды, увязанные на полях орошения с нуждами отдельных культур в воде. Межполивной период в условиях полей орошения меняется в зависимости от сроков вегетации и вида культур. Он колеблется в пределах от 2 до 10 суток, причем наиболее часто применяемый межполивной период $t = 5$ суткам.

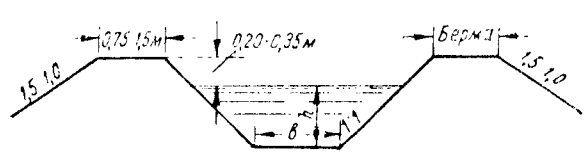



Рис. 104. Поперечный разрез оросительного канала

Единовременная нагрузка на единицу площади полей орошения или полей фильтрации определяется произведением $q \cdot t$. Поскольку установлен межполивной период в $t$ суток, то более $\frac{1}{t}$ площади участков одновременно орошаться не может. Целесообразно даже в пре-

делах $\frac{1}{t}$ площади участков не орошать их все одновременно, а последовательно. В практике сельскохозяйственного орошения речными водами карта орошается в течение 1—2 суток; практика полей орошения показала, что наиболее целесообразно поливать карту в течение не суток, а только часов.

Число часов полива обычно определяется величиной площади карты в гектарах.

Водопользовательным током называется расход воды, поступающей в единицу времени (секунду) на карту. Так как величина площади карты влияет только на продолжительность полива, то расчетная величина водопользовательного тока для карты любой площади будет:

$$Q = \frac{q \cdot t \cdot 1000}{360 \cdot 0} = \frac{q \cdot t}{3{,}6} \text{ л/сек.} \qquad (38)$$

В этой формуле $q$ — нагрузка на 1 га в сутки.

Пример. Нагрузка на 1 га площади полей орошения 60 м³/сутки, межполивной период $t = 5$ дням; определить величину водопользовательного тока:

$$Q = \frac{q \cdot t}{3{,}6} = \frac{60 \times 5}{3{,}6} = 83{,}5 \text{ л/сек.}$$

По данным практики полей орошения и полей фильтрации величина водопользовательного тока меняется в пределах от 60 до 100 л/сек.

В пределах данной карты водопользовательный ток в зависимости от принятых методов орошения разделяется на отдельные струи, служащие для полива площадок (частей карты).

Из данного магистрального (или распределительного) канала получают воду не все картовые оросительные каналы одновременно, а только часть из них, сгруппированных на определенном участке канала. Распределительный разводной канал рассчитывают на одновременный пропуск по нему воды максимум для 5—6 карт; магистральные же разводные каналы рассчитывают на пропуск всей воды, поступающей для очистки.

В случае значительных размеров полей орошения (более 1000 га) и наличия ряда магистральных каналов (не менее трех) каждый из них может быть рассчитан в этом случае не на 100% расхода, а на 50—75%, учитывая, что сточная жидкость одновременно будет подаваться не по одному, а по двум или трем магистральным каналам, в зависимости от величины обслуживаемой площади и других местных условий.

Установленные таким путем расчетные расходы для магистральных и групповых распределительных разводных каналов являются постоянными по всей длине, кроме конечных участков, расход на которых зависит от оставшегося в конце их числа картовых разводных каналов.

Гидравлический расчет разводных каналов производится по известной формуле:

$$Q = \omega \cdot C \sqrt{R \cdot i},$$

где: $Q$ — расход сточной воды в м³/сек;
$\omega$ — площадь живого сечения канала в м²;
$C$ — коэфициент;
$R$ — гидравлический радиус;
$i$ — гидравлический уклон. Коэфициент $C$ может быть определен по формуле Н. Н. Павловского $\left(c = \frac{1}{n} R^y\right)$.

Величину минимальной скорости, обеспечивающей незаиление картовых оросительных каналов, можно принимать в 0,3 м/сек, для распределительных разводных каналов —0,4 м/сек, для крупных магистральных разводных каналов — 0,5—0,6 м/сек.

С целью облегчения гидравлического расчета разводных каналов могут быть составлены графики для различных сечений каналов при условии различного крепления дна и откосов. График (рис. 105) составлен нами для прямоугольного сечения каналов различной ширины.

Метод пользования графиками следующий: по заданному уклону канала $i$ и расходу $Q$ определяем модуль расхода

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} \text{ м}^3/\text{сек},$$

по $K$ находим $h$ и $b$, а затем $W$. Умножим величину $W$ на $\sqrt{i}$, получим $v$ — скорость. Последняя должна быть в пределах, установленных для максимальных и минимальных скоростей.

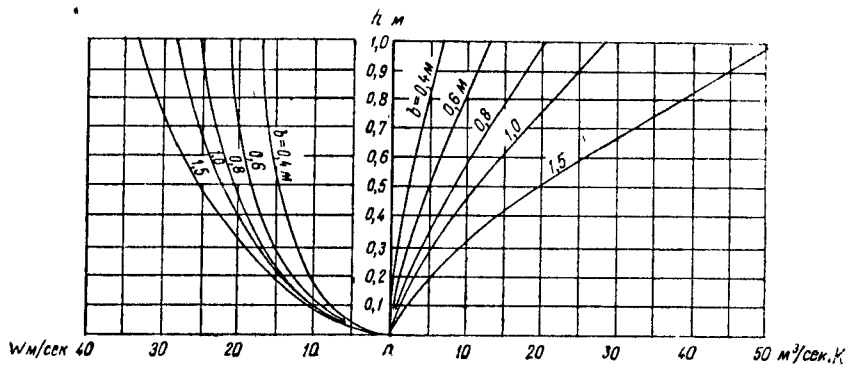



Рис. 105. График для расчета оросительных каналов прямоугольного сечения с кирпичными стенами

Оросительный канал топографически должен господствовать над всеми обслуживаемыми им участками, и поэтому необходимо, чтобы отметка дна этого канала была выше поверхности воды на участке или, во всяком случае, чтобы ороситель не был подтоплен водой участка. Наиболее высокий уровень воды на участках устанавливается зимой, в периоды намораживания. Если принять слой намораживания в 60 см, то дно оросительного канала должно быть на 0,6 м выше поверхности участка. Обозначим эту величину через $h_{нм}$.

Фактически, как было указано, слой намораживания может быть и выше, но обычно для этой цели приспосабливают наиболее низко расположенные участки, для которых вопрос превышения отметок дна разводных каналов разрешается сравнительно просто.

Обозначим длину картового оросителя $l_{ор}$, уклон дна его — $i_{ор}$ и глубину воды в нем — $h_{ор}$.

В ороситель вода попадает из распределительного разводного канала. Обозначим длину этого канала $l_р$, уклон дна $i_р$ и глубину воды $h_р$. Распределительный разводной канал питается водой из магистрального канала. Пусть длина магистрального канала $l_м$, уклон его $i_м$ и глубина воды в нем $h_м$. Примем, что сточная жидкость из разводных каналов высшего порядка в разводные каналы низшего порядка попадает под влиянием разности глубин в соответствующих каналах. Иными словами, жидкость из магистрального канала попадает в распредели-

тель, причем $h_м > h_р$, и эта разность стимулирует движение жидкости при одинаковых отметках дна каналов в месте примыкания.

Возможны случаи, когда дно канала низшего порядка расположено выше дна канала высшего порядка. Эти случаи имеют место при примыкании к крупному магистральному разводному каналу картовых оросителей, проложенных со сравнительно большим уклоном. В этих случаях разность отметок дна учитывается при определении отметок дна магистрального канала.

На основании изложенного превышение дна магистрального канала над поверхностью земли любого из обслуживающих им участков определяется следующей формулой:

$$M_м > M_{уч} + h_{нм} + i_{ор} l_{ор} + i_р l_р + i_м l_м, \qquad (39)$$

где: $M_м$ — отметка дна магистрального канала в рассчитываемом сечении; $M_{уч}$ — отметка дна поверхности земли участка.

Для возможности ориентировочного определения превышения дна магистрального канала над орошаемыми участками укажем, что длина картовых оросителей обычно не превышает $l_о = 1000$ м; длина распределительных и магистральных каналов зависит от местных условий; минимальные уклоны не должны быть для $i_{ор} < 0{,}001$, для $i_р < 0{,}0003$ и для $i_м < 0{,}0001$.

Пример. Определить начальную отметку дна магистрального канала, обеспечивающего подачу воды на участок, отметка поверхности которого $M_{уч} = 131{,}5$ м, $l_м = 2500$ м, $l_р = 800$ м и $l_{ор} = 80$ м.

Примем $h_{нм} = 0{,}60$ м.

$$M_м > 131{,}50 + 0{,}60 + 0{,}001 \times 680 + 0{,}0003 \times 800 + 0{,}0001 \times 2500 = 131{,}5 + 0{,}60 + 0{,}68 + 0{,}24 + 0{,}25 = 131{,}5 + 1{,}33 = 133{,}27 \text{ м}.$$

Такого рода поверка отметки дна магистральных и других разводных каналов производится для ряда сечений по отношению к наиболее отдаленным и высоким участкам.

Искусственные сооружения на оросительной сети состоят из шлюзов-регуляторов, шлюзов-выпусков, перепадов и быстротоков, мостов, дюкеров.

Шлюз-регулятор представляет собой щит прямоугольного сечения, устанавливаемый на магистральном или распределительном канале. Назначение его — подпирать сточную жидкость (рис. 106) для поддержания постоянного уровня в той части магистрального или распределительного разводного канала, из которой в данное время питаются оросители. Кроме того, при этом холостая часть разводного канала отделяется от рабочей, чем предупреждается заиление, а в зимнее время — намерзание. Шлюзы-регуляторы располагают на каналах на расстоянии 500 м и больше один от другого. На каналах, имеющих быстротоки и перепады, необходимо устройство шлюза-регулятора перед каждым из этих сооружений.

Шлюз-выпуск представляет собой боковое ответвление в канале, перекрываемое щитом и служащее для направления воды из разводного канала высшего порядка в разводной канал низшего порядка. В зависимости от расхода, шлюзы эти либо имеют вид лотка, перекрываемого щитом, либо вид деревянной, кирпичной, бетонной или железобетонной трубы также снабженной щитом; щиты при небольших размерах могут быть не металлическими, а деревянными. Деревянные щиты особенно удобны в эксплоатации в зимнее время; примерзший к раме щит легким ударом лома приводится в рабочее состояние.

Перепад представляет собой соединение при помощи подпорной стенки двух сечений канала с разными отметками дна. Наружная по-

верхность подпорной стенки может быть вертикальной, наклонной или криволинейной. Перепад может быть сооружен из дерева, камня, кирпича, бетона или железобетона.

Быстроток представляет собой лоток большого уклона, соединяющий два сечения канала с разными отметками дна. Крепление лотка в быстротоке может быть из дерева, камня или кирпича на растворе, бетона и железобетона. В низовой части быстротока, как и после перепада, устраивается водобойный колодец. Лоток быстротока может быть прямоугольного или трапецоидального сечения, постоянной или переменной ширины.

Основанием для выбора типа сооружения — перепада или быстротока — служат местные условия рельефа. При резком изменении рельефа целесообразнее устройство перепада; наоборот, спокойный рельеф местности является условием для устройства быстротока, не требующего дорогостоящих подпорных стенок.

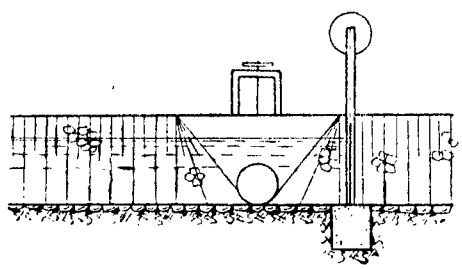


Рис. 106. Схематический разрез по оси магистрального оросительного канала с показанием шлюза-регулятора

В случае пересечения разводных каналов с дорогами приходится устраивать мост для пропуска дороги над разводным каналом, или дюкер для пропуска разводного канала под дорогой.

Под магистральными дорогами желательно пропускать разводные каналы дюкером; при пересечении магистрального разводного канала с дорогой местного значения желательно устройство моста через разводной канал с устройством соответствующих въездов к мосту. При значительной разнице отметок разводного канала и дороги последний может быть пропущен над дорогой в виде акведука.

Конструкция дюкера определяется разностью отметок разводного канала и дороги. Устройство осадочной части в дюкере необязательно и даже нежелательно.

## § 63. Дренажная сеть и сооружения на ней

Напускаемая на участки полей орошения сточная жидкость частью испаряется, частью поглощается растениями, а частью проникает в почву. К количеству сточной жидкости следует прибавить еще и выпадающие в течение года осадки. Во избежание заполнения на длительное время пор грунта водой вместо воздуха, необходимо принятие искусственных мер для быстрого удаления воды, попавшей в грунт. Такими искусственными мерами по быстрому отводу профильтровавшейся сквозь почву сточной и дождевой воды — осушения почвы на определенную глубину — является дренаж. Глубина осушенного слоя зависит от климатических и почвенных условий.

В условиях Одесских полей орошения можно считать достаточным слой в 0,8 м; в условиях Москвы — 1 м.

Дренажная сеть по характеру и назначению отдельных ее участков может быть разделена на сети: а) регулирующую, б) сборную, в) проводящую и г) на выпуски в естественные водоемы.

Регулирующая сеть, представляющая первичную дренажную сеть на участках и определяющая осушаемую глубину почвы, устраивается в виде открытого или закрытого дренажа. Характер дренажа зависит от условий почвы. В песчаных, хорошо проницаемых грунтах обычно устраивают открытый дренаж, в виде надлежащей глубины

канав, а в супесчаных и, главным образом, в суглинистых почвах — закрытый дренаж, в виде заложенных в земле труб с незаделанными стыками, засыпанными фильтрующим материалом: щебнем, гравием, шлаком и т. п.

При густой сети открытые дрены нецелесообразны из-за того, что значительная площадь участков земли, занятая открытым дренажем (канавами), бесполезно пропадает; кроме того, частый открытый дренаж создает неблагоприятные условия для эксплоатации полей орошения.

В хорошо проницаемых почвах расстояние между дренами-канавами может доходить до 100 м и более; при крупнозернистом песке дренаж излишен.

Сборная сеть от отдельных участков при закрытом регулирующем дренаже состоит из труб-собирателей (коллекторов), или открытых канав.

Проводящая сеть предназначается для отвода дренажных вод от ряда участков и состоит исключительно из открытых канав.

Закрытый дренаж прокладывается из дренажных неглазурованных каменно-керамических труб диаметром от 5 до 8 см, длиной около 33 см, уложенных впритык. При мелкозернистых почвах, для предохранения труб от попадания через стыки частичек земли, стыки перекрываются сверху торфом; внизу под стык кладут глиняную подушку. При слабых грунтах дренажные трубы укладывают на дощатый настил.

Сборная закрытая дренажная сеть на полях орошения и полях фильтрации состоит из глазурованных каменно-керамических труб диаметром от 150 мм и выше. Глубина дренажных канав определяется условиями почвы и принимается минимум в 1,5 м. Боковые откосы канав обычно полуторные, а при слабых грунтах — двойные; в последнем случае дренажные сборные канавы в части, проводящей воду, приходится укреплять фашинами из ивняка для предохранения их от размыва.

Ширина канав по дну принимается в этом случае кратной нормальному диаметру фашины; нежелательно ширину канав принимать менее 0,3—0,4 м. Фашинами укрепляют как дно канавы, так и откосы ее, причем в пределах укрепления сечение канавы устраивают прямоугольной формы. Размер этого сечения определяется по расчету.

Длина фашин равна 3 м; для связки фашин применяют проволоку диаметром 1,0—1,5 мм. Фашины укрепляют вбиваемыми в грунт свайками, диаметр которых изменяется в пределах от 6 до 14 см при соответствующих длинах свай от 1,1 до 2,5 м. Проводящую дренажную сеть устраивают в виде открытых канав большего размера, чем сборная сеть. Глубина этих канав доходит до 4—5 м. Проводящая дренажная сеть в нижней части своего сечения во избежание размыва требует при слабых грунтах и больших скоростях укрепления фашинами. Верхние откосы дренажных канав укрепляются одерновкой.

Для предохранения канав от оползания следует брать для суглинистых и супесчаных почв полуторный откос, а для песчаных — двойной.

Расчет дренажа на участках полей орошения должен исходить из количества воды, подлежащего отведению с единицы площади, и времени, в течение которого должна быть отведена эта вода. В течение года норма заливки отдельных участков изменяется; при расчете дренажа следует исходить из максимальной нагрузки участков.

Количество просачивающейся воды учитывается коэфициентом $\alpha$ — дренажным коэфициентом просачивания. В периоды малой испаряемости и отсутствия растительного покрова на участках полей орошения количество просачивающейся в почву воды увеличивается, и коэфициент $\alpha$ может дойти до 75% и выше. По данным Н. М. Величкина, на Московских полях фильтрации на опытном участке в июле 1928 г. дренажный коэфициент просачивания составлял 59%, а в октябре —78%. Для расчета дренажа все же следует принять норму просачивания в 50% от

нагрузки, учитывая, что отведение большего количества воды может иметь место только в сравнительно небольшие промежутки времени. При количестве просачивающейся воды сверх расчетных 50% отвод воды лишь затянется по времени.

Если обозначить суточную нагрузку на 1 га через $q$ м³, межполивной период $t$, то количество воды, подлежащее отводу с 1 га

$$s = \alpha q \cdot t = 0{,}5 \cdot q \cdot t \text{ м}^3. \quad (40)$$

При средней нагрузке на 1 га в 300 м³ (60 м³/сутки при 5-дневном межполивном периоде) количество просачивающейся воды составит

$$s = 0{,}5 \times 60 \times 5 = 150 \text{ м}^3 \text{ с 1 га.}$$

Количество просачивающейся воды должно быть увеличено за счет выпадения осадков в период отведения воды с участка.

Сравнительно часто выпадающие дожди дают в течение суток слой воды в 25 мм. Если принять тот же коэфициент просачивания $\alpha$, то количество дождевой воды с 1 га будет $s = 0{,}5 \times 0{,}025 \times 10\,000 = 125$ м³ с 1 га, т. е. почти равно количеству очищаемой сточной жидкости. Учитывая, что одновременный отвод с участков профильтровавшейся сточной и дождевой воды будет ограничен частью площади полей орошения ($\frac{1}{t}$, где $t$ — межполивной период), нецелесообразно рассчитывать дренаж на пропуск и сточной и дождевой воды одновременно. Для участков, заливаемых сточными водами во время дождя, отвод профильтровавшейся воды произойдет, но за более продолжительный срок.

Обычно считают, что отвод основной массы профильтровавшейся воды с участка должен быть произведен в течение сравнительно небольшой части межполивного периода, чтобы за остальное время участок мог справиться со всей нагрузкой по минерализации принесенных со сточной жидкостью органических веществ и быть готовым к следующей нагрузке.

Если межполивной период $t$ дней, то время отвода профильтровавшейся воды с участка должно быть $r = nt$, где $n$ — некоторый коэфициент, меньший единицы.

Зная площадь участка $\omega$ в гектарах, количество подлежащей отводу воды с 1 га $s$ в куб. метрах, время отвода воды $r$ в сутках и коэфициент неравномерности $K = 1{,}5$, можно найти расчетный секундный расход:

$$Q_{расч} = \frac{\omega \cdot s \cdot 1000 \cdot K}{r \cdot 86\,400} = \frac{\omega \cdot s \cdot K}{86{,}4 \cdot r} \text{ л/сек.} \quad (41)$$

Величину $Q_{расч.}$, определяющую расчетный расход с 1 га в 1 сек, называют модулем стока.

Пример. Определить модуль стока для полей орошения на супесчаных почвах. Межполивной период $t = 5$ суткам; норма нагрузки на 1 га $q = 50$ м³; количество подлежащей отводу воды с 1 га $s = \alpha \cdot q \cdot t = 0{,}5 \times 50 \times 50 = 125$ м³; время отвода воды $r = nt$ принимаем равным 2 суткам и коэфициент неравномерности отвода $K = 1{,}5$.

Следовательно, модуль стока:

$$Q_{расч} = \frac{s \cdot K}{86{,}4} \text{ л/сек с 1 га} = \frac{125 \times 1{,}5}{86{,}4 \times 2} = 1{,}09 \text{ л/сек с 1 га.}$$

Расчет трубчатого дренажа состоит в определении расстояния между дренами, глубины их заложения и размеров отдельных дрен. Для дренажа, как указано выше, применяют трубы диаметром от 5 см и больше на взаимном расстоянии, начиная от 5 м при глубине зало-

жения от 1,25 до 1,50 м в начальных точках дренажа. Чем глубже заложен дренаж, тем реже можно располагать дренажные трубы для поддержания определенного слоя почвы в состоянии нормального увлажнения, обеспечивающего нормальный аэробный процесс.

На Московских полях фильтрации глубина дренажа колеблется от 1,4 до 2,2 м, расстояние между дренами 10,65 м, размеры дренажных труб 75 мм.

Вопросы дренажа в условиях полей орошения недостаточно изучены, что лишает возможности установить ныне твердые нормы для междренного расстояния. Можно рекомендовать величины междренных расстояний, приведенные в табл. 29, при заложении дрен на глубине 1,5 м.

Таблица 29

| Наименование грунтов | Расстояние между дренами в м |
|---|---|
| Обыкиовеиные глины . . . | 8 |
| Тяжелые суглинки . . . . | 10 |
| Обыкновеиные суглинки . | 15 |

Для песчаных и супесчаных почв надобности в закрытом дренаже нет.

Расстояние между отдельными дренами (открытыми каналами или трубами) может быть определено, исходя из следующих предпосылок. Пусть (рис. 107) расстояние между дренами обозначено буквой $l$,

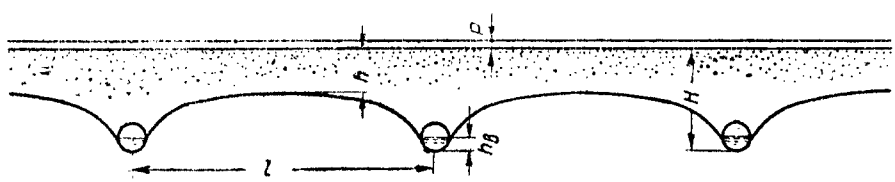



Рис. 107. Схема трубчатого дренажа

высота осушенного слоя — $h$, глубина заложения дрен — $H$ и глубина воды в дренах — $h_0$. Слой воды, подлежащий отводу через дренаж, будет $p$ м/сутки; эта величина $p$ равна единовременной нагрузке на участок $Q$ м, поделенной на площадь участка $\omega$м$^2$ и исправленной умножением на коэфициент возможного дренажного просачивания $\alpha = 0{,}5$, т. е. $p = 0{,}5 \times \frac{Q}{\omega} = 0{,}5\ tq$, где $q$ — норма суточной нагрузки на 1 м$^2$ в поливной период. Если отвод просочившейся сквозь грунт воды должен быть проведен не в одни сутки, а в $r$ суток с коэфициентом неравномерности $K$, то полученная величина подлежит еще делению на $r$ и умножению на $K$. Окончательно.

$$p = 0{,}5 \frac{tqK}{r_*} \text{ м}.$$

Тогда при коэфициенте фильтрации $K_\phi$ в м/сутки расстояние между дренами

$$l = 2(H - h)\sqrt{\frac{K_\phi}{p}}, \qquad (42)$$

где: $l$ — расстояние между дренажными канавами в м;
$H$ — глубина дрен в м;
$h$ — глубина осушенного слоя земли в м;
$K_ф$ — коэфициент фильтрации в м/сутки;
$p$ — высота слоя воды, подлежащая отведению в м/сутки.

Формула (42) показывает, что расстояние между дренами увеличивается с увеличением коэфициента фильтрации, а также при увеличении глубины заложения дренажа; это расстояние уменьшается при увеличении нагрузки на участок и увеличении осушенного слоя.

Ориентировочные величины $K_ф$ для различных грунтов, заимствованные из труда акад. Н. Н. Павловского («Неравномерное движение грунтовых вод», 1930 г.), приведены в табл. 30.

Таблица 30

| Наименование грунтов | $K_ф$ м/сек в сутки |
|---|---|
| Песок . . . . . | 8,64 и более |
| Песчаный грунт с примесью глины . . . . . | 8,64—3,46 |
| Песчано-глинистый грунт . . . . . | 3,46—0,86 |
| Проницаемые глинистые грунты . . . . . | 0,86 и менее |

Уклон дрен соответствует уклону поверхности земли, но не менее 0,003 для обеспечения незаиления дренажных труб при скорости не менее 0,20—0,25 м/сек.

Пример. Определить на участке фильтрации расчетный расход воды в дренажной трубе при следующих условиях: почва — супесок, межполивной период — 5 дней, длина дрены — 100 м. Нагрузка при супесчаной почве на 1 га — 120 м³/сутки. Междренное расстояние $l = 15$ м.

Обслуживаемые дреной площадки:

$$\omega = 15 \times 100 = 1500 \text{ м}^2 = 0{,}15 \text{ га},$$

$$Q_{расч} = \frac{\omega \cdot s \cdot K}{r \cdot 8{,}64} \text{ л/сек},$$

$$s = 0{,}5 \cdot q \cdot t = 0{,}5 \times 120 \times 5 = 300 \text{ м}^3,$$

$$r = n \cdot t = 0{,}4 \times 5 = 2 \text{ суток},$$

$$Q_{расч} = \frac{0{,}15 \times 300 \times 1.5}{2 \times 8{,}64} = 0{,}4 \text{ л/сек}.$$

Дренажные трубы рассчитываются на полное заполнение. Так как подсчет сечения трубы производится для концевого сечения, то фактически дренажная труба не является заполненной по всей длине. Расчет производят по формуле Н. Н. Павловского, считая коэфициент шероховатости $n = 0{,}011$—$0{,}012$.

Метод расчета открытого дренажа аналогичен расчету при закрытом дренаже (рис. 108).

Расстояние между дренажными канавами определяется по формуле (42). Обычно $H$ — глубина дренажных канав в верховьях сети — принимается в пределах 1,5—2,0 м, $h$ — около 1,0 м.

Пример. Определить расстояние между дренажными канавами на полях орошения. Почва песчаная. Суточная нагрузка на 1 га $q = 60$ м³, межполивной период $t = 5$ суткам. Глубину осушенного слоя принимаем $h = 1$ м. Глубина дренажной канавы $H = 1{,}5$ м.

Величину коэфициента $K_\phi$ принимаем равной 24 м/сутки.

$$p = \frac{0{,}5 \times 60 \times 5 \times 1{,}5}{2 \times 10\,000} = 0{,}01125 \text{ м}.$$

Следовательно,

$$l = 2(H - h)\sqrt{\frac{K_\phi}{p}} = 2(1{,}5 - 1{,}0)\sqrt{\frac{24}{0{,}01125}} = \sqrt{2130} = 46{,}1 \text{ м}.$$

При расчете открытого дренажа следует, в целях получения незаиляющих скоростей, давать канавам уклон не менее 0,001, учитывая, что скорости в 0,2 м/сек и выше гарантируют от выпадения илистых частиц, скорости в 0,4 м/сек — от выпадения песка, а скорости в 0,5 м/сек — от зарастания.

Уклон сборных коллекторов или открытых канав принимается равным уклону местности, но не менее 0,001 для обеспечения их незаиления. В случае сборного дренажа, устраиваемого в виде открытых канав, наибольший уклон также ограничен максимумом $i = 0{,}005$, пре-




Рис. 108. Схема открытого дренажа

дохраняющим земляные канавы от размыва. Расчетный расход для любого сечения принимается равным суммарному расходу всех вышележащих открытых или закрытых дрен.

Проводящая дренажная сеть устраивается в виде открытых канав с уклонами в пределах 0,001—0,0004; расчет ведется на возможный одновременный пропуск дренажных вод из всего обслуживаемого бассейна полей орошения, так как если даже нагрузка всех участков бассейна сточными водами одновременно и не производится, то дождевые воды требуют отвода одновременно из всего бассейна. Проводящая сеть должна быть расположена выше максимального уровня воды в водоеме, куда сбрасываются дренажные воды полей орошения и полей фильтрации.

При расчете сборной и проводящей сетей коэфициент шероховатости $n$ следует принимать для прямых и чистых земляных каналов в пределах 0,0225—0,025, для заросших и засоренных — 0,025—0,03. Нижние величины даны для крупных каналов, верхние — для мелких.

Оградительные нагорные канавы, защищающие поля орошения и поля фильтрации от затопления их поверхностными водами с вышерасположенных соседних с полями участков, должны быть рассчитаны на отвод максимального количества дождевых или снеговых вод, могущих поступить из соответствующих бассейнов стока.

Контрольные колодцы в закрытой дренажной сети служат для проверки состояния и работы закрытого дренажа. На прямых участках сети колодцы устраиваются на расстоянии около 50 м друг от друга. Целесообразно устройство колодцев с обычными лотками, соответствующими размерам труб. Осаждение частиц земли в лотках будет показателем неисправности дренажа на том или ином участке.

Колодцы устраиваются из бетонных или керамических труб или колец диаметром 0,25 м и больше и возвышаются над поверхностью земли на 0,25 м.

Перепады и быстротоки устраиваются на дренажной сети при больших уклонах территории полей для предохранения канав от размыва. Высота отдельных перепадов желательна не больше 1 м.

В местах пересечения дренажной сети с оросительной или с дорогами устраиваются трубы, мосты или акведуки. При пропуске небольшой дренажной канавы, отводящей воду с одной карты под разводными канавами или дорогой, можно ограничиться устройством трубы. Трубы могут быть деревянные, бетонные, железобетонные, каменные и кирпичные. При пересечении крупных дренажных канав с дорогами строятся деревянные или железобетонные мосты. При пересечении дренажных канав с разводными каналами укладывают деревянные или железобетонные акведуки (лотки).

Основные требования, предъявляемые к выпуску дренажных вод в сборную канаву, а затем в водоем, — неразмываемость и незаиление дна, откосов и берега, а также возможно лучшее перемешивание выпускаемой дренажной воды с водой в естественном водоеме.

## § 64. Культуры растений на полях орошения

На полях орошения культивируются овощи, сельскохозяйственные культуры, а также декоративные и плодовые деревья и ягодные кусты. Из овощей произрастают морковь, петрушка, лук, лук-порей, разные сорта капусты, синие баклажаны, помидоры, перец, сельдерей, спаржа, свекла, фасоль, кабачки, шпинат, щавель, земляная груша и т. д.

Не рекомендуется разводить на полях орошения огурцы, редис и вообще овощи, употребляемые в пищу в сыром виде. Помидоры необходимо подпирать тычками, чтобы они не касались земли и не заливались сточной жидкостью. Овощи, произрастающие на полях орошения, по вкусовым свойствам не отличаются от овощей с обычных огородов; они обладают лишь большим содержанием влаги, что делает их невыгодными для сушки и заготовки впрок (картофель).

Ведение огородного хозяйства на полях орошения затрудняется: а) борьбой с сорной растительностью; необходима своевременная трехкратная и более частая прополка участков в период вегетации во избежание гибели всего урожая; сорная растительность произрастает на полях орошения весьма интенсивно, достигая в высоту 2 м и в диаметре 25 мм; б) борьбой с распространением вредителей-насекомых; чем меньше на полях орошения сорной растительности, тем меньше вредителей; следовательно, борьба с сорной растительностью является профилактическим мероприятием по борьбе с вредителями.

Так как растительность на полях орошения развивается быстро, то в течение лета с одного участка можно снять два-три урожая различных овощей.

Урожайность с одного гектара различных овощей на Одесских полях орошения достигает:

| | |
|---|---|
| капусты . . . . . | до 1100 ц/га |
| свеклы столовой . . . | „ 1600 „ |
| прасса . . . . . | „ 1000 „ |
| сельдерея . . . . . | „ 550 „ |
| помидоров . . . . . | „ 550 „ |

Проф. Б. Н. Диатроптов, много лет проработавший на полях орошения, дает следующую оценку овощей с полей орошения с точки зрения санитарно-гигиенической (33):

«Преувеличенными оказываются опасения о возможности перенесения заразных болезней овощами, культивируемыми на полях орошения. Не говоря уже на основании опытов о трудности заражения овощей болезнетворными началами той или иной инфекционной болезни и о быстрой гибели инфекции на овощах, сама система поливки овощей на полях орошения уменьшает до минимума возможность подобного заражения. Кроме того, большинство овощей с полей орошения не употребляется в сыром виде».

Агроном П. С. Савостьянов (доклады на III Всесоюзном водопроводном и санитарно-техническом съезде, 1929 г.) указывал, «обычно высказываются опасения, что овощи, выращенные при орошении сточными водами, будут иметь ограниченный сбыт ввиду их низких вкусовых качеств и возможности инфекции через эти овощи. Вопрос об инфекции не так страшен, как принято думать. Инфекция через овощи с полей орошения не более возможна, чем через овощи с пригородных огородов, так как эти огороды преимущественно удобряются фекальными нечистотами».

По мнению д-ра Кантова [110] «Обвинение продуктов полей орошения в распространении глистных заболеваний опрометчиво. Заражения бывают и от продуктов с крестьянских полей, а также вследствие антисанитарных условий двора, жилища, присутствия собак и пр. Производившиеся ряд лет во Владимире исследования показали, что дети школьного возраста на 90—98% являются носителями глистов, хотя до 1928 г. продуктов с полей орошения в городе не имелось».

Работа, проведенная проф. Л. К. Коровицким [53] по изучению роли Одесских полей орошения в эпидемиологии глистных инвазий, позволяет сказать, что яйца глистов, попадая в естественные условия Одесских полей орошения, даже при наличии увлажнения почвы периодическим орошением, очевидно под влиянием инсоляции и перегрева песчаной и супесчаной почвы, в большом проценте погибают.

Доктор Г. З. Василькова [14] указывает, что для предупреждения распространения гельминтов через овощи необходимо категорически запретить на полях орошения культивирование овощей, употребляемых в пищу в сыром виде. По мнению Г. З. Васильковой, можно путем предварительного осветления сточной воды в отстойниках со скоростью течения не более 1 мм/сек уменьшить загрязненность яйцами гельминтов овощей в 4—10 раз.

Приведенных мнений достаточно для того, чтобы судить о возможности передачи кишечных и глистных заболеваний через овощи с полей орошения. При правильной организации труда по обработке участков, посеву, поливу и уборке урожая на полях орошения опасность заболеваний следует признать преувеличенной.

Овощи с полей орошения обязательно должны перед направлением их на рынок промываться на участках полей орошения чистой водопроводной водой с целью удаления с поверхности овощей всяких посторонних веществ (земля, микроорганизмы и пр.). Это обязывает снабжать все участки полей орошения водопроводом.

Из сельскохозяйственных культур на полях орошения высевают, главным образом, кукурузу на зерно, кукурузу на силос, яровой ячмень, люцерну, вику с ячменем, кормовые бураки и т. д. Из технических культур, по опытам Люберецких и других полей орошения, прекрасные урожаи дает конопля [93], причем культура конопли не боится сорняков и очень хорошо переносит орошение сточными водами. Урожай конопли на Московских полях достигает 100 ц сухой соломы с 1 га.

Древесные насаждения на полях орошения имеют чрезвычайно важное значение: во-первых, высаженные вдоль оросительных каналов и дорог, они скрепляют почву своими корнями; во-вторых, древесные насаждения защищают территорию полей орошения от ветров. Но не

менее важное значение имеют деревья с точки зрения санитарной. Они являются источником пополнения необходимого количества кислорода, поглощаемого при процессе минерализации органических веществ, происходящем на полях орошения.

Опыт Одесских полей орошения показывает, что фруктовые деревья (яблони и груши) приносят неплохой урожай как по количеству, так и по качеству. Неплохие результаты на полях орошения дают малина, клубника, смородина, крыжовник (Одесса, Москва). Прекрасные урожаи дал на Одесских полях орошения виноград. Виноградник был заложен на песчаной почве с близким стоянием уровня грунтовых вод (1,2 м). Виноградник заливался 3 раза в год, однако полив не допускался с момента появления ягод; виноград оказался весьма хорошего качества.

Произрастающие на полях орошения сельскохозяйственные культуры (кукуруза, кукуруза на силос, вика с овсом, люцерна, кормовые бураки и пр.) являются прекрасными кормами для коров. Вместо того, чтобы эти объемистые корма вывозить с территории полей орошения и устраивать молочные фермы за пределами полей орошения, можно молочную ферму организовать на самой территории полей орошения. Опыт организации таких ферм на Люблинских полях фильтрации и на Одесских полях орошения показал, что при правильном ведении хозяйства фермы весьма рентабельны.

## § 65. Эксплоатация полей орошения и полей фильтрации

Поля орошения, как и поля фильтрации, прежде всего являются сооружениями по очистке сточных вод, в силу чего вся эксплоатационная деятельность на полях орошения должна быть направлена, в первую очередь, в сторону постоянной и максимальной очистки сточных вод, поступающих на поля орошения. Устраиваемое на полях орошения овощное или молочное хозяйство (совхоз) является подсобным хозяйством, имеющим целью использование орошенных и удобренных сточными водами земельных участков.

Основная эксплоатационная работа на полях орошения и на полях фильтрации состоит: в поддержании в порядке сооружений; в распределении поступающей на поля сточной жидкости для очистки; в контроле результатов очистки сточных вод на полях.

Участки полей орошения и полей фильтрации не менее двух раз в год (весной и осенью) должны быть перепаханы для поддержания в разрыхленном состоянии поверхностного слоя почвы. При вспашке необходимо наблюдать за ее равномерностью во избежание необходимости через несколько лет снова заниматься планировкой той или иной карты.

Оградительные валики высотой до 1 м на участках намораживания должны быть всегда в надлежащем порядке во избежание возможного прорыва их и спуска неочищенной воды в осушительную или дренажную сеть. При условии намораживания сточной жидкости на участках, валики должны иметь в исправном состоянии приспособления для спуска оттаявшей воды весной с участка по открытой дренажной сети в естественный водоем.

Необходимо поддерживать в порядке фильтрационные участки в летний период времени. Для этого необходимо 3—4 раза в год производить вспашки участков с последовательным боронованием их и нарезкой борозд. В случае мало дождливого лета часть фильтрационных участков, с целью уменьшения расходов по вспашке их, может быть засеяна травами с тем условием, что при необходимости участок будет залит сточными водами. Засев участков кормовыми травами избавляет участки от зарастания бурьяном. Опыт Одесских полей орошения показал, что расходы на засев участка были меньше затрат на поддержание

участка в рабочем состоянии путем многократной вспашки и борьбы с сорной растительностью. Однако, засевая фильтрационные участки, необходимо помнить, что рассчитывать твердо на урожай с них не приходится. При дождливом лете фильтрационные участки с посевами должны быть заливаемы сточной жидкостью, не направляемой на огородные участки, что может повести к гибели посевов.

Во избежание зарастания сорной растительностью и ослабления оградительных валиков корнями растений, растительность эту необходимо в течение года 2—3 раза скашивать.

Все участки, занятые в вегетационный период под культуры, должны быть осенью вспаханы и подготовлены к зимнему орошению как фильтрационные участки.

Поддержание в исправности разводящей сети на полях орошения и полях фильтрации сводится к регулярному ремонту креплений каналов, очистке их от возможных заилений, восстановлению правильной формы земляных разводных каналов и пр.

Открытая дренажная сеть требует ежегодно не менее двукратной обкоски откосов, снятия ряски и прочистки самого русла от заиления.

Перед зимним периодом требуется поверка состояния всей разводящей системы каналов и их перекрытие там, где требуется по климатическим условиям. При отсутствии перекрытия образование в разводных каналах жужги и ледяных затворов может повести к катастрофе, так как возможный перелив сточной жидкости через берму разводного канала или прорыв канала грозят размывом насыпи на значительном участке.

Нормальная работа оросительной сети возможна при постоянной исправной работе всех искусственных сооружений ее, т. е. шлюзов-регуляторов, шлюзов-выпусков, дюкеров, акведуков и пр. Необходимо также поддержание в исправном состоянии всей системы дренажных сооружений.

Штат рабочих и надсмотрщиков должен следить за ликвидацией образующихся подпоров, за удалением попавших в сеть посторонних предметов, земли, водорослей и пр.

Крепление дренажных канав фашинами также требует постоянного надзора и ежегодной замены части фашин, стоек.

Распределение сточной жидкости, поступающей на поля орошения, производится санитарно-техническим управлением полей орошения по заранее составленному графику полива участков, согласованному с агрономическим управлением в смысле условий вегетации культур, разводимых на полях орошения. Следующая заливка участка может последовать не раньше, чем вся сточная жидкость, поступившая на участок при предыдущем орошении, профильтруется, и участок 1—2 дня будет свободен от воды.

Контроль за работой полей орошения состоит в анализе проб воды как поступающей для очистки на поля орошения и поля фильтрации, так и дренажной из регулирующей и сборной сетей, а также из выпусков в водоем. Забор проб осуществляется один или два раза в неделю. Вода подвергается анализам химическим, гидробиологическим и бактериологическим.

Сравнение анализов воды до и после очистки дает возможность судить о результатах работы полей орошения и полей фильтрации по очистке сточных вод. Резкое ухудшение эффекта очистки по данным анализов показывает или перегрузку участков, или прорыв неочищенных сточных вод в дренажную сеть. Постепенное ухудшение эффекта очистки является показателем неудовлетворительной эксплоатационной работы или утомляемости участков.

Эффект очистки сточных вод на полях орошения и на полях фильтрации при условии их нормальной работы очень высок. Дренажные

воды полей орошения и полей фильтрации характеризуются почти полной минерализацией органических веществ, резким уменьшением количества бактерий, высокой прозрачностью, отсутствием запаха и цвета.

По данным С. Н. Строганова [90], стоимость эксплоатации полей орошения составляет с учетом амортизации и выплаты затраченного капитала 8,2 коп., а сама эксплоатация только 3,5 коп. за 1 м$^3$ очищаемой сточной воды. По данным Одесской канализации, стоимость очистки сточных вод на полях орошения в 1948 г. обходилась в 4,7 коп. за 1 м$^3$ сточной воды. Расходы даны без учета доходных статей по полям орошения.

По данным агронома П. С. Савостьянова [84], на полях орошения доход от ведения огородно-молочного или чисто огородного хозяйства должен покрывать с избытком эксплоатационные расходы без учета амортизации (до 500 руб. с 1 га). Однако эти данные условны. Увеличение норм водоотведения и уменьшение при этом концентрации сточных вод скажется на уменьшении доходности полей орошения.

Следует еще раз подчеркнуть, что поля орошения представляют собой сооружения санитарно-технического порядка и потому не должны служить обязательно для извлечения дохода. Их основное назначение — очистка сточных вод. Рациональное ведение хозяйства на полях орошения без ущерба для основной задачи полей орошения может значительно уменьшить расходы по очистке сточных вод, чего и нужно всемерно добиваться.

## § 66. Поля удобрительно-увлажнительного орошения

Февральский пленум ЦК ВКП(б) 1947 г. принял специальное решение по вопросам сельского хозяйства. Наряду с организационными и агротехническими мероприятиями по расширению посевных площадей и обеспечению роста урожайности, Пленум особое внимание уделил вопросам орошения в степных районах Советского Союза и в черноземных областях, подверженных явлениям засухи.

В пункте 8 этого исторического решения говорится: «Наряду с проведением нового ирригационного строительства и расширением площади посева на поливных землях в республиках Средней Азии и Закавказья, обеспечить значительное развитие орошения в районах средне-русской возвышенности (Курская, Воронежская, Орловская, Тамбовская области), Поволжья, Северного Кавказа, Крыма, Украины, Западной Сибири и неорошаемых районов Казахской ССР, в целях создания участков гарантированного урожая зерновых, технических и других сельскохозяйственных культур».

В связи с указанными решениями Пленума ЦК ВКП(б) необходимо использовать и сточные воды городов для создания вблизи городов овощно-молочных баз путем устройства полей орошения как для очистки сточных вод, так и для развития на них огородничества, садоводства и молочных ферм. Сточная жидкость должна быть использована и как дефицитная влага, и как прекрасное удобрение.

При решении вопроса об очистке сточных вод, необходимо стремиться к решению задачи путем устройства полей орошения, как, в первую очередь, санитарно-технического мероприятия, а затем и одновременно агротехнического мероприятия. Многолетний опыт эксплоатации отечественных санитарно-технических полей орошения показывает прекрасные результаты очистки сточных вод и высокие показатели урожайности, при этом нарушение основной задачи — очистки сточных вод — естественно приводит к отрицательным результатам и в области агротехники.

К сожалению, не всюду возможно, по местным условиям, устройство санитарно-технических полей орошения; препятствием этому, как

изложено выше, являются неблагоприятные почвенно-топографические условия. Поэтому, совершенно естественно, возникла мысль об использовании сточных вод в вегетационный период для удобрительно-увлажнительного орошения пригородных земель, негодных для обычных санитарно-технических полей орошения, с устройством на этих землях овощно-животноводческих совхозов и колхозов.

Такие удобрительно-увлажнительные поля орошения не могут заменить обычные поля орошения, так как они требуют воду только в вегетационный период, причем в дождливые дни этого периода в воде для орошения они также не нуждаются. Поэтому при устройстве на пригородных землях массивов удобрительно-увлажнительного орошения на базе использования сточных вод, для очистки сточных вод, перед выпуском их в естественный водоем должны быть запроектированы и сооружены поля фильтрации или другие сооружения биологической очистки, если механическая очистка сточных вод не обеспечивает санитарных требований. Задача очистки сточных вод не может быть переложена на поля удобрительно-увлажнительного орошения даже на период вегетации.

Пример устройства удобрительно-увлажнительного орошения представляет собой Ухтомский район Московской области, где колхозники охотно берут в вегетационный период сточную жидкость канализации Москвы для орошения своих огородных земель.

В 1948 г. начато строительство удобрительно-увлажнительных полей на черноземах на Шкодовой горе под Одессой, на базе использования сточных вод городской канализации. Для первой очереди этих полей отведен участок — 1500 га. Существующие поля орошения ограничены по территории; увеличение поступления сточных вод из города привело к тому, что участки полей орошения постепенно переходят в поля фильтрации без использования весьма ценной в условиях Одессы воды, не говоря уже о содержащихся в сточной жидкости удобрительных веществах.

Аналогичные задачи возникают сейчас и в других городах, при решении вопроса об очистке сточных вод. Так, по генеральной схеме реконструкции и расширения канализации Днепропетровска, предполагается подача всех сточных вод на левый берег реки Днепра, с использованием их в период вегетации на увлажнительно-удобрительное орошение супесчаного массива площадью около 5000 га.

## Глава XV

# БИОЛОГИЧЕСКИЕ ПРУДЫ

### § 67. Общие соображения. Расчет биологических прудов

Биологические пруды получили применение благодаря тому, что в стоячих водоемах, вследствие интенсивного развития планктона и бентоса, процессы очистки загрязненной воды идут весьма интенсивно. В СССР биологические пруды впервые были устроены по инициативе С. Н. Строганова на Московских полях фильтрации для повышения производительности малопроницаемых участков.

В настоящее время биологические пруды устраивают трех типов:

1. Сточные воды, после предварительной очистки их, смешивают с чистой речной водой в пропорции 1 : 3 — 1 : 5 и направляют эту смесь в проточный пруд. Время прохождения очищаемой воды через проточный пруд определяется 2—3 сутками. Весной в пруды напускают мальков рыбы и в течение теплого времени года, одновременно с очисткой сточной жидкости, происходит выращивание рыбы.

2. Очень схожи с этим типом пруды, устраиваемые для улучшения состава сточных вод, выпускаемых из сооружений по биологической очистке в искусственных условиях (биологических фильтров, аэротенков). Так как состав этих сточных вод обеспечивает наличие в них свободного кислорода, то разжижать их чистой водой не требуется. В остальном пруды второго типа ничем не отличаются от прудов первого типа. Такого типа пруды были устроены у нас в СССР в Москве на Кожуховской станции аэрации и в Харькове.

3. Сточная жидкость, после предварительного осветления, без разжижения чистой водой, направляется непосредственно в пруд. Такие пруды приходится устраивать в тех случаях, когда нет достаточного количества чистой воды для разжижения канализационных стоков. Они располагаются в виде ряда последовательных прудов глубиной в 0,6—0,8 м, через которые протекает очищаемая жидкость. Примером таких прудов могут служить пруды, устроенные на Московских полях фильтрации.

Биологические пруды первых двух типов всегда являются рыбоводными.

Площадь отдельных прудов не превышает 1,0—1,5 га и только в последнее время принимается значительно большей, доходя до 6 га

Пруды в плане прямоугольные, с отношением длины к ширине от 3 : 2 до 2 : 1. Глубина их колеблется в пределах от 0,3—0,5 м (у начала пруда) до 1,5 м (у конца пруда), в среднем она равняется 0,5—1,0 м; такая глубина необходима для лучшей радиации и прогрева воды пруда, так как разводимые в прудах карп и линь — теплолюбивые рыбы. Кроме того, повышение температуры воды в пруде благоприятствует происходящим там биологическим процессам. Сравнительно небольшая глубина рыбоводных прудов не позволяет использовать их в зимнее время. Рыбоводные пруды обычно работают в теплое время года, когда поверхность пруда свободна от льда и снега. Ранней весной в пруд напускают

от 500 до 1000 мальков рыбы на 1 га, главным образом культурного карпа; в течение всего теплого периода до глубокой осени рыба увеличивается в весе, доходя в среднем до 500 г.

Осенью вода из пруда спускается, рыба вылавливается и поступает в продажу. По вкусу она ничем не отличается от рыбы из обычных прудов. Возможно сохранение ее в небольших, но глубоких (до 3 м) зимних прудах с тем, чтобы весной следующего года снова направить ее в нормальный пруд для дальнейшего роста. К концу второго года пребывания в пруде рыба достигает веса 1 кг.

Для достижения равномерной работы всего объема пруда впуск воды в пруд производится в ряде точек начальной, более короткой стороны его. Выпуск очищенной воды из пруда также должен производиться в ряде точек. Чтобы иметь возможность изменять глубину в пруде, выпуск воды из пруда производится через регулируемые водосливные отверстия. Для возможности полного спуска воды из пруда дну его должен быть придан небольшой уклон по направлению к выпускным сооружениям. Кроме того, по дну пруда желательно проведение неглубоких (30—40 см) осушительных канав. Последние используются также и для вылавливания рыбы из пруда.

Нагрузка на 1 га рыбного пруда может быть определена из следующего расчета. Средняя глубина пруда 0,75 м. Следовательно, емкость 1 га пруда 7500 м³. Время протекания очищаемой воды через пруд, в среднем, равно 2,5 суток, т. е. суточная нагрузка составляет 3000 м³. При среднем разжижении сточной жидкости чистой водой в 5 раз, ежесуточная норма нагрузки на 1 га пруда получается $\frac{3000}{5+1} =$ =500 м³ осветленной сточной жидкости. Если учесть неполное использование всего объема пруда, то полученную величину в 500 м³/сутки сточной воды следует несколько уменьшить.

По С. Н. Строганову [91], нагрузка сточной жидкости на 1 га принимается в 200—300 м³/сутки; по Д. С. Черкесу [102], 1 га пруда может очистить сточной воды 300—400 м³/сутки.

Некоторая разница в приведенных величинах нагрузки может быть частично объяснена различными глубинами прудов и различным временем нахождения в них очищаемой воды.

Эффект очистки в теплый период года весьма высок. Проф. Д. С. Черкес [102] указывает, что вода, прошедшая через пруды, не загнивает; понижение окисляемости для бытовых сточных вод составляет около 90%. Количество бактерий уменьшается на 95—99%.

Биологические пруды целесообразно устраивать при наличии непригодных для полей орошения почвогрунтов, благоприятных топографических условий и наличия поблизости водоема с чистой водой, которую можно использовать для разбавления сточной жидкости.

Большое количество питательных веществ в воде способствует сильному развитию в биологических прудах водорослей — ряски, особенно на наиболее мелких участках их. Для борьбы с ряской и возможного ее использования желательно разведение на биологических прудах уток, для которых ряска является хорошим кормом. Уничтожение ряски благоприятствует солнечной радиации пруда. С этой же целью, т. е. для лучшей солнечной радиации пруда, не рекомендуется засаживать дамбы, окаймляющие пруды, деревьями и кустарниками.

При наличии разжижения (в прудах первого типа) сточную жидкость с чистой водой лучше смешивать в самом пруде, в начале его, впуская сточную жидкость в виде распыленных струй (по напорным трубам с разбрызгивателями), что благоприятствует насыщению воды кислородом. Смешение сточной жидкости с водой в пределах самого пруда не вызывает опасений загрязнения и зарастания разводящих каналов, что может иметь место при смешении вод до пруда.

При прудах после биологической очистки сточных вод необходимости в разжижении сточной жидкости чистой водой нет; конструкция впуска воды в пруд в этом случае несколько упрощается; распыление же воды желательно сохранить.

Конструкция выпуска воды из прудов должна обеспечить невозможность ухода вместе с ней рыбы, дать возможность изменять глубину воды в пруде и отводить наиболее холодную придонную воду.

Биологические пруды третьего типа, т. е. пруды для предварительно осветленной сточной воды, без разжиженя ее, были впервые устроены в 1913—1914 гг. на Люблинских полях фильтрации в Москве в виде непроточных прудов. В дальнейшем своем развитии пруды эти были обращены в проточные, разделенные на ряд серий (ступеней) с последовательным протоком через них очищаемой сточной жидкости.

Разделение пруда на ступени диктуется стремлением развить на каждой из них специфические микроорганизмы, способствующие очистке на той или иной ее стадии. Ступеней обычно 5; увеличение ступеней сверх 6—7 излишне. Первые 3—4 ступени пруда не могут быть использованы для разведения рыбы вследствие отсутствия в воде свободного кислорода; в последующих ступенях пруда рыбу можно уже разводить.

Серийный биологический пруд представляет собой плоский земляной бассейн, огражденный дамбами по периметру; первые ступени имеют глубину в 0,3 м, последние — 0,6—0,8 м. Отдельные ступени ограждены одна от другой дамбами; в них равномерно распределены лотки для впуска воды из предыдущей ступени и выпуска воды в последующую.

Для регулировки расхода воды лотки снабжены щитками; при использовании последних ступеней для разведения рыбы, впуски снабжаются сетками.

Для иллюстрации характера очистительного эффекта серийного пруда воспользуемся данными, приведенными в работе В. А. Мейена [56].

Опыты были поставлены на четырех небольших прудах, расположенных в последовательном порядке. В первый пруд глубиной 0,5 м поступала неосветленная сточная жидкость; глубина второго пруда 0,3 м (первый пруд служит отстойником); глубина последних прудов 0,75 м; в четвертом пруду выращивались рыбы. Опыты производились в течение июня—октября 1927 г.

Состав сточной жидкости характеризовался следующими средними данными (табл. 31).

Таблица 31

| Наименование | мг/л |
|---|---|
| Хлор | 189,2 |
| Азот аммонийный | 71,9 |
| Окисляемость ($O_2$) | 47,1 |
| Потребность в $O_2$ | 271,0 |
| Взвешенные вещества | 455,0 |

В табл. 32 показаны средние данные результатов анализов воды из отдельных прудов.

При взятии пробы из пруда, поверхность которого была покрыта ряской, количество растворенного кислорода резко уменьшалось. С понижением температуры воздуха и уменьшением солнечных дней (осень) эффект очистки снижался. Нагрузка на серийные пруды колеблется в пределах 100—200 м³/сутки на 1 га площади пруда. Эффект очистки в прудах в значительной степени зависит от метеорологических условий.

Для получения надлежащего эффекта очистки необходимо [42]:

Таблица 32

| Наименование прудов | Азот аммонийный, мг/л | Хлор, м/гл | Стойкость в % | Растворенный кислород |
|---|---|---|---|---|
| 1-й . . . . . | 76,5 | 216,3 | 0 | 0 |
| 2-й . . . . . | 59,5 | 190,3 | 20,0 | 5,47 |
| 3-й . . . . . | 38,8 | 184,8 | 73,5 | 7,11 |
| 4-й . . . . . | 13,4 | 179,1 | 80,0 | 9,85 |

1) равномерное перемешивание поступающей сточной жидкости с водой пруда; впуски и выпуски должны быть устроены в таком количестве и расположены так, чтобы избежать мертвых объемов пруда;

2) нагрузка пруда для летнего времени не должна быть выше 130 м³/сутки на 1 га пруда при глубине его в 0,4 м;

3) загружать пруд следует весной только после его созревания; срок загрузки для весеннего и летнего периода продолжается, примерно, 2—3 недели; в каждом отдельном случае он определяется на основании указаний гидробиологического и химического анализов (развитие β-мезосапробного биоценоза, снижение аммонийного азота).

## § 68. Биологические пруды харьковской очистной установки

Харьковские биологические пруды [101] применены для окончательной очистки сточных вод, предварительно прошедших через сооружения для биологической очистки (биофильтры). Сточная жидкость по

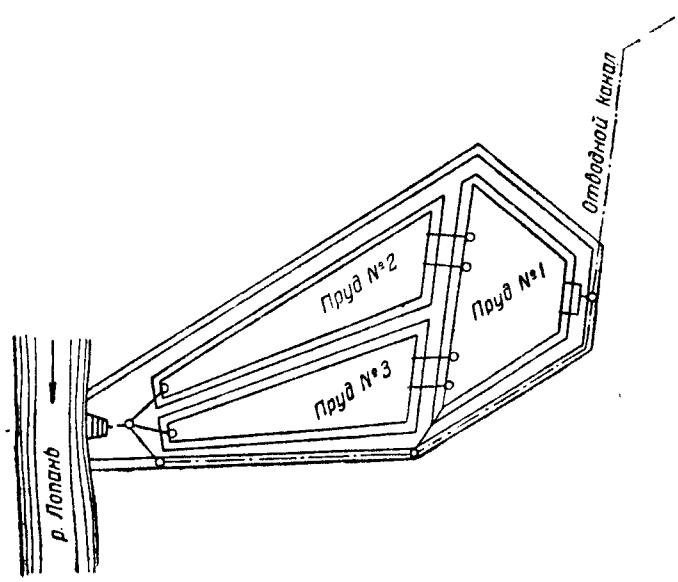



Рис. 109. Схема прудов очистной устаиовки Харькова

каналу попадает в пруд № 1; из него через перепуски, устроенные в нескольких местах, распределяется по второму и третьему прудам, работающим параллельно (рис. 109). Окончательно очищенная вода выпускается через особую, снабженную задвижкой, камеру каскадом в р. Лопань. Глубина воды в прудах, в среднем, около 1 м, но может при помощи шлюзовых задвижек, установленных в камерах перепусков, доводиться до 1,5 м. Время нахождения воды в прудах 2—3 суток.

Весной в пруды напускаются мальки карпа, которые осенью вы-

Таблица 33

| Место взятия проб | Цвет | Запах | Прозрачность | Взвешенные вещества | Окисляемость | Аммиак | Азотистая кислота | Азотная кислота |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| До прудов | Бесцветный | Без запаха | 154 | 20 | 18,0 | 34 | Следы | 102 |
| После прудов | Едва зеленый | Без запаха | 174 | — | 16,4 | 31 | — | 100 |

лавливаются. Для уничтожения ряски, сильно разрастающейся к осени, был произведен опыт пуска в пруд уток.

Наибольший эффект очистки воды в прудах достигается в середине лета. Зимой результаты очистки минимальные, но с весны начинают постепенно повышаться. Опыт показал, что выпуск воды из прудов осенью с целью минерализации органических веществ, попавших на дно прудов в виде ила, значительно содействует эффекту очистки воды весной.

Результат очистки иллюстрируется данными, приведенными в табл. 33.

Работа прудов сказывается в увеличении прозрачности сточной жидкости, в полном удержании взвешенных веществ, в уменьшении окисляемости и аммиака, в резком уменьшении числа бактерий (со 100 000 бактерий в 1 см³ до прудов, до 10 000 бактерий в 1 см³ после прудов).

Рассчитанные на двухсуточный объем очищенных сточных вод пруды уравнивают состав воды, спускаемый в реку.

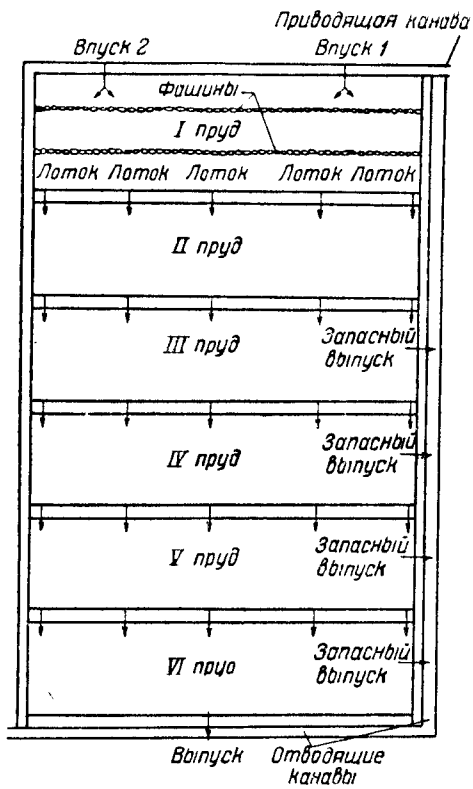



Рис. 110. План пруда на Люберецких полях фильтрации

## § 69. Московские биологические пруды

Московские пруды имеют следующее устройство [56] (рис. 110): сточная жидкость, осветленная предварительно в вертикальном отстойнике, где осаждается до 80% взвешенных веществ, поступает по двум лоткам в первый пруд. Всего прудов шесть; расположены они последовательно. Первый пруд в верхней своей части имеет фашинник для грубой фильтрации воды; к фашиннику, кроме того, может прикрепляться обильный бентос, способствующий бактериальному очищению. Из первого пруда сточная жидкость поступает через пять лотков, расположенных в валике, разделяющем первый и второй пруды, во второй

пруд. Лотки имеют ширину в 40 см и снабжены щитковыми и регулирующими затворами. Расположенные друг от друга, в среднем, на 30 м, лотки обусловливают хорошее смешивание поступающей сточной жидкости из первого пруда с водой второго пруда. Последующие пять прудов разделены между собой валиками высотой 1—1,3 м и шириной по гребню 2—2,5 м. На каждом валике имеется пять лотков; вода в прудах держится слоем 60—80 см.

Нагрузка сточной жидкости на 1 га прудов при нормальной эксплоатации равняется, в среднем, 124 м³/сутки. Норма нагрузки может быть повышена до 250 м³ в теплое время года, в солнечные дни; повышение может быть принято также при уменьшении концентрации сточных вод [42].

Для выращивания рыбы пригодны только последние три ступени (серии) прудов, площадь которых составляет от $^1/_3$ до $^1/_2$ общей площади прудов-серий. При нормальной эксплоатации прудов с каждого гектара их можно получить 300—400 кг рыбы в год.

В зимнее время эффект очистки резко падает, и пруды постепенно переходят в участки намораживания.

Глава XVI

# СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ БИОЛОГИЧЕСКОЙ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД В ИСКУССТВЕННО СОЗДАННЫХ УСЛОВИЯХ

## § 70. Биологические фильтры

Биологические фильтры представляют собой сооружения для биологической очистки сточных вод в искусственно созданных условиях. Биологическая очистка, как известно, представляет аэробный процесс распада и минерализации имеющихся в сточных водах органических веществ. Неудача в некоторых странах с очисткой сточных вод на полях орошения и полях фильтрации заставила искать решение вопроса очистки сточных вод на биологических фильтрах. Вначале были устроены фильтры, мало отличающиеся от полей фильтрации; плохо фильтрующий грунт заменяли привозным песком. Такие сооружения были дороги и скоро выходили из строя вследствие засорения пор между песчинками. Благоприятные результаты опытов с фильтрацией сточных вод через мелкие и грубые материалы способствовали широкому развитию биологической очистки в искусственных условиях.

В конце XIX века почти одновременно были сооружены биологические фильтры двух типов: контактные и постоянно действующие.

Контактный или периодически действующий фильтр представляет бассейн с водонепроницаемыми стенками, заполненный фильтрующим материалом. Подлежащая очистке сточная жидкость периодически напускается сверху на фильтр, заполняя его объем; некоторое время сточная жидкость остается в фильтре, где происходит ее очистка. Затем фильтр освобождается от воды путем выпуска ее через отверстия у дна и остается свободным, без сточной жидкости. За время, когда фильтр стоит опорожненным, органические вещества, задержанные фильтром, успевают окислиться.

В настоящее время контактные или периодически действующие биологические фильтры не применяются из-за бóльшей стоимости их по сравнению с постоянно действующими.

Постоянно действующий фильтр представляет слой фильтрующего материала, уложенного на непроницаемое основание. Верхняя поверхность фильтра постоянно орошается сточной жидкостью, проходящей затем сквозь фильтр в виде отдельных капель или струй без заполнения всех его пор.

Фильтрующаяся сквозь тело фильтра сточная жидкость оставляет на поверхности фильтрующего материала загрязнения. Постоянный доступ воздуха в тело фильтра обеспечивает кислородом заселяющие фильтр микроорганизмы и способствует их жизнедеятельности и окислению задержанных на поверхности фильтрующего материала органических веществ. В дальнейшем такой биологический фильтр будем называть биофильтром.

## § 71. Фильтрующий материал

Фильтрующим материалом для биологических фильтров могут служить кокс, шлак, гранитный щебень, хорошо обожженный кирпич и другие материалы. Основные требования, предъявляемые к фильтрующим материалам, следующие:

1) фильтрующий материал не должен разрушаться под действием воды, климатических условий или собственного веса;

2) фильтрующий материал должен обладать возможно более пористой и шероховатой боковой поверхностью, увеличивающей его адсорбирующее действие;

3) фильтрующий материал не должен содержать никаких примесей, вредно отражающихся на биологическом процессе, происходящем в фильтре;

4) фильтрующий материал должен быть по возможности однородного состава;

5) фильтрующий материал должен быть недорогим и по возможности местным, не требующим больших расходов на транспорт.

Размеры фильтрующего материала имеют важное значение. Чем меньше размеры отдельных частиц фильтрующего материала, тем при одинаковом объеме фильтра больше будет адсорбирующая поверхность фильтрующего материала, и наоборот. Однако, чем меньше будут размеры частиц фильтрующего материала, тем скорее фильтр будет засоряться и выбывать из строя.

Оптимальные размеры отдельных зерен и кусков фильтрующего материала колеблются в пределах от 10 до 75 мм.

Необходимость иметь фильтрующий материал определенных оптимальных размеров требует сортировки его. Сортировка может производиться либо у места получения фильтрующего материала, либо на территории очистной установки.

Сортировка материала на месте его получения имеет то неудобство, что при транспортировке к месту очистной станции уже отсортированного материала происходит его измельчение, и сортировку приходится делать вторично. При сортировке же на территории очистной станции приходится транспортировать излишний объем его, отходящий в виде мелких, непригодных для фильтра частичек.

Наилучшим материалом для биологических фильтров является хорошо спекшийся котельный шлак, не содержащий серы. Шлак из доменных печей неоднороден и содержит много неспекшихся примесей. Кокс относительно дорог и слабее шлака.

Гранитная щебенка может быть применена там, где имеются залежи гранита, причем отсутствие в гранитной щебенке небольших примесей железа несколько ухудшает ее свойства с точки зрения биологического процесса.

Применение обожженного кирпича нежелательно, так как даже при отличном обжиге, при переменном действии воздуха и воды, кирпичная щебенка начинает разрушаться, а продукты ее разрушения ведут к закупорке нижних слоев фильтра.

## § 72. Постоянно действующие биологические фильтры. Общие понятия. Определение основных размеров фильтра

При работе биофильтра распределение сточной жидкости происходит в загрузке при постоянном доступе воздуха. Для обеспечения лучшей работы для верхних слоев загрузки биофильтра применяют более мелкие частицы, для нижних, наоборот, — более крупные. Стекая с поверхности отдельных частиц фильтрующего материала, капля сточной

жидкости соприкасается с адсорбирующей поверхностью фильтрующего материала. Это ведет к удержанию из сточной жидкости как коллоидальных, так и растворенных органических веществ.

Бактериальная пленка, покрывающая частицы фильтрующего материала, и постоянно находящийся в фильтре воздух способствует минерализации органических веществ, удержанных из сточной жидкости, прошедшей сквозь фильтр.

Количество сточной жидкости, приходящееся на единицу объема биофильтра в сутки, называют нагрузкой на биофильтр. Эта нагрузка должна назначаться, исходя из условия, что проходящая сквозь фильтр сточная жидкость освобождается от органических веществ и последние полностью минерализуются в теле биофильтра.

Нагрузка на 1 м³ фильтрующего материала зависит от концентрации сточной жидкости и температурных условий. Чем больше концентрация сточной жидкости, тем меньше можно нагружать данный объем фильтрующего материала сточной жидкостью. Повышение температуры, наоборот, способствует увеличению нагрузки.

В настоящее время определяют объем фильтрующего материала по балансу кислорода.

Суточная потребность в кислороде сточной жидкости определяется произведением величины БПК на суточный расход сточной жидкости. С другой стороны, суточная отдача кислорода биологическим фильтром может быть определена произведением окислительной мощности фильтра на объем его.

Окислительной мощностью биофильтра называют количество граммов кислорода в сутки, которое может дать 1 м³ фильтрующего материала для снижения биохимической потребности в кислороде сточной жидкости.

Обозначим: $a$ — уменьшение БПК сточной жидкости, прошедшей через фильтр в г/м³; $Q_{сут}$ — суточный расход сточной жидкости в м³; $w$ — окислительная мощность фильтра в г $O_2$ на 1 м³/сутки и $V$ — объем фильтра в м³; тогда для нормально работающего фильтра необходимое соотношение будет:

$$a \cdot Q_{сут} = w \cdot V. \qquad (43)$$

Можно применять два способа определения объема фильтра. При подсчете по первому способу учитывают только число лиц, пользующихся канализацией, а при втором — учитывают также местные климатические условия. По первому способу на каждого жителя, пользующегося канализацией, нужно принимать 0,2 м³ фильтрующего материала. Эта норма получена, исходя из средней окислительной мощности 1 м³ загрузки биофильтра в 200 г $O_2$ в сутки и потребности кислорода на минерализацию органических веществ, приходящихся на 1 жителя, пользующегося канализацией, в 40 г/сутки. Указанный способ, однако, не учитывает местных температурных условий.

Биофильтры должны рассчитываться на наиболее неблагоприятные зимние условия. Для различных пунктов СССР окислительная мощность биофильтров в зимнее время колеблется в пределах от 100 г $O_2$ на 1 м³/сутки (для северных районов) до 250 г $O_2$ на 1 м³/сутки (для юга СССР) [73].

Указанные колебания окислительной мощности приняты в зависимости от продолжительности отопительного периода.

Более рационально определять окислительную мощность в зависимости от среднезимней температуры.

Пользуясь данными Союзводстроя об окислительной мощности фильтров, как функции отопительного периода, нами составлен график (рис. 111), дающий зависимость окислительной мощности от среднезимней температуры.

Если обозначить через $O$ количество кислорода, потребного для минерализации органических веществ, отнесенных к одному жителю в бытовых осветленных сточных водах, через $OM$ — окислительную мощность 1 м³ фильтрующего материала, то отношение:

$$\frac{O}{OM} = O\Phi \qquad (44)$$

будет представлять в долях куб. метра количество фильтрующего материала, необходимое для очистки сточных вод от одного жителя.

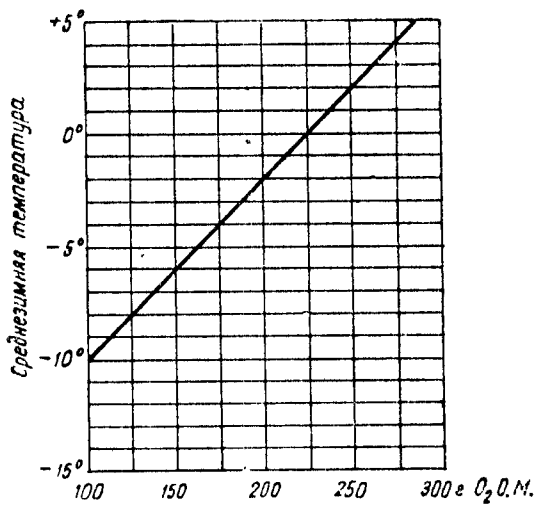



Рис. 111. Зависимость между среднезимней температурой воздуха и окислительной мощностью биофильтра

Пример. Определить объем фильтрующего материала для биологического фильтра очистной установки на 10 000 жителей; среднезимняя температура — 2°; $O = 35$ г кислорода; $OM$ по графику равна 200 г кислорода (рис. 111).

На одного жителя требуется объем фильтрующего материала

$$O\Phi = \frac{O}{OM} = \frac{35}{200} = 0{,}175 \text{ м}^3.$$

На 10 000 жителей потребуется объем фильтрующего материала

$$V = 0{,}175 \times 10\,000 = 1750 \text{ м}^3.$$

Указанные выше окислительные мощности отнесены к фильтрам из шлаков. При применении фильтров из других материалов — гранитного щебня, гравия и пр., объем фильтрующего материала должен быть увеличен.

Для материалов, указанных ниже, объем их берется со следующими ориентировочными коэфициентами, по сравнению со шлаком: гравий — 1,5, щебень — 1,2.

Высота фильтра принимается обычно в пределах от 1,5 до 2,0 м.

Увеличивать высоту фильтра сверх 2 м нерационально (хотя известны биологические фильтры, высотой до 3 м и более), так как при высоком фильтре затруднено снабжение глубоких слоев фильтрующего материала кислородом, необходимым для аэробного процесса минерализации органических веществ.

Кроме того, при закупорке более высокого фильтра на период промывки и прочистки поверхностного слоя, выбывает из строя больший объем фильтрующего материала при одной и той же площади фильтра. Большая высота фильтра, благодаря повышенной удельной нагрузке, способствует также более частому заилению поверхностного слоя.

На высоту фильтра влияют также топографические условия. При неблагоприятном рельефе местности (малая разность отметок отдельных точек площадки очистных сооружений, направление сточных вод

самотеком на очистную установку при незначительной разности отметок коллектора и площадки очистной установки) приходится высоту фильтра уменьшать и доводить до 1 м во избежание излишней перекачки сточных вод.

С увеличением высоты фильтра стоимость земляных работ, стен и фильтрующего материала повышается, стоимость же распределительных и дренажных устройств понижается; в общем, с повышением высоты фильтра удельная стоимость его уменьшается.

Несмотря на уменьшение удельной стоимости фильтра при увеличении высоты его, оптимальная высота фильтра берется в пределах 1,8—2,0 м.

Высота фильтра в указанных пределах зависит также и от размеров частиц фильтрующего материала. Чем выше фильтр, тем эти частицы должны быть крупнее, чтобы обеспечить проникание воздуха во всю толщу фильтра.

Для обеспечения нормальной работы биологического фильтра необходимо равномерное распределение сточной жидкости по его поверхности.

Общая поверхность фильтра (площадь его) определяется делением объема фильтра на высоту его:

$$\Omega = \frac{ОФ}{H}, \qquad (45)$$

где: $\Omega$ — площадь фильтра (поверхность его) в м$^2$;

$ОФ$ — объем фильтра в м$^3$;

$H$ — высота фильтра в м.

Получающаяся величина площади биологического фильтра может быть как угодно большой, в зависимости от количества населения, обслуживаемого установкой.

Общая площадь должна быть разделена на ряд отдельных площадей для лучшего распределения сточной жидкости по их поверхности. Площадь каждого фильтра (постели) не должна превышать 1500—2000 м$^3$ (в крупных установках).

В мелких установках площадь отдельных фильтров определяется из необходимости иметь не один фильтр, а несколько (на случай ремонта, очистки и пр.).

Неравномерность распределения сточной жидкости по поверхности фильтра приводит к ухудшению эффекта очистки. Недогруженные участки фильтра продолжают работать нормально, перегруженные же резко снижают показатели эффекта очистки. В результате, общий сток с биофильтра значительно ухудшается.

## § 73. Основные части биологического фильтра. Основание фильтра. Боковые стены. Фильтрующий материал

Биологический фильтр состоит из пяти основных частей: непроницаемого основания, боковых стен, фильтрующего материала, распределительных устройств, дренажа.

Основание фильтра делается из водонепроницаемых материалов (бетон толщиной от 10 до 15 см или кирпич на ребро с цементной смазкой). Основание фильтра должно покоиться на материковом грунте; устраивать биологические фильтры на насыпи не допускается. Неравномерная осадка грунта под основанием фильтра приводит к образованию трещин в основании, к его осадке и разрушению фильтра.

Биологические фильтры в плане имеют форму прямоугольника, круга, восьмиугольника. Наиболее широкое распространение получили фильтры прямоугольной формы.

Фильтрующий материал можно насыпать на основание под углом естественного откоса, близким к 45°; при этом периферийная откосная часть фильтра не работает; кроме того, общая площадь очистной установки непроизводительно увеличивается. Чтобы избежать этих недостатков, все современные биологические фильтры окружают стеной. Боковые стены фильтра могут быть сделаны из бутового камня, гранита, песчаника, кирпича или крупного шлака. Стены из бутового камня обычно укладываются с пустошовкой, с целью уменьшения затраты

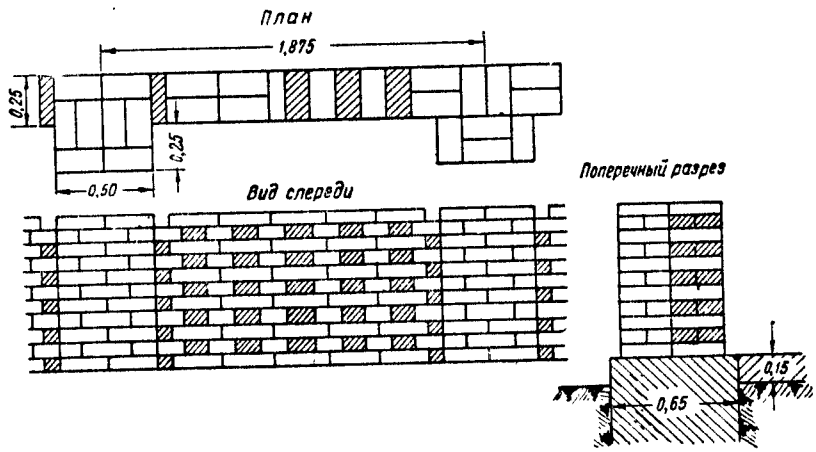



Рис. 112. Ажурная ограждающая стенка биофильтра

цемента и лучшего проникания воздуха в тело фильтра. Кирпичные стены с той же целью применяют «ажурные». На расстоянии 2 м один от другого ставят столбы из двух кирпичей; между ними прокладывают ажурную стену в один кирпич (рис. 112). Высота стены больше высоты фильтра на 0,2—0,1 м. Ограждающая стенка снабжается фундаментом, глубиной от 1 до 1,5 м в условиях средней полосы Союза и Украины.

На рис. 113 изображены типы ограждающих стен.

На небольших временных фильтрах боковое ограждение вместо стен может быть сделано из деревянных стоек и досок между ними или из железных стержней, между которыми натягивают железную сетку. Срок службы таких сооружений до 3 лет.

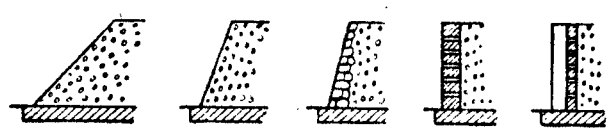


Рис. 113. Типы ограждающих стен биофильтра

Фильтрующий материал должен быть тщательно отсортирован. Неправильная сортировка его может повести к уменьшению объема пор фильтра и к быстрой закупорке фильтрующего материала; максимальный объем пор наблюдается у частиц загрузки одинакового размера. В нижней части фильтра укладывают наиболее крупные куски фильтрующего материала, выше — более мелкие, а на поверхности фильтра — самый мелкий материал.

Крупность загрузки биофильтра при высоте его в 2 м принимается следующая: первый слой внизу высотой 0,2 м, крупностью 70—50 мм, второй слой снизу высотой 1,0 м, крупностью 40—20 мм, третий слой снизу высотой 0,8 м, крупностью 20—10 мм.

## § 74. Распределение сточной жидкости

Для равномерного распределения сточной жидкости по всей поверхности фильтра применяют различные способы и приспособления.

Распределители воды могут быть разделены на два основных типа: неподвижные и подвижные.

К неподвижным распределителям относятся: 1) поверхностный мелкозернистый распределительный слой; 2) дырчатые желоба; 3) разбрызгиватели различных типов.

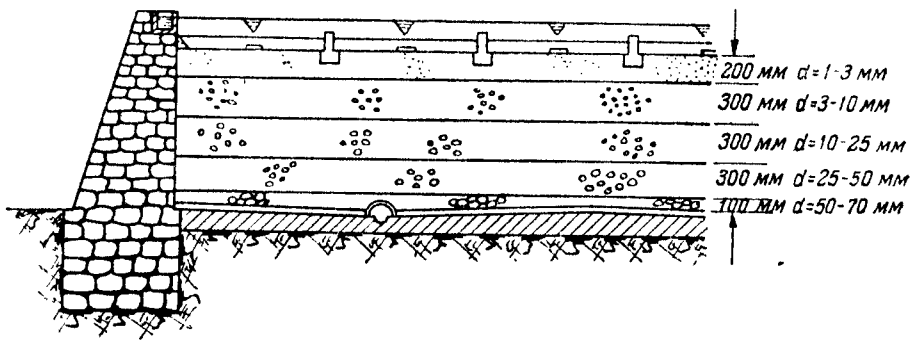



Рис. 114. Распределение сточной жидкости по поверхности биофильтра желобами с водосливами (поверхностный мелкозернистый распределительный слой)

Наиболее простым из перечисленных способов распределения сточной жидкости по поверхности фильтра является первый. При этом способе подача воды на загрузку фильтра производится системой деревянных желобов прямоугольного и треугольного сечения. В желобах на взаимном расстоянии 1,5—2,5 м друг от друга устраиваются водосливы для стока жидкости на поверхность фильтра. Чтобы стекающая струя не размыла верхний — распределительный слой мелкозернистого фильтрующего материала, под нее на поверхности фильтрующего материала укладываются бетонные круглые пластинки. Распределительный слой делается высотой 0,1—0,2 м с размерами частиц загрузки 1—3 мм. Наличие верхнего мелкого распределительного материала способствует накоплению сточной жидкости на всей поверхности фильтра в виде тонкого слоя и последующему постепенному просачиванию ее равномерно по всему фильтру (рис. 114). Однако мелкозернистый распределительный слой быстро заиливается нерастворенными частицами, приносимыми со сточными водами, и перестает пропускать воду. Фильтр приходится выключать из работы и перештыковывать верхний слой загрузки. В силу этого, расчетную площадь фильтров приходится увеличивать по крайней мере на 25%; соответственно увеличивается стоимость устройства биологических фильтров; увеличиваются также расходы на эксплоатацию, т. е. на перештыковку фильтров и промывку верхнего распределительного слоя. Поэтому в настоящее время такое распределение в новых установках не находит применения.

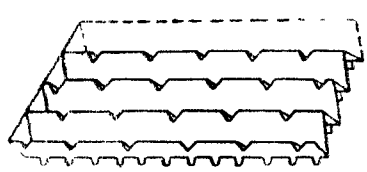


Рис. 115. Дырчатые желоба

Распределители в виде дырчатых металлических желобов устанавливают на некоторой высоте над поверхностью фильтра. В нижней части желоба снабжены прорезами (рис. 115), через которые сточная жидкость, в виде отдельных капель, попадает на поверхность фильтра. Падая, капля обогащается кислородом, что благоприятствует процессу очистки.

Достоинством дырчатых желобов является относительно небольшая величина требуемого напора, определяемого в 0,5 м. Недостатком — затруднительность осмотра и прочистки поверхности фильтра, а также большой расход металла.

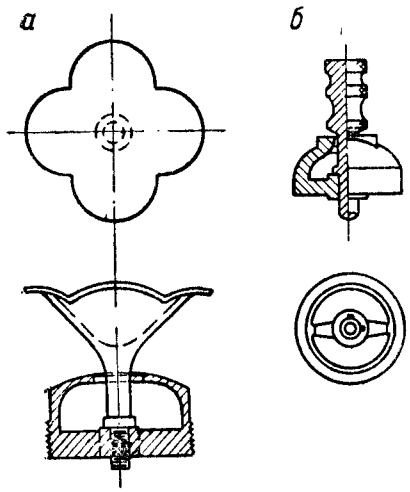



Рис. 116. Типы разбрызгивателей: *а*) московский, *б*) харьковский

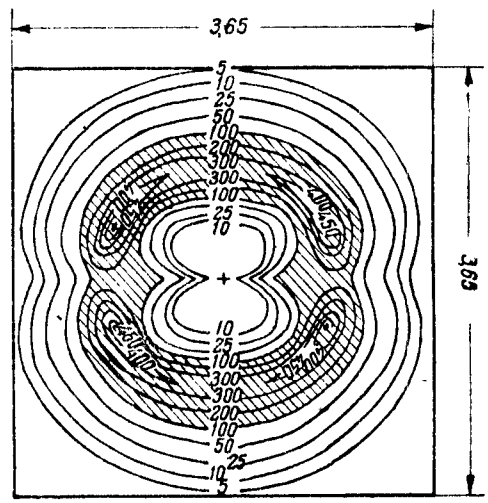



Рис. 117. Диаграмма интенсивности орошения площади фильтра разбрызгивателем

В настоящее время часто при устройстве биологических фильтров применяют различного типа разбрызгиватели, устанавливаемые на напорной сети, по которой поступает сточная жидкость из дозирующих бассейнов на фильтры. Для работы разбрызгивателей требуется напор значительно больший, чем при дырчатых желобах, равный 1,5—2,0 м. Это, по существу — основной недостаток разбрызгивателей.

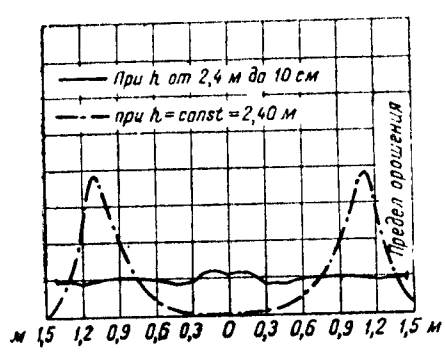



Рис. 118. Эффект орошения фильтра (при $h$ переменном и $h$ постоянном

При распределении сточной жидкости разбрызгивателями распространяется неприятный запах, который можно в значительной мере уменьшить, путем подачи на биофильтр незагнившей воды и озеленения территории очистной установки хвойными деревьями. С другой стороны, разбрызгивание сточной жидкости, кроме равномерного распределения ее по поверхности фильтра, обогащает сточную жидкость кислородом, необходимым для минерализации органических веществ.

К недостаткам разбрызгивателей следует отнести сравнительно большую стоимость их, а также засоряемость разбрызгивателей при недостаточном предварительном осветлении сточных вод перед поступлением их на биофильтры.

Всякая разбрызгивательная система состоит из дозирующего бассейна с автоматом для напуска сточной жидкости на поверхность биофильтра, распределительной сети и разбрызгивателей.

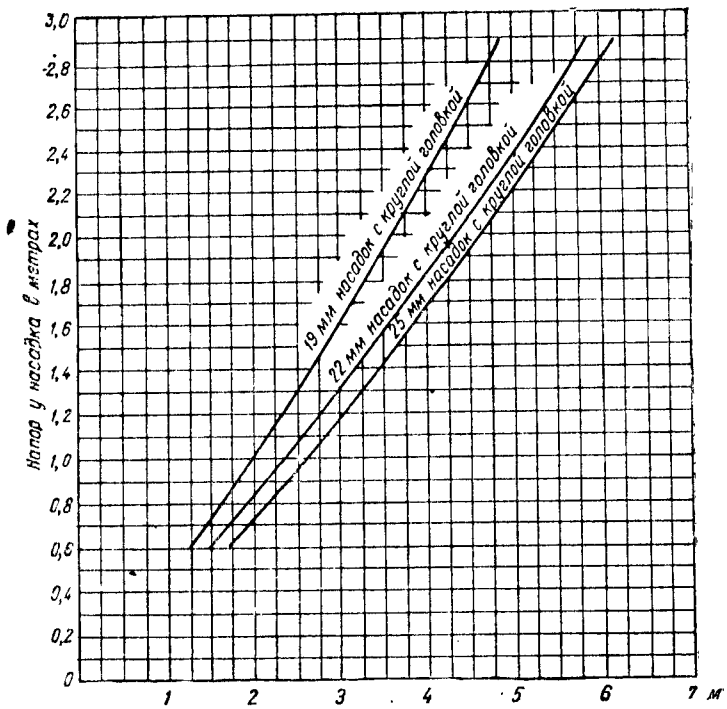



Рис. 119. Зависимость расстояния между разбрызгивателями (насадкамн) от напора

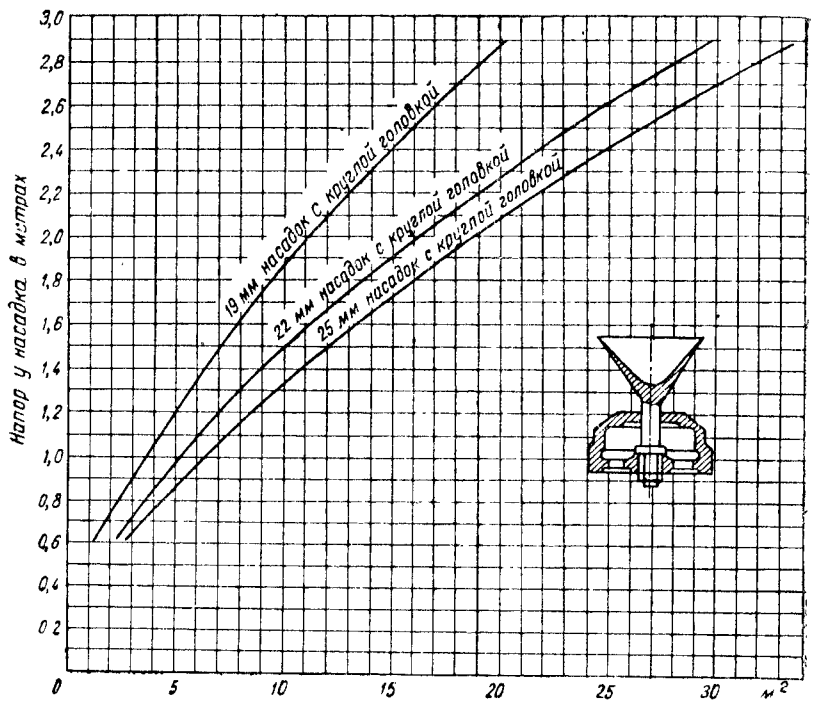



Рис. 120. Зависимость площади орошения поверхности фильтра от напора у насадок

На рис. 116 показаны разбрызгиватели, применяемые на очистных установках Москвы и Харькова.

На рис. 117 изображена диаграмма интенсивности орошения площадки фильтра разбрызгивателями, при установке их на расстоянии между ними в 3,65 м.

Диаграмма рис. 118 показывает степень равномерности орошения разбрызгивателями при различных условиях.

Из приведенных кривых видно, что для большей равномерности орошения площадки каждым разбрызгивателем с в о б о д н ы й н а п о р у н е г о д о л ж е н б ы т ь п е р е м е н н ы м. Получающаяся некоторая неравномерность распределения очищаемой жидкости в пределах площадки орошения разбрызгивателя сглаживается постепенно в теле фильтра.

Ниже приводятся данные по разбрызгивателям и по автомату дозирующего бассейна с сифонной трубкой.

На диаграмме (рис. 119) даны расстояния между разбрызгивателями в зависимости от свободного напора для различных по диаметру разбрызгивателей. Диаграмма дает зависимость $l = f(H)$ для $d = 19$ мм, $d = 22$ мм и $d = 25$ мм.

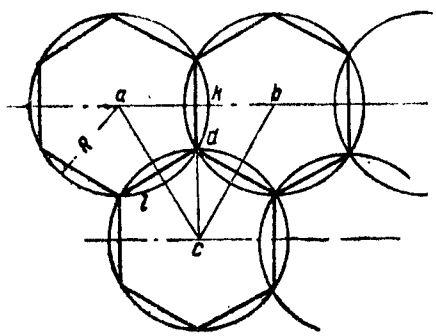


Рис. 121. Схема расположения разбрызгивателей

Наиболее желательно применять разбрызгиватели с диаметром отверстия в 19 мм. Более крупные разбрызгиватели (22 и 25 мм) дают весьма большие секундные расходы. Разбрызгиватели мелких размеров (13 и 16 мм) нежелательны из-за возможного их засорения.

На диаграмме рис. 120 дана зависимость площади орошения разбрызгивателем от свободного напора у него. Диаграмма дает эту зависимость для разбрызгивателей $d = 19$ мм, $d = 22$ мм и $d = 25$ мм.

Выбрав диаметр разбрызгивателя, задавшись по местным условиям свободным напором у него и пользуясь зависимостью $\omega = f(H)$, можно определить площадь орошения отдельным разбрызгивателем в кв. метрах.

Так как общая площадь фильтра $\Omega$ известна, то требуемое число разбрызгивателей $n = \frac{\Omega}{\omega}$.

Площадь орошения одним разбрызгивателем принимается равной площади правильного шестиугольника (рис. 121), вписанного в круг радиуса $R$, и равна:

$$\omega_{шест} = \frac{3}{2} R^2 \sqrt{3} = 2{,}6\, R^2,$$

откуда, учитывая равенство

$$\omega = 2{,}6\, R^2,$$

получим, что:

$$R = \sqrt{\frac{\omega_1}{2{,}6}} = \frac{\sqrt{\omega_1}}{1{,}61} \text{ м}.$$

Если на поверхности фильтра разместить правильные шестиугольники площадью 2,6 $R^2$, вписанные в окружность радиуса $R$, то расстояние между центрами шестиугольников на прямой будет, как это видно из рис. 121, равно 1,732 $R$, а расстояние между отдельными линиями расположения центров шестиугольников будет равно 1,5 $R$.

Действительно:

$$cl=\sqrt{R^2-0{,}25\,R^2}=R\,\sqrt{0{,}75},$$

$$ac=ab=l=2\,R\sqrt{0{,}75}=1{,}732\,R,$$

$$cK=cd+dK=R\times 0{,}5\,R=1{,}5\,R.$$

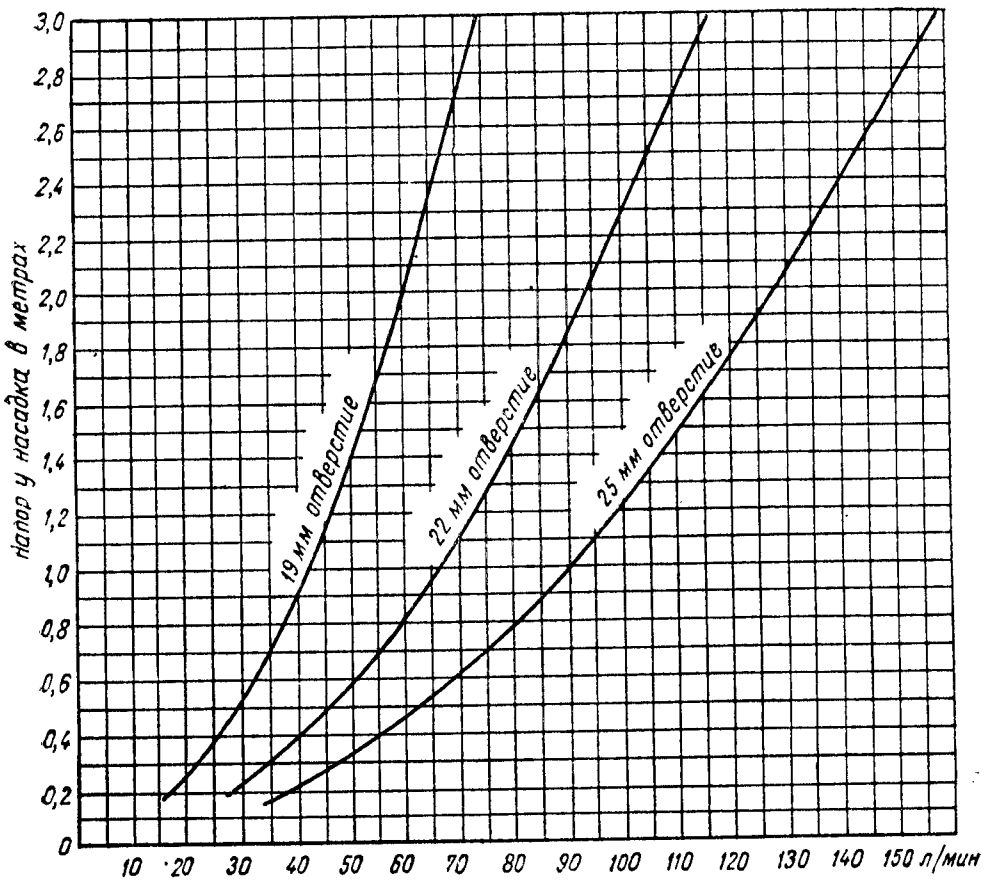



Рис. 122. Зависимость расхода из насадки от напора у насадки

Пример. Площадь фильтра 1000 м², свободный напор у разбрызгивателя $H_{св}=1{,}5$ м, $d=19$ мм. Определить число разбрызгивателей и расстояние между ними.

По диаграмме (см. рис. 120) площадь орошения одного разбрызгивателя $\omega=7$ м² (при $H_{св}=1{,}5$ м и $d=19$ мм).

Число разбрызгивателей

$$n=\frac{1000}{7}\approx 143.$$

$$R=\frac{\sqrt{\omega}}{1{,}61}=\frac{\sqrt{7{,}0}}{1{,}61}=1{,}64\text{ м}.$$

Расстояние между разбрызгивателями в ряду $l=1{,}732\ R=1{,}732\times 1{,}64=2{,}84$ м $\approx 2{,}85$ м.

Расстояние между рядами разбрызгивателей:

$$l_1=1{,}5\ R=1{,}5\times 1{,}64=2{,}46\text{ м}.$$

Если площади фильтра придать прямоугольные размеры 25 × 40 м, то число рядов разбрызгивателей будет $\frac{40}{2{,}46} = 16{,}2$, а в каждом ряду разместится $\frac{25}{2{,}85} \approx 9$ разбрызгивателей. Общее количество разбрызгивателей при 16 рядах будет 144.

Расстояние между разбрызгивателями можно определять также пользуясь диаграммами. По диаграмме рис. 120 при $\omega = 7{,}0$ м² и $d = 19$ мм — $H_{ус.т} = 1{,}5$ м.

По диаграмме рис. 119 при $H_{ус.т} = 1{,}5$ м и $d = 19$ мм, $l = 2{,}85$ м. Так как $l = 1{,}732\ R$, то $R = 1{,}64$ м, а $l_1 = 2{,}46$ м; следовательно, расстояние между разбрызгивателями в ряду $l = 2{,}85$ м, расстояние между рядами разбрызгивателей $l_1 = 2{,}46$ м.

Выбрав диаметр разбрызгивателей и установив расстояние между рядами разбрызгивателей $l_1$ и между разбрызгивателями в ряду $l$, следует перейти к расчету распределительной сети. Потеря напора в автомате (сифоне) и в сети не должна превышать 25% общего напора, т. е. потеря напора составляет не более 33% от $H_{св}$ у разбрызгивателя.

Расчет сети, определение потери напора производят на максимальный расход, имеющий место в начальный момент работы дозирующего бассейна.

По диаграмме рис. 122 при заданном $H_{св}$ и $d$ определяют расход разбрызгивателя $q$ в л/мин.

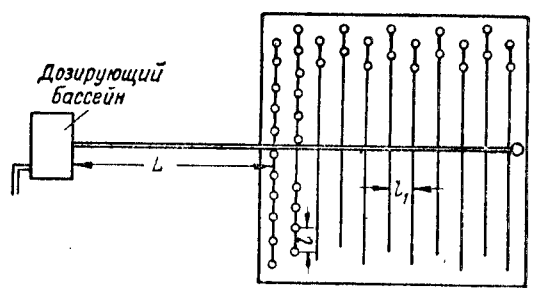


Рис. 123. Схема разводящей сети

Схема разводящей сети изображена на рис. 123. Расстояние от дозирующего бассейна до первой распределительной трубы обозначим буквой $L$, расстояние по магистрали между рядами разбрызгивателей равно $l_1$ (расстояние между распределительными трубами), расстояние между разбрызгивателями по распределительной трубе $l$.

Потерю напора определяют для наиболее удаленного разбрызгивателя. При определении потери напора исходят из скорости в главной магистральной трубе до 1 м/сек, а в разводящих трубах, на которых установлены стояки с разбрызгивателями, — из скорости до 0,75 м/сек. Потери напора будут складываться из потерь напора по длине трубопровода и потерь на местные сопротивления (потери напора в сифоне, при перемене диаметра, на повороты и пр.).

Потери напора по длине трубопровода определяют по формуле:

$$h_{w\,дл} = \frac{Q^2 l}{K^2}\ \text{м}, \tag{46}$$

где: $Q$ — расход в л/сек;
$l$ — длина трубопровода в м;
$K$ — модуль расхода в л/сек.

Этот модуль определяется по формуле:

$$K = \omega \cdot C\sqrt{R},$$

причем $C$ следует взять по формуле Павловского при $n = 0{,}013$ (для сточной жидкости).

Значения $K$ и $K^2$ для труб диаметром от 50 до 600 мм даны в табл. 34.

Местные сопротивления определяются по формуле:

$$h_{w\,м} = \xi_м \frac{v^2}{2g}, \tag{47}$$

где: $\xi_м$ — коэфициент местного сопротивления;
$v$ — скорость в трубе в м/сек.

Таблица 34

| $d$ в мм | $K$ л/сек | $K^2$ л²/сек² |
|---|---|---|
| 50 | 6,00 | 36,0 |
| 75 | 19,00 | 361,0 |
| 100 | 43,00 | $1{,}839 \times 10^3$ |
| 125 | 80,50 | $6{,}5 \times 10^3$ |
| 150 | 134,00 | $18{,}0 \times 10^3$ |
| 200 | 300,00 | $90{,}0 \times 10^3$ |
| 250 | 559,50 | $311{,}0 \times 10^3$ |
| 300 | 928,00 | $860{,}0 \times 10^3$ |
| 350 | $1{,}415 \times 10^3$ | $2{,}0 \times 10^6$ |
| 400 | $2{,}05 \times 10^3$ | $4{,}2 \times 10^6$ |
| 450 | $2{,}84 \times 10^3$ | $8{,}06 \times 10^6$ |
| 500 | $3{,}76 \times 10^3$ | $14{,}1 \times 10^6$ |
| 600 | $6{,}15 \times 10^3$ | $37{,}9 \times 10^6$ |

Обычно принимают значения коэфициентов местного сопротивления, приведенные в табл. 35 (102).

Таблица 35

| Наименование местного сопротивления | Коэфициент местного сопротивления |
|---|---|
| Сифон в дозирующем бассейне . | 4,5 |
| Колено в 90° . . . . . | 0,5 |
| Короткий конический патрубок . . | 0,1—0,2 |
| Тройник . . . . . | 1,5 |

Все данные расчета должны быть сведены в таблицу, применяемую при расчете разомкнутой сети (табл. 36).

Таблица 36

| Наименование точек | Наименование участков | Длина участка в м | Расход в л/сек | Диаметр в мм | Скорость в м/сек | Потеря напора по длине в м | Наименование местного сопротивления | Коэфициент местного сопротивления $\xi_м$ | $\frac{v^2}{2g}$ | $h_w = \xi_м \frac{v^2}{2g}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | $\Sigma h_{wд}$ | | | | $\Sigma h_{wм}$ |

Итого потери напора $h_W = A$

Однако применяемый метод расчета разомкнутой сети биофильтра не может быть признан вполне правильным, так как при этом методе не учитывают восстановление напора вдоль разводящих трубопроводов. В разводящих трубопроводах — магистральной трубе и боковых ответ-

влениях происходит движение с переменной вдоль потока массой, при этом при трубах, длина которых $l < \frac{3\alpha \cdot C^2 \cdot R}{g}$ и которые носят название «коротких труб», давление в конце трубопровода больше или равно давлению в начале трубопровода, вдоль которого происходит равномерно распределенный расход воды. Исследования по движению воды в дырчатых трубах, подтвердившие восстановление напора вдоль дырчатого трубопровода, позволяют не рассчитывать разводящую сеть в пределах фильтра, а считать напор во всех точках сети одинаковым, равным напору в начале фильтра. Таким образом, потери напора имеют место только в пределах дозирующего бачка (на сифон) и по длине трубопровода от бака до фильтра.

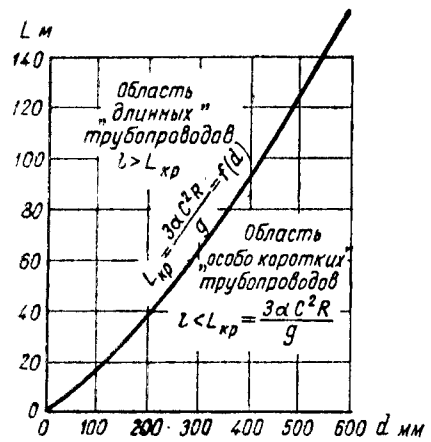



Рис. 124. График для определения $L_{кр}$

Для того, чтобы не учитывать потерь напора по длине дырчатого трубопровода, необходимо, чтобы длина трубопровода была меньше $L_{кр} = \frac{3\alpha \cdot C^2 \cdot R}{g}$. На рис. 124 изображен график для определения величины $L_{кр} = \frac{3\alpha \cdot C^2 \cdot R}{g}$ для труб диаметром от 100 до 600 мм. Если длина трубопровода $l < L_{кр} = \frac{3\alpha \cdot C^2 \cdot R}{g}$, то имеет место по длине трубопровода восстановление напора, и подсчитывать потери напора в пределах фильтра нет необходимости.

Боковые ответвления сети прокладываются из труб одного диаметра, определенного по максимальному расходу в начале ответвления.

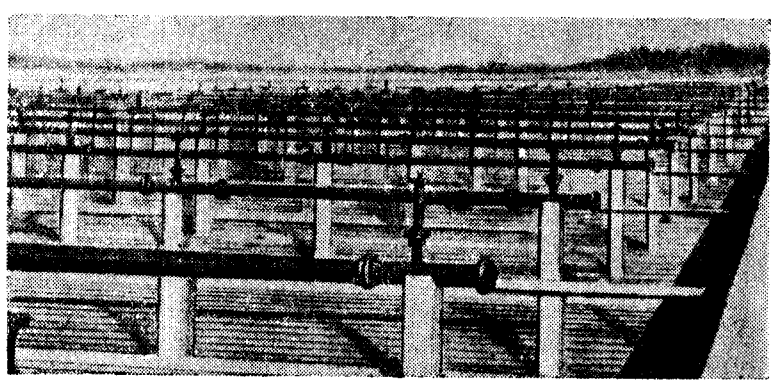


Рис. 125. Биологический фильтр перед заполнением его фильтрующим материалом

Магистральный трубопровод, прокладываемый посередине фильтра, применяют либо одного диаметра по всей длине, либо двух-трех разных диаметров, определяемых на основании принятой максимально допустимой скорости в начале каждого из участков. В последнем случае затрата металла на трубы будет меньше, но потребуется большее число различных фасонных частей.

Разница между приведенными двумя типами автоматов в том, что во втором типе отсутствует водяной затвор, что рекомендуется для диаметров разводящей трубы больше 250 мм [102].

В табл. 37 приведены все размеры для автомата с водяным затвором, а в табл. 38 — те же данные для автоматов без водяного затвора. В обеих таблицах значения для $З$ даны минимальные.

Таблица 38

| А | Б | В | Г | Д | Е | Ж | З | И | К | Л | М | Н |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Миллиметры | | | | | | | | | | | | |
| 150 | 125 | 75 | 75 | 200 | 400 | 525 | 900 | 150 | 163 | 325 | 600 | 750 |
| 200 | 125 | 75 | 75 | 250 | 400 | 625 | 1125 | 150 | 188 | 350 | 650 | 750 |
| 250 | 150 | 100 | 100 | 300 | 400 | 700 | 1200 | 200 | 225 | 375 | 700 | 750 |
| 300 | 150 | 100 | 100 | 350 | 400 | 800 | 1375 | 200 | 250 | 400 | 700 | 800 |
| 350 | 175 | 125 | 125 | 400 | 450 | 975 | 1700 | 250 | 300 | 425 | 750 | 800 |
| 400 | 200 | 150 | 150 | 400 | 600 | 1100 | 1950 | 250 | 325 | 425 | 900 | 800 |
| 450 | 225 | 150 | 150 | 450 | 600 | 1200 | 2000 | 300 | 350 | 450 | 900 | 800 |
| 500 | 250 | 175 | 175 | 500 | 600 | 1275 | 2250 | 300 | 375 | 475 | 900 | 800 |
| 600 | 275 | 200 | 200 | 600 | 750 | 1425 | 2500 | 350 | 438 | 525 | 1050 | 800 |
| 750 | 325 | 250 | 250 | 750 | 900 | 1425 | 2500 | 350 | 525 | 450 | 1200 | 800 |
| 900 | 375 | 300 | 300 | 900 | 1200 | 1425 | 2500 | 350 | 737 | 450 | 1500 | 800 |

Расход воды через разбрызгиватели не остается постоянным. Обычно при $H_{наим}$ около 0,5 м этот расход прекращается и дозирующий бассейн начинает вновь наполняться сточной жидкостью, пока уровень последней не достигнет отметки, соответствующей максимальному напору $H_{наиб}$, при котором начнется автоматически новое изливание жидкости из разбрызгивателей. Для определения расхода разбрызгивателей используем диаграмму (рис. 122), в которой дана зависимость $q = f(H)$ при принятом $d$ (диаметре разбрызгивателя в мм), где $q$ — расход одного разбрызгивателя в л/мин, $H$ — напор в м. В начале расхода сточной жидкости из разбрызгивателей напор равен $H_{наиб}$, за вычетом, примерно, 25% на потери в сети; в конце действия разбрызгивателей напор равен $H_{наим}$ за вычетом также 25% на потери.

Очевидно, для начала и конца действия разбрызгивателей (орошения фильтра) необходимо определять $q_{наиб}$ и $q_{наим}$ в зависимости от начального и конечного напора у насадки.

Расчет времени опорожнения дозирующего бассейна следует вести на средний расход, определяемый по формуле:

$$q_{ср} = \alpha \frac{q_{наиб} + q_{наим}}{2}, \qquad (48)$$

где $\alpha$ — некоторый коэфициент, учитывающий влияние изменения напора, бо́льший единицы, принимаемый равным 1,05.

Объем дозирующего бассейна определяется из расчета его заполнения в течение $t_з$ минут при среднем расходе. Величина $t_з$ принимается около 10 мин. Следовательно, объем дозирующего бассейна:

$$V = Q_{ср} \cdot 60 \cdot t_з, \qquad (49)$$

где $Q_{ср}$ — средний расход поступающих на фильтр сточных вод в м³/сек.

Время опорожнения $t_{оп}$ (в минутах) при среднем расходе определяется, исходя из следующих соображений.

Во время опорожнения дозирующего бассейна сточная жидкость продолжает в него поступать; действительный расход вытекающей из бассейна жидкости равен:

$$Q = Q_{ср} \cdot 60 \cdot t_з + Q_{ср} \cdot 60 \cdot t_{оп} = 60\, Q_{ср}(t_з + t_{оп}).$$

Расход воды из каждого разбрызгивателя за время опорожнения бассейна равен:

$$q \cdot t_{оп} = \alpha \frac{q_{наиб} + q_{наим}}{2}\, t_{оп}.$$

Число разбрызгивателей обозначим буквой $n$; составим уравнение:

$$nq\, t_{оп} = 60\, Q_{ср}(t_з + t_{оп}).$$

В полученном уравнении определяем неизвестную величину $t_{оп}$:

$$(nq - 60\, Q_{ср})\, t_{оп} = 60\, Q_{ср} \cdot t_з,$$

откуда

$$t_{оп} = \frac{60\, Q_{ср} \cdot t_з}{nq - 60\, Q_{ср}}. \qquad (50)$$

Решение задачи возможно лишь при $nq > 60\ Q_{ср}$, т. е. когда расход сточной жидкости при изливании через все разбрызгиватели (очевидно в конечный момент) больше, чем приток сточной жидкости к дозирующему бассейну.

Произведем поверку времени заполнения и опорожнения при наибольшем расходе сточной жидкости $Q_{наиб}$. Коэфициент неравномерности $K$, следовательно $Q_{наиб} = K \cdot Q_{ср}$.

Время заполнения $t'_з$:

$$t'_з = \frac{V}{Q_{наиб} \cdot 60} = \frac{Q_{ср} \cdot 60 \cdot T_з}{K \cdot Q_{ср} \cdot 60} = \frac{t_з}{K};$$

иными словами, при максимальном расходе время заполнения уменьшается обратно пропорционально коэфициенту неравномерности.

Если время опорожнения $t'_{оп}$, то расход сточной жидкости за время опорожнения

$$Q' = V + Q_{наиб} \cdot 60 \cdot t'_{оп}.$$

Расход воды из разбрызгивателей в единицу времени равен $nq$.

Общий расход при изливании через все разбрызгиватели за время $t'_{оп}$ равен $nqt'_{оп}$, откуда

$$V + Q_{наиб} \cdot 60 \cdot t'_{оп} = n \cdot q \cdot t'_{оп}$$

или

$$Q_{ср} \cdot 60 \cdot t_з + Q_{наиб} \cdot 60 \cdot t'_{оп} = nq \cdot t'_{оп}.$$

Из полученного уравнения:

$$t'_{on} = \frac{60\,Q_{ср} \cdot t_з}{nq - 60\,Q_{наиб}}.$$

Время опорожнения при наибольшем расходе сточной жидкости увеличивается по сравнению со временем опорожнения при среднем расходе.

В дальнейшем время $t = t_з + t_{on}$ будем называть периодом действия дозирующего бассейна.

Этот период при средних расходах не должен превышать 15 мин.

Дозирующему бассейну, как указано выше, придают форму опрокинутой усеченной пирамиды. Объем этой пирамиды известен, он равен:

$$V\ м^3 = 60\,Q_{ср} \cdot t_з.$$

Высота пирамиды также известна, она равна:

$$H = H_{наиб} - H_{наим}.$$

Оба основания пирамиды принимаются квадратными. Стороны квадратов могут быть определены по диаграмме рис. 128. При пользовании диаграммой для заданного объема $V$ м³ и высоты дозирующего бассейна $H$ в м, принимают сторону квадратного сечения нижнего основания пирамиды в пределах от 0,75 до 1,75 м (в зависимости от объема дозирующего бассейна); по соответствующим кривым получаются при этом значения $A$ — стороны квадрата верхнего основания пирамиды (ординаты на рис. 128).

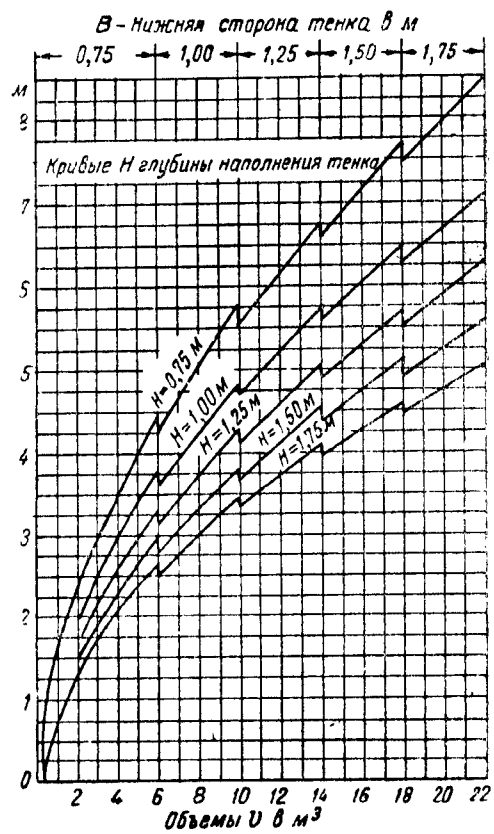



Рис. 128. Диаграмма для определения размеров дозирующего бассейна

Пример. $H = 1{,}5$ м и $V = 15$ м³. Определить стороны квадрата нижнего и верхнего оснований дозирующего бассейна.

Задаемся величиной $B = 1{,}5$ м; тогда по диаграмме рис. 128 $A = 4{,}5$ м.

Дозирующие бассейны располагаются в непосредственной близости к фильтрам или на некотором расстоянии от них в зависимости от рельефа местности. Дозирующие бассейны у фильтров должны быть устанавливаемы так, чтобы дно их возвышалось над поверхностью фильтра на определенную высоту. Поверхность земли у биофильтра должна быть обработана в виде горизонтальной площадки с отметкой, равной отметке основания фильтра. Если принять высоту фильтра $H = 2$ м, превышение разбрызгивателей над поверхностью фильтра в 0,15 м, и минимальный напор для действия разбрызгивателей в 0,5 м, то получим, что дно дозирующего бассейна должно быть на 2,65 м

выше дна фильтра. В случае подходящего рельефа местности дозирующий бассейн может быть расположен непосредственно на грунте, а не на опорах.

Дозирующий бассейна и труба, отводящая от него сточную жидкость к фильтру, должны быть отеплены во избежание промерзания в зимнее время.

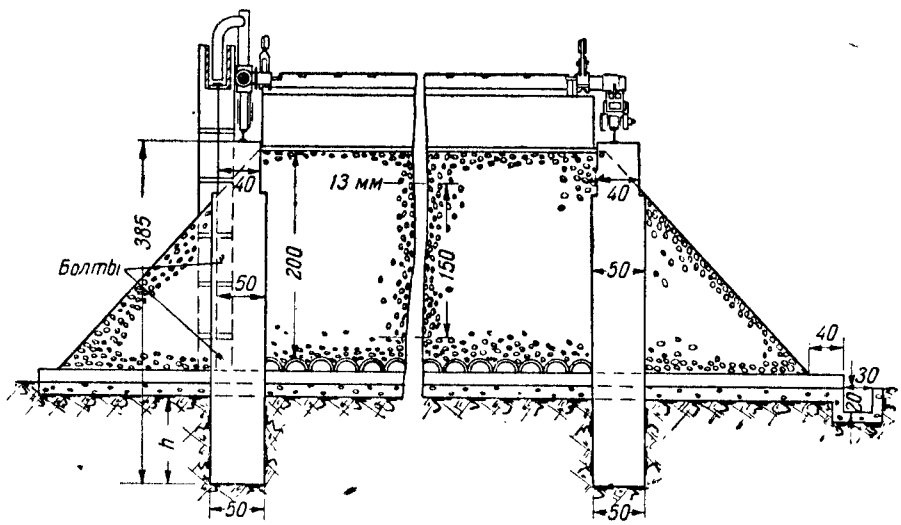



Рис. 129. Распределитель типа водоналивного колеса. Разрез по фильтру

Вокруг фильтров необходимо иметь свободную площадь шириной в 2 м.

Систем и конструкций подвижных распределителей существует много. Мы рассмотрим из них две, принятые Союзводстроем в качестве стандартов.

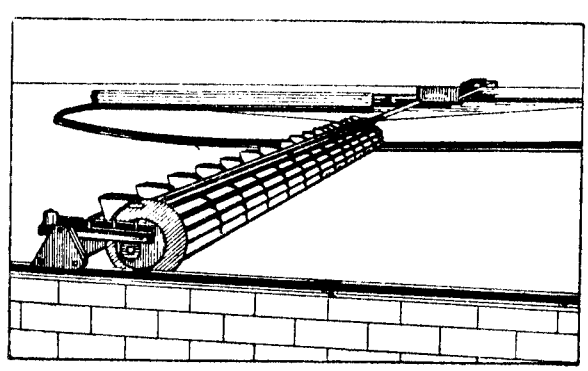


Рис. 130. Распределитель типа водоналивного колеса. Общий вид

Первая из систем подвижных распределителей — распределитель в виде наливного колеса, вращающегося вокруг горизонтальной подвижной оси (рис. 129). В прямоугольных в плане фильтрах горизонтальная ось распределителя движется вдоль фильтра, а в круглых фильтрах горизонтальная ось совершает вращательное движение вокруг оси фильтра (рис. 130). На концах оси распределителя имеются колеса, а на стенках фильтра положены рельсы. Распределитель приводится в движение сточной жидкостью, попадающей на лопасти наливного колеса. Заполнение лопасти ведет к повороту колеса и орошению поверхности фильтра. Длина наливного колеса в прямоугольных в плане фильтрах равна ширине фильтра, а в круглых — радиусу его.

Схема работы такого распределителя на прямоугольном в плане фильтре следующая: с одной стороны фильтра проходит питательный лоток со сточной жидкостью, с которым распределитель соединен сифонообразным рукавом. Рельсы, по которым движется распределитель, прокладываются с небольшим уклоном. Рабочее движение распределителя — против уклона рельсов. Дойдя до конца, распределитель ударяется о стенку фильтра и получает импульс для обратного движения. Одновременно прекращается и попадание сточной жидкости в распределитель. Обратное, нерабочее движение происходит благодаря небольшому уклону рельсов. Дойдя до второго конца фильтра, ударившись о другую стенку, распределитель получает импульс в сторону рабочего движения, причем в этот момент возобновляется питание распределителя сточной жидкостью. Потребный напор для действия распределителя не превышает 0,6—0,8 м.

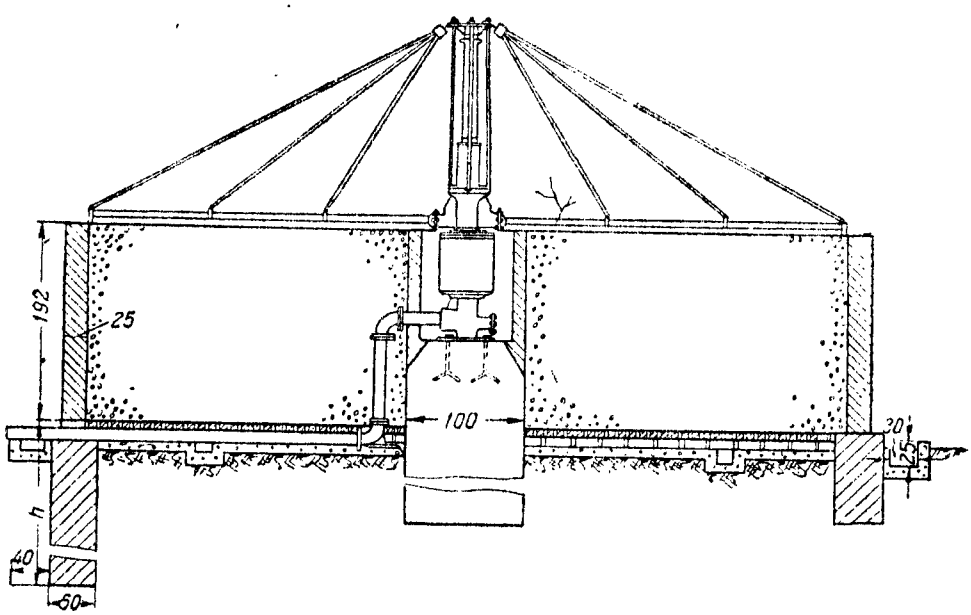



Рис. 131. Вращающийся распределитель

Кроме описанного типа распределителя этой системы, применяется часто и другой тип, в котором орошение производится при движении распределителя как в одну, так и в другую стороны; тогда рельсы, по которым движется распределитель, укладываются горизонтально.

Такие распределители установлены в СССР на ряде небольших очистных станций; в Николаеве распределитель этой системы работал в течение 30 лет, не вызывая особых затруднений в эксплоатации.

Тип распределителя, вращающегося вокруг вертикальной оси, показан на рис. 131. Распределитель состоит из приемной камеры, установленной на подпятнике, и двух или четырех горизонтальных распределительных труб, снабженных отверстиями. Для поддержания вращающихся горизонтальных труб над приемной камерой расположена вертикальная вращающаяся мачта, с которой системой тросов соединены распределительные трубы. Сточная жидкость в приемную камеру поступает по трубе, проложенной в нижней части фильтра. Диаметр круглых фильтров, орошаемых этими распределителями, достигает 40 м и более. Потребный для работы напор весьма небольшой, — в пределах 0,25—0,30 м.

В СССР вращающиеся вокруг вертикальной оси распределители установлены только на малых фильтрах.

Основные затруднения при применении вращающихся распределителей в СССР зависят от климатических условий. Работа их в мороз

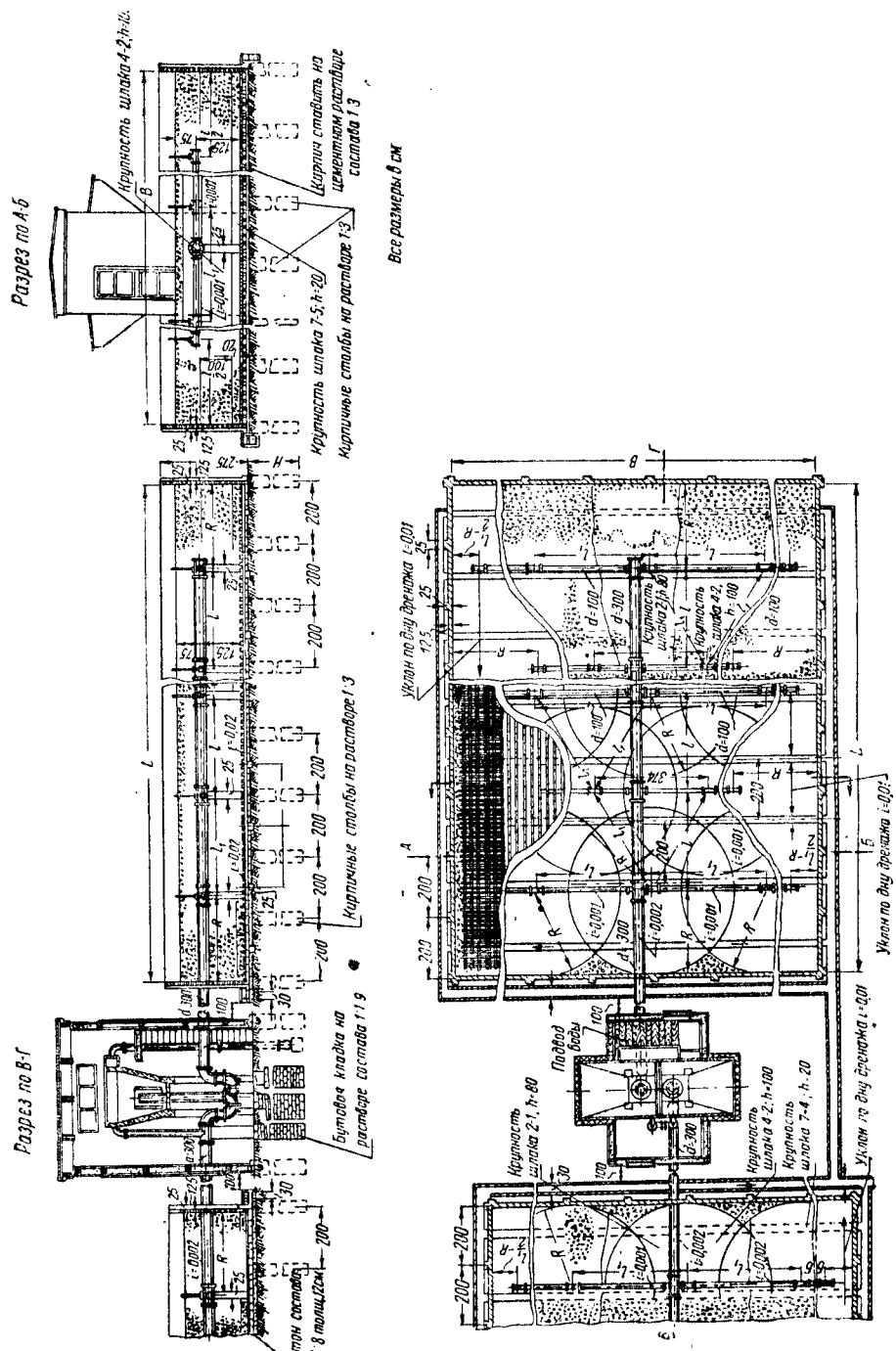
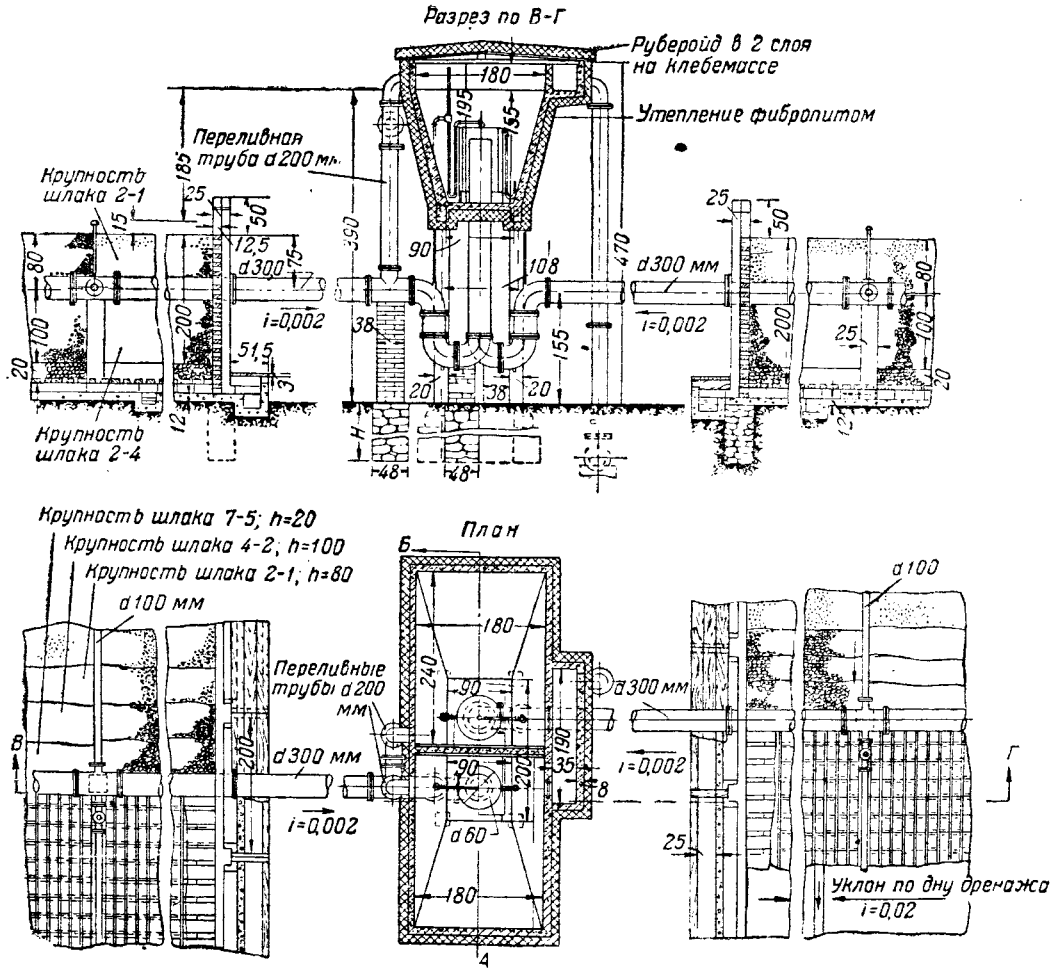



Рис. 132. Биофильтр с разбрызгивателями

и в ветер вызывает ряд ненормальностей, требующих перекрытия фильтров, в то время как большие фильтры, снабженные разбрызгивателями, изображенными на рис. 132, могут работать более или менее нормально,



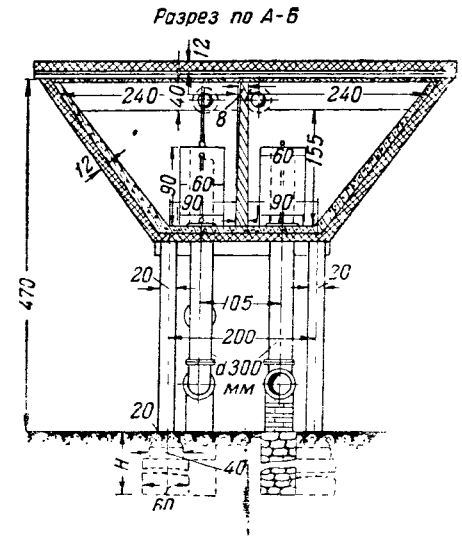




Рис. 133. Отдельно стоящий дозирующий бассейн

даже при температуре, доходящей до —30° (Москва, Харьков). Ветер, правда, несколько нарушает равномерность орошения поверхности фильтра, но не выводит всей системы из строя, как это может иметь место при вращающихся распределителях.

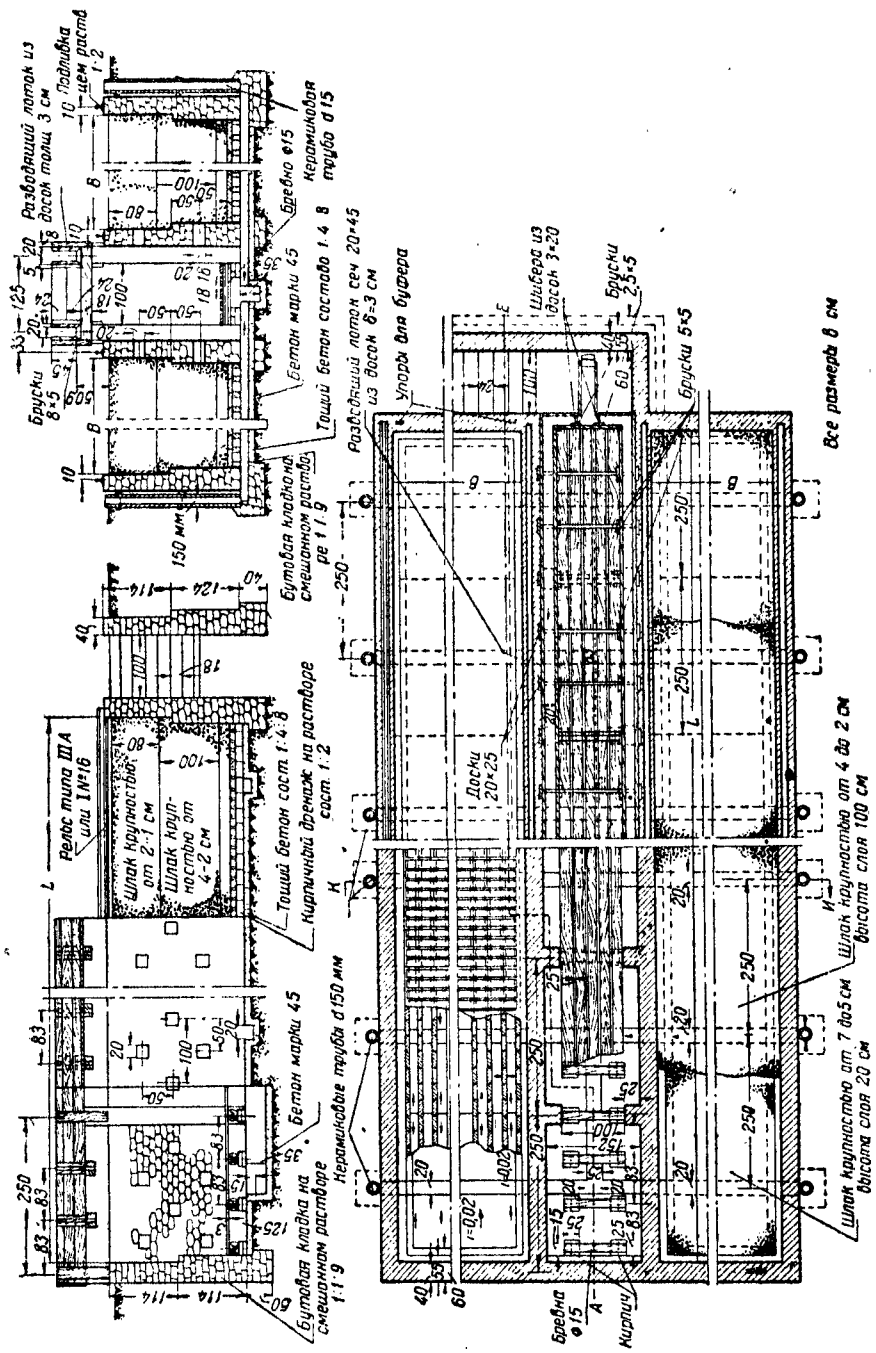



Рис. 134. Орошение биофильтра распределителем типа водоналивного колеса

При небольших установках, когда перекрытие фильтров, в целях предохранения их от замерзания, необходимо, независимо от установленной системы распределения сточных вод, при отсутствии достаточных напоров, весьма целесообразно применение вращающихся распредели-

телей, так как последние требуют напора для своей работы в 3—4 раза меньше, чем разбрызгиватели. В настоящее время в АКХ разработан новый тип вращающегося распределителя вокруг вертикальной оси, применение которого позволит устранить имевшиеся в прежних типах недостатки [11]. АКХ предполагает организовать серийное производство этих распределителей.

Биофильтр с разбрызгивателями приведен на рис. 132. В плане биофильтр прямоугольный или квадратный. Площадь фильтра может меняться в пределах от 64 до 640 м². Боковые стенки — из кирпичной ажурной кладки; высота фильтрующего слоя — 2 м. Строительная высота фильтра 2,75 м. Крупность шлака: верхний слой $h = 0{,}8$ м, $d$ в пределах 1—2 см; средний слой $h = 1$ м, $d = 2$—4 см и нижний слой $h = 0{,}2$ м; $d = 5$—7 см. Дозирующий бассейн отеплен.

На рис. 133 показаны детали дозирующего бассейна объемом 3,5 м³. Как на рис. 132, так и на рис. 133 дозирующие бассейны спарены и обслуживают два фильтра, расположенные по обе стороны бассейнов.

На рис. 134 показаны разрезы и план биофильтра с орошением водоналивным колесом. Фильтры сдвоенные, ширина каждой секции от 4 до 9 м, длина от 25 до 50 м.

## § 75. Дренажная система

Дренажная система биологического фильтра служит для отвода очищенной сточной жидкости за пределы фильтра.

Из схемы дренажных лотков, изображенных на рис. 135 в двух вариантах, видно, что эти лотки в пределах фильтра получаются короче по первому варианту; однако по этому варианту требуется обязательно устройство вдоль биофильтра длинной линии сборных лотков, что неудобно при строительстве ряда постелей фильтров без интервалов между ними. Предпочтителен с этой точки зрения второй вариант, по которому вдоль длинной стороны фильтра проложены дренажные лотки, заканчивающиеся одним сборным лотком, расположенным за пределами фильтра. При уклоне в 0,005 и максимальной длине биологического фильтра 50 м заглубление лотка получается в 0,25 м. Дренажные лотки в пределах фильтра проводят на расстоянии 2,5—3 м один от другого. Дно между лотками обрабатывается в виде двускатной поверхности к ближайшим лоткам с уклоном в 0,01—0,02.

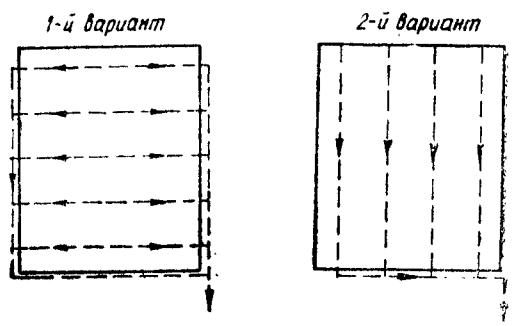



Рис. 135. Схема дренажных лотков биофильтра

Дренажным лоткам придают трапециевидное сечение, нижняя часть которого представляет часть круга диаметром в 15 см. Модуль пропускной способности лотка указанного выше сечения приведен в виде кривой $K = f(h)$ на рис. 136.

Дренаж фильтра может быть осуществлен в виде уложенных по дну фильтра дренажных черепиц или в виде уложенного на ребро кирпича, перекрытого кирпичом же, но плашмя.

Дренажная черепица изготовляется в виде каменно-керамических или бетонных полутруб диаметром до 20 см и длиной до 60 см (рис. 137). По двум образующим полутрубы устроены вырезы для пропуска дренирующейся воды. Кирпичный дренаж устраивают из клинкерного кирпича нормального сортамента, укладываемого на растворе (рис. 138).

Для дренажа могут быть использованы и специально изготовленные железобетонные дырчатые плиты. На рис. 139 изображен плиточный дренаж из железобетонных плит размерами 1 × 0,5 м, уложенных на кирпичных стенках.

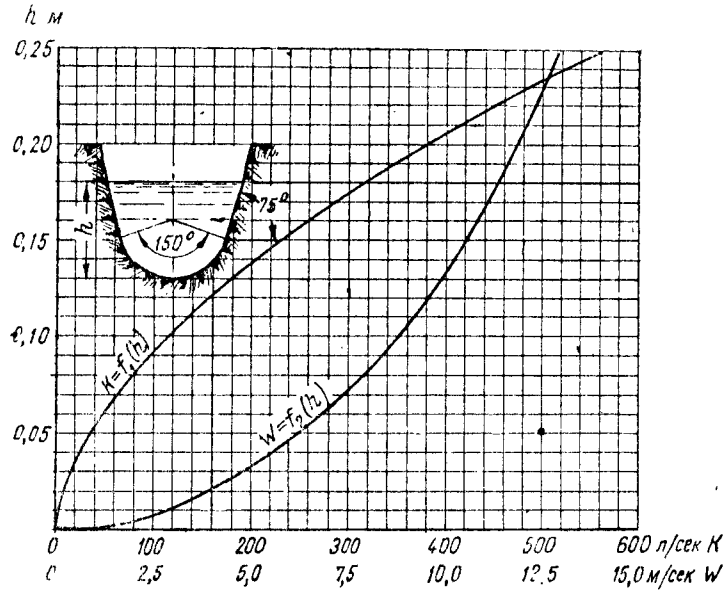



Рис. 136. Диаграмма для расчета дренажа биофильтра

При определении расчетного количества воды, поступающей в дренажную сеть, необходимо учесть коэфициент неравномерности орошения поверхности фильтра; этот коэфициент определяется по формуле:

$$K = \frac{q_{наиб}}{q_{ср}} \cdot \frac{t_з + t_{оп}}{t_{оп}}, \qquad (51)$$

где: $q_{наиб}$ и $q_{ср}$ — наибольший и средний расход разбрызгивателя;

$t_з$ и $t_{оп}$ — время заполнения и опорожнения дозирующего бассейна.

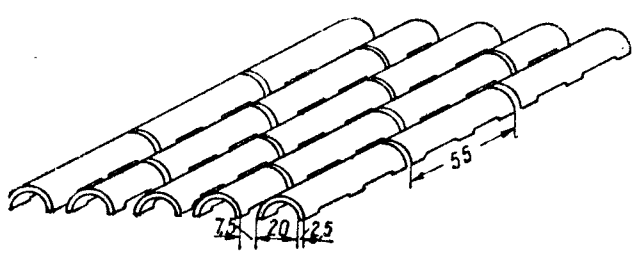



Рис. 137. Дренажная полутрубчатая черепица

Отношение $q_{наиб}$ к $q_{ср}$ в среднем равно 1,2.

Отношение $t_з + t_{оп}$ к $t_{оп}$ колеблется в пределах от 3 до 10; в среднем оно близко к 5.

Общий коэфициент неравномерности орошения поверхности фильтра равен:

$$K = 1{,}20 \times 5 = 6{,}0.$$

Благодаря фильтрации и прохождению через дренажный слой, коэфициент неравномерности попадания стока в дренажные лотки зна-

чительно уменьшается. Учитывая емкость дренажных лотков, достаточно рассчитывать их на тройной средний расход сточных вод, поступающих на очистную станцию и соответственно отнесенных к площади фильтров.

При расчете сборных лотков, обслуживающих ряд фильтров, коэфициент неравномерности должен быть уменьшен еще в большей степени и доведен до 2—1,5 при расчете на средний расход сточных вод.

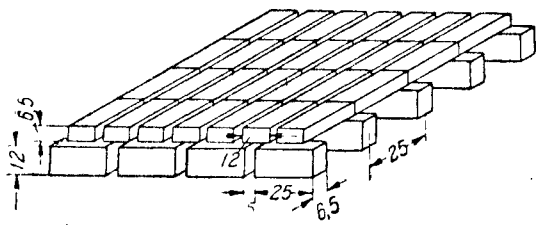



Рис. 138. Кирпичный дренаж

К сожалению, опытных данных о действительных коэфициентах неравномерности расходов в дренажных и сборных лотках биофильтров еще не имеется. Рекомендуемые коэфициенты 3—1,5 подлежат уточнению в дальнейшем и могут быть приняты как временные.

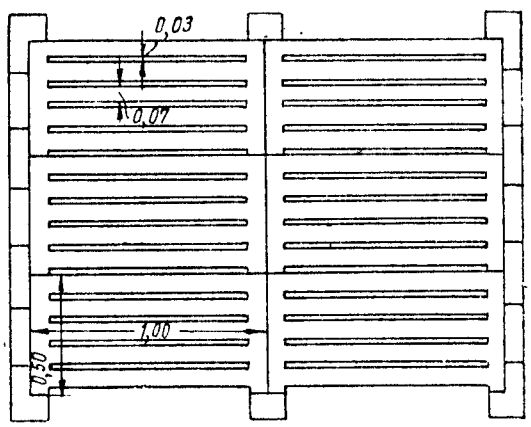



Рис. 139. Плиточный дренаж

## § 76. Вентиляция фильтра

Правильная вентиляция биологического фильтра является основным условием нормальной его работы.

Происходящий внутри фильтра аэробный процесс минерализации органических веществ требует кислорода воздуха. Последний поступает в тело фильтра с верхней поверхности его вместе со сточной жидкостью. Однако количество этого свежего воздуха недостаточно для того, чтобы снабдить кислородом нижерасположенные слои фильтрующего материала, что в значительной степени лимитирует высоту фильтров.

Как указано выше, боковые стены фильтра (бутовая кладка с пустошовкой, ажурная кирпичная кладка) способствуют попаданию свежего воздуха, но это влияние распространяется на сравнительно небольшое расстояние от стены (2—2,5 м) и для больших фильтров практического значения почти не имеет. В связи с этим возникает

вопрос об искусственной подаче воздуха в нижние слои фильтрующего материала, что может быть достигнуто установкой шахт в начальных точках дренажных лотков; верх этих шахт выходит выше поверхности фильтра. Текущая по дренажным лоткам очищенная сточная жидкость способствует некоторой тяге свежего воздуха; иногда на этих шахтах устанавливают еще и дефлекторы, которые, однако, ненадежны в работе.

Поступлению свежего воздуха через шахты способствует более высокая температура внутри фильтра в зимнее время, в летнее же время температура воздуха над фильтрами часто бывает выше, чем внутри фильтра и тогда такая вентиляция становится ненадежной в работе; поэтому на нее не следует возлагать больших надежд.

## § 77. Ступенные биологические фильтры

Один и тот же объем фильтрующего материала при всех прочих равных условиях дает лучшие результаты очистки, если последнюю проводить не полностью на одном фильтре, а разделить фильтрующий материал на ряд фильтров, через которые последовательно проходит очищаемая сточная жидкость. Чем больше будет последовательных ступеней фильтров, тем лучше окажутся результаты очистки. Однако

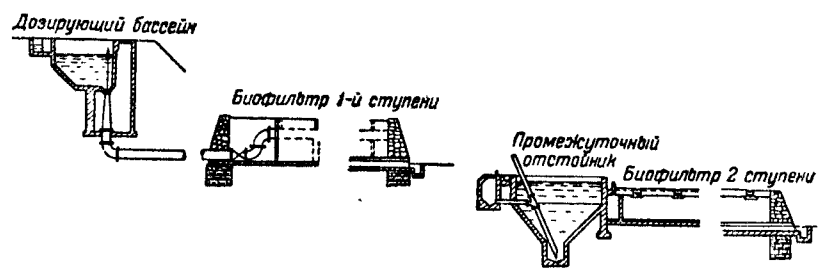



Рис. 140. Схема двухступенных бнофильтров

увеличение ступеней фильтров ведет к увеличению капиталовложений и к большим эксплоатационным затратам. В силу этого, число ступеней ограничивают и редко принимают их больше двух.

Наличие нескольких ступеней фильтров способствует развитию в каждой ступени той микробиальной жизни, которая соответствует оптимуму не всей очистки в целом, а лишь определенному этапу ее. Эффекту очистки на многоступенных фильтрах благоприятствует и лучшее использование кислорода воздуха при многократном распределении сточной жидкости.

Полной очистки на биологических фильтрах получить невозможно. Эффект очистки на лучших установках с одноступенными фильтрами составляет около 80—85% по уменьшению количества бактерий, 70—75% по уменьшению окисляемости и 75—80% по уменьшению аммонийного азота в истоке фильтра по сравнению с сырой сточной жидкостью, поступающей на очистную установку. На двухступенных фильтрах возможен больший эффект очистки.

На основании опыта Харьковской очистной установки, при проектировании двухступенных фильтров, на фильтры первой ступени дают $^2/_3$ фильтрующего материала, а на фильтры второй ступени — $^1/_3$ его. Такое распределение материала объясняется более сложной работой, приходящейся на долю фильтров первой ступени, задерживающих и минерализующих наиболее грубые органические вещества.

Так как на фильтры второй ступени сточная жидкость поступает в значительной степени очищенной и освобожденной от взвешенных частиц, то фильтры второй ступени устраивают из более мелких фильт-

рующих материалов. Последнее обстоятельство требует несколько уменьшить их высоту, что в бо́льшей степени обеспечивает снабжение кислородом всей толщи фильтра.

При наличии двухступенных фильтров высоту первой ступени принимают в пределах 1,8—2 м, высоту второй ступени — 1,4—1,6 м. Что касается размеров частиц фильтрующего материала, то рекомендуется принимать загрузку, согласно указаниям, приведенным в табл. 39.

Таблица 39

| Слои загрузки | Крупность загрузки в мм | |
|---|---|---|
| | фильтры первой ступени | фильтры второй ступени |
| Первый слой снизу . . . . . | 70 | 50 |
| Второй „ „ . . . . . | 40 | 20 |
| Третий „ „ . . . . . | 20 | 10 |

При устройстве двухступенных фильтров (рис. 140) сточная жидкость, отводимая из фильтров первой ступени, до направления ее на фильтры второй ступени обязательно должна осветляться в промежуточном отстойном бассейне.

## § 78. Созревание фильтра и его нормальная работа

Очистка сточных вод на биологическом фильтре идет нормально только тогда, когда поверхность фильтрующего материала покроется бактериальной пленкой, адсорбирующей загрязнения и кислород воздуха. Впредь до нарастания пленки (созревания), фильтр работает неудовлетворительно. Поэтому до созревания фильтра не следует нагружать его сразу расчетной нормой, а лучше постепенно увеличивать нагрузку, что ведет хотя и к более медленному созреванию фильтра, но обеспечивает лучший эффект очистки в период созревания. Время созревания в значительной степени зависит от времени года; летом оно короче.

М. М. Калабина [47] так определяет понятие «созревший фильтр»: «Созревшим называют такой фильтр, который может окислить то количество способных и окислению органических веществ сточной жидкости, которое дается ему при данной нагрузке, или, другими словами, каждая нагрузка требует своего созревания. Это количество органических веществ не может быть бесконечно большим, а имеет предел, определяемый количеством организмов и способностью их перерабатывать органические вещества сточной воды».

Под влиянием постоянно происходящего процесса минерализации органических веществ в толще биологического фильтра, бактериальная пленка, состоящая преимущественно из растительных форм зооглейных скоплений бактерий, нитчатых бактерий, грибов, видоизменяется, нарастает, частично разрушается и выносится вместе с очищаемыми сточными водами и может с течением времени значительно (вдвое) уменьшить объем пор фильтра.

Уменьшение объема пор фильтра ведет к уменьшению допустимой нагрузки на фильтр, к значительному ухудшению питания фильтра воздухом, а следовательно, и к ухудшению эффекта очистки. Фильтр приходится выключать из работы. Во время перерыва нагрузки биологический процесс протекает весьма интенсивно, температура внутри фильтра

повышается и в течение относительно короткого времени объем пор фильтра может быть восстановлен.

В фильтрах, не выключенных своевременно из работы, загрязнение может оказаться весьма значительным. В этом случае фильтр должен быть разобран и весь фильтрующий материал промыт, с добавлением к нему нового количества материала до 25—30% от объема промываемого фильтра.

### § 79. Перекрытие биологических фильтров

В связи с понижением температуры воздуха в зимнее время, возникает вопрос о необходимости утепления биологических фильтров с целью не только предохранения их от обмерзания, но, главным образом, для поддержания в фильтрах определенной температуры, при которой процесс очистки идет нормально.

Необходимость утепления фильтров зависит от климатических условий и размеров очистной установки. Опыт более или менее нормальной работы в зимнее время биологических фильтров в Москве и Харькове без утепления говорит о том, что биологические фильтры, очищающие большое количество сточных вод, даже при кратковременных морозах в 30° могут быть не утепляемы. Небольшие фильтры для отдельных усадеб, казарм, воинских частей, больниц, небольших промышленных предприятий и пр., работающие в условиях не только всей Европейской части РСФСР, но и Украины, должны быть утеплены. Такие биологические фильтры необходимо устраивать в зданиях, иногда требующих отопления.

Здания и перекрытия в большинстве случаев деревянные. Стены здания могут быть каменные или кирпичные. Особое внимание должно быть обращено на вентиляцию, на свободный доступ к фильтрам необходимого им воздуха. Чтобы поддерживать в теле фильтра тепло, не рекомендуется разделять отдельные постели фильтров проходами и проездами, а лучше устраивать сплошной массив фильтров. Ухудшение вентиляции фильтров с боковых стен при этом практического значения не имеет.

### § 80. Вторичные отстойники

Разрушающаяся бактериальная пленка, выносимая вместе со сточной жидкостью из биологических фильтров в виде хлопьевидного водянистого осадка (ила) должна быть удержана. Для этой цели за биологическим фильтром, а при двухступенных фильтрах между первой и второй ступенями устраивают вторичный отстойник.

К отстойникам после биофильтров предъявляются требования, несколько отличные от требований к первичным отстойникам.

Эти требования следующие:

а) время протекания при максимальном расходе — 30 мин;

б) расчетная глубина собственно отстойной части горизонтального отстойника от поверхности воды — не более 1 м;

в) свободный напор для выпуска осадка — не менее 1,2 м при диаметре илоотводящей трубы 200 мм;

г) количество выпадающего или с влажностью 98% принимают 0,2 л/сутки на человека.

Выбор типа отстойника зависит от местных условий.

### § 81. Описание установок с биологическими фильтрами

Очистная установка Харьковской канализации, где применены биологические фильтры, является по своему масштабу наиболее крупной в СССР. Биологические фильтры — двухступенные с промежуточными

отстойниками между первой и второй ступенями [101]. Перед поступлением на биологические фильтры сточные воды подвергаются предварительному осветлению в отстойных бассейнах. На первых ступенях сточные воды распределяются: а) при посредстве мелкозернистого верхнего слоя и б) неподвижными разбрызгивателями. Вторые ступени фильтров построены исключительно с распределением при посредстве мелкозернистого верхнего слоя. Для загрузки применен котельный шлак — грохоченный и сортированный. Вторичные отстойники после первой ступени фильтров рассчитаны на часовое отстаивание.

Фильтры первой ступени с распределенным мелкозернистым слоем требуют тщательного ухода за собой. Оставшиеся в сточной жидкости, после прохождения ее через отстойники, мелкие взвешенные и коллоидальные вещества задерживаются при фильтрации на поверхности мелкозернистого слоя. При увеличении толщины пленки производительность фильтра падает вследствие уменьшения объема пор и затруднительности поступления сточной жидкости и воздуха в тело фильтра. При значительном уменьшении производительности фильтра, он выключается из работы.

Высохшая пленка удаляется с поверхности фильтра при помощи металлических скребков. После этого верхний слой фильтрующего материала подвергается перештыковке при помощи вил и в таком виде оставляется для обветривания и «отдыха» в течение нескольких дней. «Отдохнувшая» постель фильтра включается вновь в эксплоатацию после разравнивания верхнего перештыкованного слоя. При этом отмечается, что чем «старше» фильтр (возраст считается от начала загрузки постели), тем чаще он требует отдыха вследствие остаточного накопления заилений в фильтре после каждой из очисток.

В среднем, периоды отдыха таких фильтров составляют около 33% его рабочего времени. По истечении 10—12 лет, как показал опыт харьковской установки, фильтры с распределенным мелкозернистым слоем требуют перегрузки всего фильтрующего материала.

Эффект действия первой ступени выражается в увеличении прозрачности фильтрата до 4—6 см, уменьшении окисляемости на 35—45%, уменьшении содержания $NH_3$ до 90—100 мг/л; количество $N_2O_5$ достигает 30—80 мг/л. Длительное понижение температуры зимой значительно ухудшает эффект очистки.

Характеризуя работу фильтров с разбрызгивателями, необходимо отметить прежде всего большую простоту ухода за ними и дешевизну их эксплоатации. Чистка постелей этих фильтров ограничивается перештыковкой (весной и осенью) верхнего слоя с коротким отдыхом после перештыковки, что вызывает перерыв в работе отдельных фильтров на 10—15 дней в году. Самое обслуживание фильтров во время работы ограничивается удалением засорений из разбрызгивателей (червей, кусочков шлака и пр.), что выполняется одним дежурным рабочим у фильтров.

Степень очистки сточных вод на первой ступени фильтров с разбрызгивателями характеризуется высоким процентом (среднее 46,2%) понижения окисляемости, высоким содержанием $N_2O_5$ (среднее 86,0 мг/л) и малым содержанием $NH_3$ (среднее 72,3 мг/л).

К достоинствам фильтров с разбрызгивателями надо отнести еще стойкость их действия и небольшое понижение эффекта очистки в длительные зимние морозы. Фильтры с этой системой распределения воды могут работать, как видно из харьковского опыта, значительно более долгий срок, чем фильтры с поверхностным распределением по мелкозернистой загрузке без перегрузки фильтрующего материала.

К недостаткам этой системы надо отнести появление запаха при разбрызгивании сточных вод, распространяющегося на расстояние до

200—300 м от фильтра; чем менее загнившей поступает сточная жидкость, тем меньше распространяет она запаха при разбрызгиваний.

Во вторых ступенях всех фильтров сточные воды распределяются мелкозернистым слоем. Это объясняется большей приспособленностью этой системы распределения для целей окончательной очистки стоков, прошедших уже первую ступень фильтров.

Среднегодовые данные показывают, что прошедшие через фильтры сточные воды бесцветны или едва окрашены, имеют высокую прозрачность (выше 20 см), лишены всякого запаха; понижение окисляемости в них доходит до 64,1%; содержание азота аммонийных солей колеблется от 5 до 63 мг/л. Очищенные сточные воды содержат значительное количество растворенного кислорода, приближающееся временами к полному насыщению.

Нагрузка на фильтры давалась в 0,4 м³/сутки сточных вод на 1 м³ фильтрующего материала при распределении сточных вод на фильтрах первой ступени по мелкозернистому слою и в 0,5 м³/сутки на 1 м³ фильтра при разбрызгивателях.

Результаты работы одноступенных и двухступенных фильтров дают возможность сделать следующий вывод. При одном и том же объеме загрузочного материала в фильтрах в одну ступень и в фильтрах в две ступени, двухступенные фильтры дают более высокий и более ровный эффект очистки.

## § 82. Аэрофильтры

В 1916—1917 годах проф. С. Н. Строганов, при ближайшем участии химика Н. А. Базякиной и инж. И. Г. Поварнина, разработал конструкцию продуваемого биологического фильтра, названного аэрофильтром. По существу в биофильтре и аэрофильтре происходят одни и те же процессы биологической очистки.

В аэрофильтре, как и в биофильтре, биологическая пленка неподвижна: она обволакивает зерна фильтрующего материала. Недостающий для проведения интенсивного процесса очистки кислород подается снизу путем продувки фильтра воздухом. Обилие кислорода в теле фильтра, благодаря продувке воздуха, дает возможность резко повысить окислительную мощность фильтрующего материала.

Обеспеченность фильтра по всей толще его необходимым кислородом дает возможность увеличить высоту фильтра вдвое. Нормальная высота аэрофильтра принимается в 4 м.

По данным московской канализации, окислительная мощность аэрофильтра значительно выше мощности биофильтров; в зимнее время она составляет до 600 г $O_2$, т. е. в 3—4 раза больше, чем биофильтра. Все это позволяет увеличить нагрузку на 1 м² площади аэрофильтра до восьми раз.

Если на обычный биофильтр, высотой в 2 м, подается на 1 м² площади фильтра от 1 до 2 м³ сточной жидкости (из расчета от 0,5 до 1,0 м³ сточной жидкости на 1 м³ фильтрующего материала, в зависимости от концентрации сточной жидкости и методов ее предварительной обработки), то на 1 м² площади аэрофильтра нагрузка достигает до 16 м³ в сутки. Аэрофильтры проверены в длительной работе только в условиях предварительной очистки сточных вод в аэрокоагуляторах и приведенные нагрузки могут быть рекомендованы только для этих условий. Однако применение фильтров высотой в 4 м не всегда возможно по местным условиям; применение же перекачки удорожает стоимость устройства и эксплоатации.

Продувка аэрофильтра воздухом несколько изменяет конструкцию его по сравнению с биофильтром. Тело аэрофильтра должно быть

ограждено со всех сторон непроницаемыми стенами, чтобы продуваемый воздух не выходил через боковые стены аэрофильтра, минуя слои фильтрующего материала.

Дно аэрофильтра должно быть устроено так, чтобы навстречу очищаемой воде мог равномерно, по всей площади аэрофильтра подаваться воздух. Это требование приводит к необходимости снабжать аэрофильтр двойным дном (рис. 141). Воздух в аэрофильтр подается под давлением в 50—100 мм вод. ст. Количество потребного воздуха определяется в 20—24 м³ воздуха в сутки на 1 м³ загрузки, или 5—6 объемов воздуха на 1 объем сточной жидкости, очищаемой на аэрофильтре.

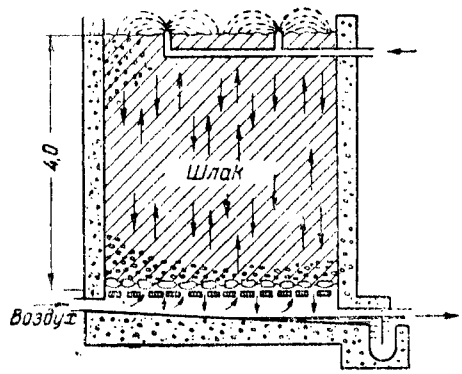


Рис. 141. Схематический чертеж аэрофильтра

На отводном лотке для дренируемой очищенной сточной жидкости необходимо устройство водяного затвора высотой 30 см во избежание выхода по лотку нагнетаемого в фильтр воздуха. В остальном аэрофильтры ничем не отличаются от обыкновенных биологических фильтров.

На рис. 142 изображен аэрофильтр очистной установки в Кожухове (Москва). На рис. 143 показан тот же фильтр в разрезе, где видна распределительная сеть труб. Магистральная труба поддерживается


Рис. 142. Аэрофильтры на Кожуховской станции аэрации

двутавровыми балками. Над телом фильтра расположены дозирующие бассейны.

На основании данных работы аэрофильтров Кожуховской станции аэрации за 10 лет (с 1930 по 1940 гг.) [49] можно сделать следующие выводы:

1. Аэрофильтры обнаружили большое постоянство в эффекте очистки при малой затрате труда обслуживающего персонала и незначительном расходе электроэнергии.

2. Созревание фильтров быстрее проходит при орошении их неочищенной предварительно сточной жидкостью, при бо́льшей нагрузке их и при пуске аэрофильтров в теплое время года.

3. Подача сточной жидкости на аэрофильтры в летнее время доходила до 4,8 объема фильтра в сутки, а в зимнее — около 4.

4. Производственная мощность аэрофильтров в интервале температуры сточной жидкости от 11 до 20° может быть выражена зависимостью:

$$m = a + 20t, \tag{52}$$

где: $m$ — производственная мощность 1 м³ шлака в г $БПК_5$ при температуре $t°$;

$t$ — температура сточной жидкости;

$a$ — постоянная при данном качестве очищенной жидкости $БПК_5$ в г.

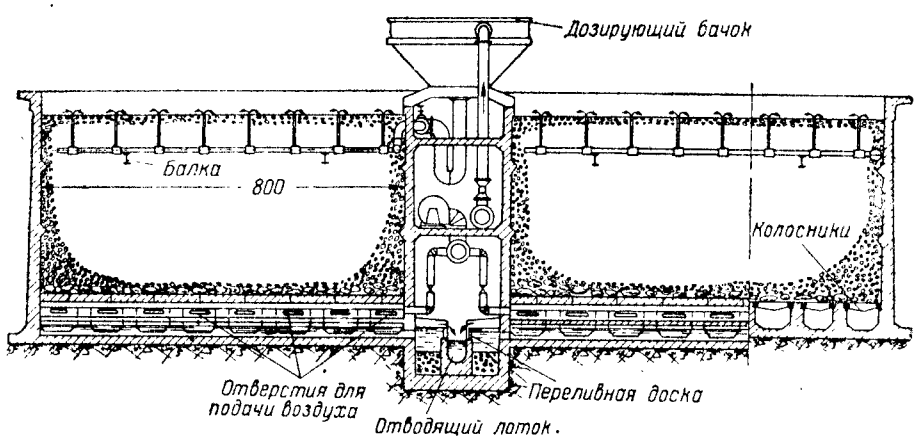



Рис. 143. Аэрофильтр на Кожуховской станции аэрации. Разрез

Для жидкости, не загнивающей в течение 20 суток, $a$=225; при более низком качестве очищенной жидкости значение $a$ около 275—300.

5. Содержание шлака крупностью меньше 10 мм не должно превышать 5%. Оптимальные размеры шлака 25 мм.

6. Котельный шлак надлежащего качества более пригоден для загрузки фильтров, чем доменный.

7. Заиление шлака вызывается не столько механическим процессом забивания верхнего слоя шлака активным илом, жиром и другими твердыми веществами, выносимыми из вторичных отстойников, сколько биологическим процессом развития и накопления в верхнем слое шлака плесеней, грибов, личинок психоды и пр.

Большое содержание ила наблюдается только в верхнем слое фильтра. Перештыковку верхней поверхности фильтра необходимо производить, как только в отдельных местах начинают образовываться застои.

### § 83. Высоконагружаемые биологические фильтры

Идея С. Н. Строганова об интенсификации работы биофильтров путем увеличения нагрузки была положена в основу разработки теории и конструкции аэрофильтров. Эта же идея в настоящее время привела

к созданию так называемых высоконагружаемых биофильтров.

Вместо обычной нагрузки в пределах от 1 до 2 м³ в сутки на 1 м² площади фильтра повышенная нагрузка должна составлять не менее 10—12 кубометров сточной жидкости на 1 м² площади фильтра. Такая повышенная нагрузка на биофильтр коренным образом изменяет процесс очистки сточной жидкости в теле фильтра. На обычных биофильтрах процесс сводится к удержанию из сточной жидкости, при прохождении ее через тело фильтра, загрязнений, главным образом путем адсорбции, и минерализации в теле фильтра удержанных органических загрязнений.

На высоконагружаемых биофильтрах процесс очистки, в основном, ограничивается только первым этапом — адсорбированием загрязнений сточной жидкости бактериальной пленкой, создающейся на поверхности фильтрующего материала. Повышенная нагрузка на биофильтры приводит к большим скоростям движения сточной жидкости в теле фильтра и к выносу не успевающей созреть и переработать адсорбированные загрязнения биологической пленки.

Вынос из высоконагружаемых биофильтров представляет «сырой» органический осадок, собранный в хлопья, населенные бактериями.

Сточная жидкость, после прохождения высоконагружаемого биофильтра, должна быть направлена обязательно во вторичный отстойник для освобождения от хлопьев ила. Учитывая, что хлопья ила обладают значительной адсорбирующей способностью и что в сточных водах после биофильтров имеются еще загрязнения и растворенный кислород, вынесенный из биофильтра, желательно увеличить время прохождения сточной жидкости через вторичный отстойник, довести его до двух часов, что приводит к лучшему качеству осветленной воды, к уменьшению выноса и БПК.

Хлопья ила, оседающие во вторичном отстойнике, после высоконагружаемых биофильтров требуют для их переработки сооружения метантенков или направления ила в септическую камеру двухъярусных бассейнов.

Очищенная на высоконагружаемых биофильтрах сточная жидкость почти не содержит нитратов и по своему качеству уступает сточной жидкости, прошедшей обычные биофильтры. Высоконагружаемые фильтры могут быть применены в первую очередь в условиях, когда не требуется полной биологической очистки сточных вод.

На некоторых установках с высоконагружаемыми биофильтрами применяют рециркуляцию, т. е. возврат части прошедшей через биофильтр сточной жидкости для вторичного прохождения ее совместно с вновь поступающей неочищенной сточной жидкостью через биофильтр. Рециркуляция имеет целью понизить концентрацию неочищенных сточных вод, направляемых на биофильтры, и повысить скорость прохождения сточной жидкости через фильтр, что способствует скорейшему выносу биологической пленки из тела фильтра. Однако рециркуляция требует подъема прошедшей через биофильтр сточной жидкости для подачи ее вновь на фильтр. Этот подъем связан с затратой энергии, средств и может быть оправдан только при увеличении эффективности работы фильтра в смысле увеличения отдачи им кислорода.

Изучением процесса работы высоконагружаемых биофильтров как в лабораторных условиях, так и на действующей установке в последние годы занимались в Академии коммунального хозяйства имени К. Д. Памфилова проф. Н. А. Базякина [8] и канд. техн. наук В. В. Безенов [11].

В. В. Безенов установил зависимость между количеством загрязнений, вносимых сточной жидкостью на 1 м² поверхности высоконагружаемого биофильтра в сутки, выраженное в $БПК_5$ ($M_{вн}$), и

соответствующим каждому значению $_{в}M^{н}$ количеством загрязнений, удаляемым из сточной жидкости при ее очистке на данном фильтре. Это количество ($M_{уд}$) также выражено в $БПК_5$ ($БПК_5$ в г/м²).

Если на высоконагружаемый фильтр сточная жидкость подается с $БПК_{5\,нач}$, а уходит после прохождения фильтра и вторичного отстойника с $БПК_{5\,кон}$, при суточном слое нагрузки на биофильтр $h$ м (это все равно, что $Q$ м³/м² сутки), то $M_{вн} = БПК_{5\,нач}\ h$, а $M_{уд} = M_{вн} - БПК_{5\,кон} \times h = h(БПК_{5\,нач} - БПК_{5\,кон})$.

Указанная зависимость $M_{уд} = f\ (M_{вн})$ может быть написана в виде уравнения:

$$M_{уд} = (M_{вн} - a)\,\mathrm{tg}\,\alpha, \qquad (53)$$

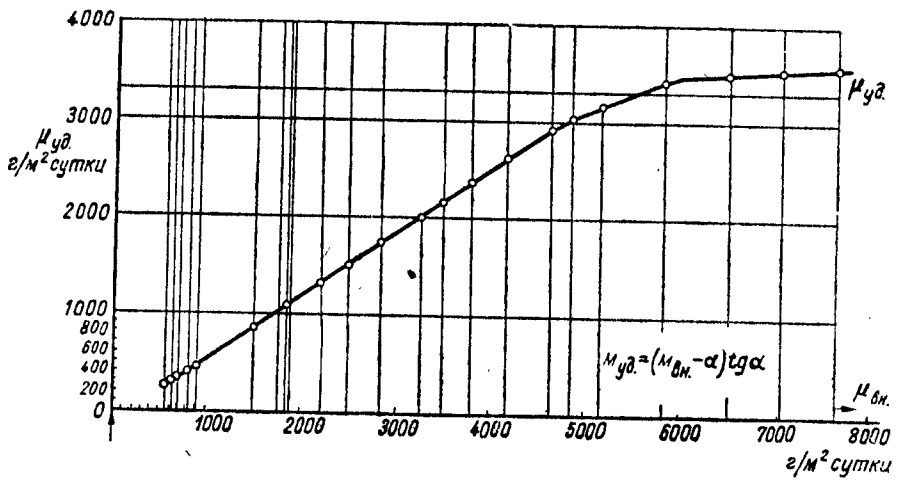



Рис. 144. Кривая зависимости $M_{вн} - M_{уд}$

где: $\mathrm{tg}\,\alpha$ — наклон прямой, зависящий от высоты фильтра $H$;
чем больше последняя величина, тем больше угол $\alpha$,
тем выше эффект работы высоконагружаемого биофильтра;
$a = 150$—$200$ г/м².

Количественные значения $\mathrm{tg}\,\alpha = f\ (H)$ еще не уточнены. Ориентировочно можно принять для $tg\,\alpha$ значения, приведенные в табл. 40.

Таблица 40

| $H$ в м | $\mathrm{tg}\,\alpha$ |
|---|---|
| 2 | 0,65 |
| 4 | 0,885 |
| 6 | 0,958 |

На рис. 144 приведена зависимость $M_{уд} = (M_{вн} - a)\ \mathrm{tg}\,\alpha$ для опытного фильтра высотой $H = 1$ м.

В. В. Безенов считает, что нагрузку в 4500 г/м² следует признать предельно целесообразной для высоконагружаемых биофильтров. Если концентрация сточных вод значительна и нагрузка в 12 м³/м² сутки превышает $M_{вн} = 4500$ г/м², то рециркуляция, способствуя уменьшению концентрации сточных вод, не уменьшает нагрузки на 1 м² поверхности по количеству жидкости. При малой концентрации сточных вод

рециркуляция, увеличивая нагрузку по БКП на поверхность фильтра, увеличивает его производительность (в пределах общей нагрузки $M_{вн} = 4500$ г/м² в сутки).

Разбавление сточной жидкости чистой водопроводной водой или биологически полностью очищенной не увеличивает производительности высоконагружаемого биофильтра, так как не дает дополнительной нагрузки на поверхность биофильтра.

Для высоконагружаемых биофильтров фильтрующий материал принимают более крупным, чем для обычных биофильтров. Крупность загрузки для первой ступени рекомендуют от 4,0 до 6,5 см и даже крупнее — от 5 до 7,5 см, для второй ступени (если устраиваются двухступенные биофильтры) — от 2,5 до 4,0 см.

Применяемый материал должен обладать относительной гладкостью поверхности для более легкого отрыва биологической пленки и потому для высоконагружаемых биофильтров не может быть рекомендован шлак, обладающий большой шероховатостью. Лучше применять дробленый камень и полые керамические цилиндры, высотой, равной диаметру их. Последние находят широкое применение при газоочистке и могут быть изготовлены повсеместно.

Одним из решающих факторов нормальной работы высоконагружаемых биологических фильтров служит достаточное снабжение их кислородом, которое может быть осуществлено при помощи естественной или искусственной вентиляции.

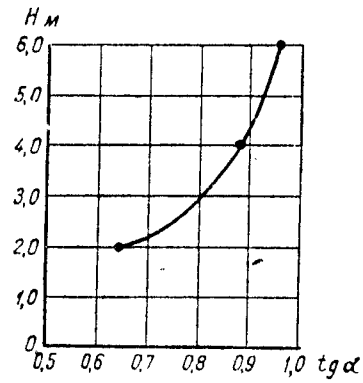


Рис. 145. Кривая зависимости $\operatorname{tg}\alpha = f(H)$

Однако твердых обоснований для выбора типа вентиляции и расчетных расходов пока не имеется.

По данным Н. А. Базякиной [8], потребный расход воздуха в кубических метрах на 1 м³ сточной жидкости $A$ должен быть, примерно, равен:

$$A = \frac{\text{БПК}_{20\ ст.\ жидк.}}{21} \qquad (54)$$

Литературные материалы дают для эксплоатируемых сооружений величину необходимой вентиляции несколько бо́льшую — 20—30 м³ на 1 м³ сточной жидкости. При разности температур сточной жидкости и воздуха меньше 1° естественная вентиляция явно недостаточна.

Исключительное значение имеет высота фильтра. Расчетная величина ее зависит, в основном, от желательной степени очистки сточных вод, т. е. от БПК очищенной воды. Чем выше желательная степень очистки, тем больше должна быть высота фильтра.

Устройство фильтров большой высоты часто встречает затруднения в смысле подачи воды на фильтр; кроме того, фильтры большой высоты требуют искусственной вентиляции.

При устройстве двухступенных фильтров затруднения эти отпадают, но двухступенные фильтры стоят дороже одноступенных, высотой, равной сумме высот фильтров первой и второй ступени.

Нормальная работа высоконагружаемых биофильтров требует равномерной нагрузки сточной жидкости. С этой целью желательно для высоконагружаемых биофильтров применять вращающиеся распределители непрерывного действия, обеспечивающие равномерное распределение сточной жидкости как по площади, так и по времени. Так как

изготовление вращающихся распределителей пока не налажено, мы полагаем, что надлежащий эффект может быть получен и при применении более простого распределения посредством разбрызгивателей при соответствующем подборе элементов распределительной системы (дозирующий бассейн, размеры разбрызгивателей и пр.).

На основании работ В. В. Безенова можно производить ориентировочный расчет высоконагружаемых биофильтров.

На основании табл. 40 составлена кривая $\operatorname{tg}\alpha = f(H)$, которая дает возможность определить по необходимой степени очистки сточных вод высоту высоконагружаемого биофильтра (рис. 145).

Из формулы (53)

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{M_{уд}}{M_{вн} - a}, \qquad (55)$$

а после подстановки значений

$$M_{вн} = \text{БПК}_{5\,нач} \cdot h$$

и

$$M_{уд} = (\text{БПК}_{5\,нач} - \text{БПК}_{5\,кон})\,h,$$

получаем, что

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\text{БПК}_{5\,нач} - \text{БПК}_{5\,кон}}{\text{БПК}_{5\,нач} - \dfrac{150}{h}}. \qquad (56)$$

Ниже приводится пример расчета высоконагружаемого биофильтра.

Пример. Определить размеры высоконагружаемого биологического фильтра для города с населением $N = 100\,000$ человек при норме водоотведения $= 100$ л на жителя в сутки. $\text{БПК}_{5\,кон} = 40$ мг/л.

Концентрация бытовых сточных вод по $\text{БПК}_5$ при норме водоотведения в 100 л/сутки $\approx \dfrac{500}{1{,}5} = 333$ г/м³; сточная жидкость после осветления будет поступать на фильтр с $\text{БПК}_{5\,нач} = \frac{2}{3}\ \text{БПК}_5 = 222$ г/м³.

Примем суточную загрузку на фильтр слоем $h = 15$ м, тогда по формуле (56)

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{222 - 40}{222 - \dfrac{150}{15}} = \frac{182}{212} = 0{,}815$$

По графику (рис. 145) при $\operatorname{tg}\alpha = 0{,}815$, $H = 3$ м.

Суточное количество сточных вод составляет:

$$Q_{сут} = qN = \frac{100 \times 100\,000}{1000} = 10\,000 \text{ м}^3/\text{сутки}.$$

При слое нагрузки на фильтр $h = 15$ м, площадь фильтров будет равна

$$\Omega = \frac{10\,000}{15} = 667 \text{ м}^2.$$

Общий объем фильтрующего материала (загрузки) $V = \Omega H = 667 \times 3 = 2000$ м³ или на одного жителя.

$$v = \frac{V}{N} = \frac{2000}{100\,000} = 0{,}02 \text{ м}^3 \text{ на жителя}.$$

Полученная величина в 10 раз меньше той, которая рекомендуется нормами по расчету обычных биофильтров.

Учитывая значительно бо́льшие нагрузки, площади отдельных постелей высоконагружаемых биофильтров должны быть меньше постелей обычных биофильтров.

Согласно расчету, фильтр должен быть высотой $H = 3$ м.

Учитывая, что при высотах фильтра сверх 2,0—2,5 м их естественная вентиляция затруднена, нужно поставить вопрос или об устройстве искусственной вентиляции, или о сооружении двухступенчатого фильтра, высотой каждый в 1,5 м.

При расчете высоконагружаемых биофильтров остается пока неясным вопрос о количестве ила, выносимого из фильтров, а также не определены его характер и влажность. Предварительно можно считать, что количество ила после высоконагружаемых биофильтров больше по сравнению с обычными биофильтрами.

В 1940 г. в Харькове на очистной станции канализации были сооружены и пущены в эксплоатацию две постели опытного высоконагружаемого биофильтра, площадью 858 м² каждая и высотой $H_c = 3{,}5$ м. Загрузка биофильтров была произведена доменным шлаком размерами от 3 до 6 см.

Сточная жидкость по поверхности опытных фильтров распределяется при помощи разбрызгивателей, установленных в шахматном порядке на расстоянии 2 м один от другого. Дозирующего бассейна нет. Напор у разбрызгивателей около 3 м.

Ниже (табл. 41) приведены данные об эксплоатации фильтров за 7 месяцев 1940 г.

Первая постель работала на сырой, отстоенной воде с $БПК_5 = 275{,}4$ г/м³. Нагрузка составляла 3,26 м³ сточных вод на 1 м³ фильтрующего материала или 11,4 м³ на 1 м² поверхности фильтра.

Вторая постель работала на воде, частично очищенной в аэротенках и имевшей в среднем $БПК_5 = 144{,}2$ г/м³. Эта постель работала со средней нагрузкой в 3,46 м³ сточных вод на 1 м³ шлака или 12,1 м³ на 1 м² поверхности фильтра.

Отстойник за фильтрами не был сооружен, и сточная жидкость после фильтра сбрасывалась в общий канал, отводящий очищенные сточные воды в реку.

Таблица 41

| Наименование | Первая постель на сырой воде | | Вторая постель на частично очищенной воде | |
|---|---|---|---|---|
| | до | после | до | после |
| | фильтров | | фильтров | |
| Прозрачность неотстоенной воды в см | 3,2 | 4,6 | 4,7 | 7,8 |
| То же отстоенной в см | 5,1 | 9,4 | 8,5 | 15,9 |
| Азот аммонийный в мг/л | 37,9 | 28,1 | 30,6 | 21,2 |
| Нитраты в мг/л | — | 1,4 | — | 4,06 |
| $БПК_5$ отстоенной воды | 275,4 | 94,9 | 144,2 | 22,4 |
| Растворенный кислород | — | 1,56 | — | 4,7 |
| Взвешенные вещества в см³/л | 2,2 | 2,9 | 2,1 | 2,6 |
| „ „ в мг/л | 142,6 | 131,4 | 84,0 | 43,2 |
| Окислительная мощность в г/м³ | — | 588 | — | 421 |
| Суточная нагрузка $БПК_5$ на 1 м² площади фильтра | – | 3150 | — | 1750 |

В табл. 42 даны помесячные данные по первой постели фильтра.

Таблица 42

| Месяцы | $БПК_5$ сточной жидкости, поступающей на фильтр | Нагрузка сточных вод в м³ | | Нагрузка по БПК г. | | ОМ фильтра в г/м³ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | на 1 м³ | на 1 м² | на 1 м³ | на 1 м² | |
| VI | 287,5 | 3,87 | 13,6 | 1110 | 3890 | 948,2 |
| VII | 219,0 | 3,1 | 10,9 | 678 | 2370 | 619,7 |
| VIII | 174,3 | 2,9 | 10,2 | 506 | 1780 | 428,1 |
| IX | 255,0 | 2,7 | 9,45 | 689 | 2400 | 431,7 |
| X | 272,0 | 2,66 | 9,30 | 724 | 2550 | 353,4 |
| XI | 420,3 | 3,3 | 11,6 | 1338 | 4680 | 920,7 |
| XII | 330,0 | 4,27 | 15,0 | 1410 | 4900 | 842,5 |

Рассмотрение данных таблиц 41 и 42 позволяет сделать вывод, что ОМ фильтра не оставалась постоянной, а изменялась из месяца в месяц.

На основании данных таблиц можно сказать, что ОМ фильтра тем меньше, чем меньше нагрузка сточных вод на 1 м² поверхности фильтра. С другой стороны, ОМ зависит и от загрязнения сточных вод, поступающих на фильтры.

В 1940 году за 7 месяцев среднесуточная загрузка на обе постели фильтра составляла 20 000 м³.

Опытные высоконагружаемые фильтры в Харькове работают и в настоящее время; при этом обе постели работают на сырой осветленной сточной жидкости при нагрузке на обе постели до 24 000 м³/сутки.

Результаты эффекта очистки за 1948 г. по БПК: БПК осветленных сточных вод, поступающих на фильтры от 86 до 132 г/м³, БПК сточных вод после фильтров от 16,2 до 32,8 г/м³.

Несмотря на то, что в работе высоконагружаемых фильтров еще не все вопросы выяснены, а главное нет еще достаточного опыта по их применению, все же можно сказать, что они для обычных городских сточных вод могут найти применение, заменяя сложные и дорогостоящие в строительстве и эксплоатации аэрационные станции на неполную очистку в тех случаях, где по местным условиям этим можно ограничиться.

Глава XVII

# СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ БИОЛОГИЧЕСКОЙ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД В ИСКУССТВЕННО СОЗДАННЫХ УСЛОВИЯХ

## § 84. Аэротенки. Общие соображения

Впервые примененные в конце XIX века биологические фильтры получили широкое распространение в качестве сооружений по биологической очистке сточных вод в искусственных условиях во всех странах мира.

Однако обычным биологическим фильтрам присущ целый ряд недостатков:

1) эксплоатация их связана с распространением неприятного запаха и мошек (психода); это требует отнесения биологических фильтров на значительное расстояние от жилых и промышленных строений;

2) для постройки их требуется в значительном количестве фильтрующий материал в виде шлака или кокса. Отсутствие местного материала вызывает необходимость транспортировки огромных масс его, что удорожает строительство биофильтров.

Указанные обстоятельства заставили искать более совершенного решения задачи биологической очистки.

Было намечено предварительно осветлить сточную жидкость, а затем прибавить к ней культуру специфических организмов, специально взращенных для этой цели. Полученную жидкость в течение некоторого времени энергично аэрировать, после чего спустить в реку в очищенном состоянии. Однако только в 1912 г. удалось найти практическое разрешение этой задачи.

На основании лабораторных исследований было установлено, что очистку сточных вод можно вести, примешивая к ним активный ил и пропуская воздух через смесь воды и активного ила.

Активный ил представляет собой хлопья осадка, богато заселенного бактериями и другими организмами, обладающими большой способностью минерализации органических веществ, имеющихся в сточных водах. Активный ил обладает адсорбирующими и коагулирующими свойствами.

По внешнему виду типичный активный ил представляет буроватые хлопья, легко взмучиваемые и очень быстро оседающие при спокойном стоянии жидкости [92]; запах ила — землистый.

Химический состав активного ила зависит от характера сточной жидкости и методов обработки ее.

В абсолютно сухом веществе активного ила содержится в среднем (в проц.):

| | |
|---|---|
| минеральных веществ | 25—35 |
| органических веществ | 65—75 |
| азота | 3— 7 |
| фосфора | 2— 3 |
| жиров | 2— 6 |
| калия | 0,3—0,4 |
| железа | 1,6 |

Наиболее просто активный ил может быть получен из осадка вторичных отстойников после биологических фильтров путем продувки его воздухом в течение суток. Вынос из биофильтров представляет хлопья бактериальной пленки, по существу активного ила, недостаточно насыщенного кислородом. Активный ил может быть получен также из прудового и речного ила, чернозема, огородной земли и пр. при продувке воздухом в течение определенного времени: около двух суток при получении активного ила из прудового ила; около десяти суток — из речного ила; около тридцати суток — из чернозема или огородной земли.

Наконец активный ил может быть получен из сточной жидкости путем продувки ее воздухом в течение 45—60 суток.

Бассейны, в которые направляется для биологической очистки сточная жидкость в смеси с активным илом и в которых эта смесь аэрируется, называются аэротенками. Аэротенки являются сооружениями, постоянно действующими; вода в них находится в поступательном медленном движении. Сточная жидкость в аэротенках может быть очищена почти полностью. Процесс очистки происходит в продолжение 6—10 час., в течение которых сточная жидкость с примесью активного ила, медленно продвигаясь вперед, все время аэрируется.

Биологический процесс минерализации органических веществ в аэротенке проходит три стадии:

1) сорбция коллоидов и тонкой суспензии,

2) окисление углеродистых соединений,

3) окисление азотистых соединений — нитрификация.

Одновременно и параллельно со второй и третьей стадиями процесса происходит минерализация сорбированных компонентов (регенерация активного ила).

Поступающий в аэротенк вместе со сточной жидкостью активный ил обладает большой активностью. Продуваемый сквозь воду воздух доставляет кислород, необходимый для биологического процесса, и в то же время перемешивает сточную жидкость с активным илом. В первоначальной стадии происходит сорбция коллоидов и тонкой суспензии активным илом. Эта стадия длится до 30—40 мин. После отстаивания сточная жидкость становится почти прозрачной; вместе с активным илом оседают и сорбированные им взвешенные и коллоидальные частицы. Опыты показывают, что БПК сточной жидкости уменьшается после этой стадии, примерно, на 50%.

Первоначальная стадия удержания органических веществ в аэротенке до последнего времени носила наименование стадии аэрокоагуляции, очевидно, в связи с тем, что активный ил обладает некоторыми коагулирующими свойствами.

Следующая стадия — окисление легко окисляемых органических веществ, в основном углеродистых. Одновременно идет и минерализация сорбированных компонентов.

Эта стадия характеризуется постепенным снижением органических веществ, растворенных в жидкости, и веществ, адсорбированных активным илом. Продолжительность этой стадии около 2 час.

После этого начинается третья стадия очистки — нитрификация. Наиболее характерно идет окисление аммонийного азота до нитритов и нитратов, почему третью стадию очистки называют стадией нитрификации. Одновременно идет дальнейшая минерализация сорбированных компонентов органических загрязнений сточной жидкости. При продолжающейся непрерывно продувке воды воздухом качество ее улучшается, потребность в кислороде на окисление уменьшается. Продолжительность третьей стадии от 4 до 8 час.

Резких границ между отдельными стадиями очистки нет. Стадия первая постепенно переходит в стадию вторую, далее в третью; третья

стадия и минерализация сорбированных компонентов заканчиваются одновременно.

В результате очистки сточных вод в присутствии активного ила и аэрации в конце аэротенка получается очищенная вода в смеси с регенерированным активным илом. Отделение активного ила от сточной жидкости происходит во вторичных отстойниках; осажденный ил в большей своей части используется для очистки следующих масс сточной жидкости. Относительно небольшая часть осевшего во вторичных отстойниках активного ила — так называемый избыточный ил, подвергается переработке либо вместе с осадками из первичных отстойников, либо отдельно.

Работа вторичных отстойников тесно увязана с работой аэротенков; неудовлетворительная работа вторичных отстойников и высокий вынос ила из них приводят к резкому сокращению количества активного ила. В этих случаях не только нет избыточного активного ила, но сокращается и объем оборотного активного ила. Последнее обстоятельство приводит к ухудшению эффекта очистки в аэротенках.

## § 85. Типы аэротенков

Существующие аэротенки могут быть разделены на два основных типа:

1) аэротенки, в которых воду с активным илом для перемешивания и аэрации продувают сжатым воздухом;

2) аэротенки, в которых для перемешивания воды с активным илом применяют мешалки.

Механическое перемешивание воды с активным илом в аэротенке ведет к вспениванию свободной верхней поверхности воды и способствует аэрации ее кислородом воздуха.

Существуют аэротенки и смешанного типа.

Продуваемые сжатым воздухом аэротенки в свою очередь могут быть разделены на аэротенки, продуваемые на всю высоту их (воздух подводится ко дну аэротенка), и на аэротенки, в которые воздух подается на некоторой глубине от поверхности воды.

Продуваемый на всю высоту воды аэротенк представляет длинный бассейн (для установок крупных городов длиной до 100 м и более), разделенный вдоль на отдельные коридоры. Поперечное сечение аэротенка прямоугольное, чаще всего квадратное. Глубина аэротенка меняется в пределах от 2 до 4 м; в последнее время аэротенки строятся и большей глубины.

Необходимый воздух подается компрессорами или воздуходувками под соответствующим давлением. Воздух по трубам подводится в аэротенках к отдельным точкам дна и далее (в первых установках аэротенков) распределялся по всей площади при помощи дырчатых труб, расположенных по дну аэротенка на расстоянии 30—50 см друг от друга. Трубы снабжались в нижней трети отверстиями диаметром от 1 до 3,5 мм, проделанными на расстоянии 10—15 см одно от другого. Более совершенное распределение воздуха в аэротенках имеет место при применении пористых пластинок — фильтросов, пропускающих воздух. Воздух ко дну аэротенков подводится тоже по трубам. По дну устроены лотки, перекрытые фильтросами. При этой системе подачи воздуха распределение его более равномерно, пузырьки воздуха меньше, что позволяет при всех прочих равных условиях уменьшить количество подаваемого воздуха вдвое, благодаря лучшему использованию его.

Изготовлявшиеся до Отечественной войны пористые пластины имели размеры 0,3 × 0,3 м и выполнялись двухслойными. Нижний слой имел

бо́льшую крупность зерна, верхний — меньшую. Цвет пористых пластин был черный (от прибавки кокса). Вес пластин около 3 кг.

В первых построенных аэротенках рассмотренного типа с продувкой воды сжатым воздухом последний подавался по всей площади дна (рис. 146). Затем было предложено подачу воздуха производить с одной стороны аэротенка, расположив пластины на расстоянии 60—80 см от одной из стен аэротенка (рис. 147). Такое устройство приводит к образованию в поперечном сечении аэротенка вращательного движения воды. Так как в аэротенке одновременно происходит и поступательное движение, то в результате односторонней продувки жидкости в аэротенке образуется спиральное движение, что благоприятствует и лучшему перемешиванию активного ила со всей массой сточной жидкости и лучшему использованию кислорода воздуха. Благодаря этому в аэротенках при односторонней подаче количество подаваемого воздуха меньше и не превышает 60—70% от количества воздуха, подаваемого при продувке по всей ширине аэротенка. Площадь пористых пластин при этом не превышает 12—15% общей площади дна аэротенка. В настоящее время при устройстве продуваемых аэротенков используется

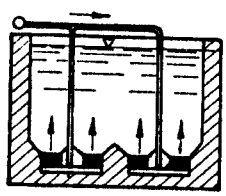


Рис. 146. Аэротенк, продуваемый воздухом по всей ширине дна

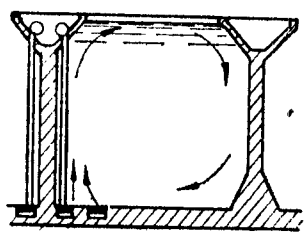


Рис. 147. Аэротенк с односторонней подачей воздуха

исключительно принцип односторонней подачи воздуха. На рис. 147 видно, что при этой конструкции скошенные углы стенок аэротенка способствуют спиральному движению сточной жидкости с активным илом. Нижний угол аэротенка, противоположный углу, у которого расположены пластины, также должен быть скошен во избежание осаждения активного ила.

В целях облегчения эксплоатации аэротенков, неподвижно устанавливаемые по их дну пористые пластины можно заменить пористыми трубами, подвешенными к приподнимаемому трубопроводу-стояку, как это показано на рис. 148. В случае засорения пористых труб, можно, не прекращая работу всего аэротенка, приподнять их на засоренном участке и произвести надлежащие исправления.

В конструкции аэратора, приведенной на рис. 149, воздух подается не через пластины или трубы, расположенные у дна, а вводится в трубу на некоторой глубине от поверхности жидкости и действует наподобие эрлифта. В трубу, благодаря подаче воздуха, снизу начинает поступать жидкость. В результате происходит циркуляционное перемешивание сточной жидкости с илом и насыщение потребным кислородом. Давление подаваемого воздуха при аэротенке этой системы уменьшается, но количество потребного воздуха увеличивается по сравнению с аэротенком, в котором продувка сточной жидкости производится со дна, так как значительная часть воздуха уходит через свободную поверхность жидкости в аэротенке, не будучи как следует использована.

Развитие аэротенков пошло также по пути замены перемешивания воды с активным илом с помощью сжатого воздуха перемешиванием при помощи механических мешалок.

Переходным типом являются погруженные в воду мешалки, действующие одновременно с продувкой. В этом случае очертанию дна аэротенка придают форму двух полуокружностей или трапеций (рис. 150): по середине дна аэротенка происходит подача воздуха, а в центрах двух полусечений аэротенка расположены механические мешалки, вращающиеся в противоположные стороны.

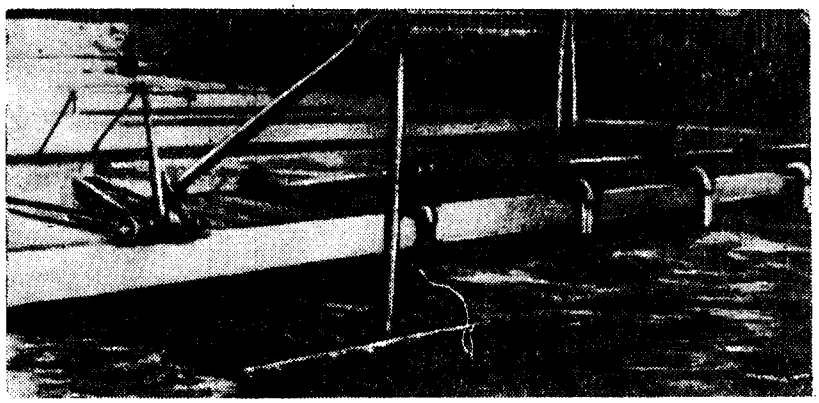


Рис. 148. Аэротенк с пористыми трубами

Мешалки могут применяться также без продувки воздуха. В этом случае мешалки располагаются ниже поверхности воды и вращаются вокруг горизонтальной оси. Поступление необходимого кислорода идет за счет усиленной реаэрации через свободную поверхность воды в аэротенке.

В аэротенке, изображенном на рис. 151, продувка воздуха совершенно устранена. Циркуляция жидкости с илом в аэротенке происходит

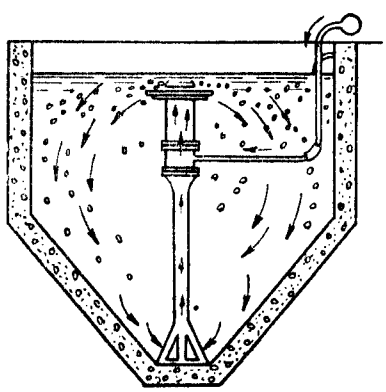


Рис. 149. Аэротенк с подачей воздуха выше дна аэротенка

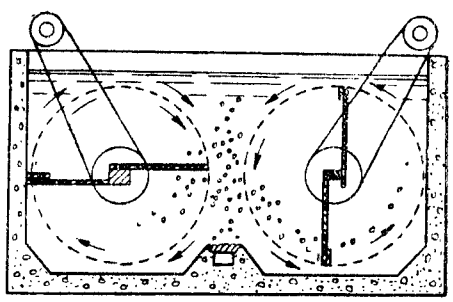


Рис. 150. Аэротенк с мешалками

благодаря установленному над вертикальной трубой лопастному винту. Происходящее при этом на поверхности аэротенка вспенивание жидкости способствует насыщению последнего воздухом.

Химиком Б. И. Дуровым предложена конструкция, напоминающая описанную выше. На рис. 152 видно, что в поперечном сечении аэротенка установлена вертикальная труба, внутри которой проходит вал. Внизу вала насажен лопастный винт, вверху вал приводится в движение электромотором. В верхней части трубы, выше поверхности воды и

несколько ниже ее, проделаны отверстия. При вращении вала с лопастями создается циркуляция жидкости в направлении вниз по трубе, при этом втягивается в трубу через верхние отверстия воздух и создается эмульсия сточной жидкости с активным илом и воздухом. Аэротенк системы Дурова сооружен на опытной установке Люблинских полей фильтрации в Москве.

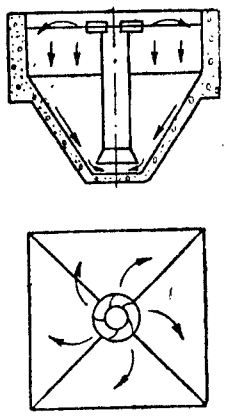
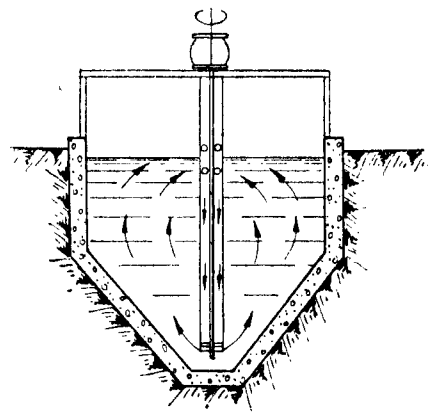


Рис. 151. Аэротенк с лопастным винтом



152. Аэротенк системы Б. И. Дурова

Рассмотренные схемы конструкций представляют тип аэротенков с мешалками внутри жидкости вокруг вертикальной оси.

Следующий тип — мешалки на поверхности воды. Оси таких мешалок расположены параллельно или нормально к основному движению жидкости.

Первый из указанных типов изображен на рис. 153. Основная особенность аэротенков этой системы — вращающиеся вокруг горизонталь-

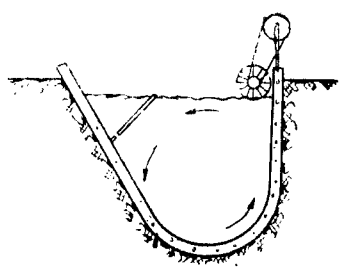


Рис. 153. Аэротенк с поверхностными продольными мешалками

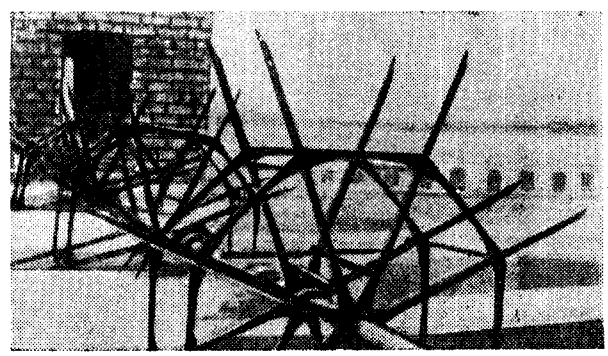


Рис. 154. Аэротенк с поперечными мешалками

ной оси щетки, расположенные у одной стены аэротенка, — у поверхности жидкости. Щетки погружены на небольшую глубину в жидкость. При своем вращении они способствуют как спиральному движению жидкости, так и частичному распылению поверхностного слоя ее; при этом происходит насыщение жидкости воздухом.

Мешалки можно располагать и не по движению жидкости, а поперек. С целью использования таких мешалок, предложена конструкция аэротенка в виде канала относительно большой длины (до 1000 м), по

которому сточная жидкость с активным илом движется со скоростью не менее 0,5 м/сек. Насыщение жидкости воздухом должно происходить, как это имеет место в естественных условиях (ручьи, реки), благодаря диффузии через поверхность жидкости. Для стимулирования поступательного движения воды по пути потока жидкости в канале установлены лопастные мешалки (колеса), вращающиеся вокруг горизонтальных осей (рис. 154), расположенных нормально к движению потока. Учитывая большую длину канала и относительно небольшие размеры поперечного сечения его, канал устроен зигзагообразно (в виде серпантин), что придает компактность всему сооружению.

Следует отметить, что в аэротенках с механическими аэраторами поступающая для очистки сточная жидкость смешивается с большим количеством предварительно уже очищенной жидкости, что уже само по себе ведет к улучшению качества стока, но требует значительного увеличения объема сооружений.

Экономическая эффективность всех предлагаемых систем и конструкций аэрации сточной жидкости определяется затратой энергии при эксплоатации. Так как на основании опытных данных почти все системы требуют для очистки сточных вод, поступающих от 1000 человек населения, затраты около 1,6 квт-ч, то все они более или менее равноценны. Следует выбирать ту из систем, которая проще в смысле строительства и эксплоатации и соответствует местным условиям (работа в зимних условиях).

Необходимо отметить, что аэротенки с механическими мешалками имеют то преимущество, что не требуют устройства центральной компрессорной станции и значительной сети воздуховодов. Однако эти аэротенки не всегда обеспечивают полную очистку; их применяют в качестве сооружений для неполной очистки.

## § 86. Расчет аэротенков с продувкой воздухом

Размеры аэротенка и количество потребного воздуха могут быть определены расчетом по заданному расходу сточной жидкости, концентрации ее и необходимой степени очистки. Время нахождения сточной жидкости в аэротенке для полной очистки колеблется в пределах от 6 до 10 час. Изменяя время нахождения сточной жидкости в аэротенке и количество подаваемого воздуха, можно соответствующим образом изменять и конечные результаты очистки. Из рассмотрения процесса очистки сточной жидкости в аэротенке видно, что этап очистки, названный аэрокоагуляцией, сравнительно невелик по времени, но он дает относительно большой эффект очистки, — около 50% по уменьшению БПК. Для обеспечения аэрокоагуляции достаточно нахождение воды в аэротенке 30—40 мин. Очистку сточной жидкости с уменьшением БПК на 50% называют *неполной* очисткой, а аэротенк, в котором происходит эта неполная очистка, — *аэрокоагулятором*[1].

Активный ил, будучи отделен от сточной жидкости после процесса аэрокоагуляции, не может быть повторно использован, пока не будет восстановлена его активность, т. е. пока ил не будет *регенерирован*. Поэтому необходимо в ряду очистных сооружений построить проточный бассейн, в котором будет происходить регенерация активного ила. Этот бассейн называется *регенератором*. Регенерирование активного ила возможно и в смеси со сточной жидкостью, как это имеет место в аэротенках на полную очистку. Для этого следует отделять активный ил от сточной жидкости не после стадии аэрокоагулиро-

[1] В настоящее время термины «аэрокоагулятор» и «аэрокоагуляция» требуют пересмотра и установления терминологии, соответствующей современному пониманию процесса на стадии «сорбции».

вания, а после регенерации активного ила. Такое решение нецелесообразно, так как за время регенерации активного ила качество сточной жидкости остается почти неизменным. Регенерация активного ила продолжается 1,5—2 часа. Следовательно, в этом случае объем сооружения должен быть рассчитан не только на 1,5—2-часовое пребывание активного ила в нем, но и всей массы сточной жидкости, превышающей количество активного ила по крайней мере в 2—2,5 раза. Эти расчеты показывают, что при неполной очистке всегда необходимо устраивать два аэротенка: аэрокоагулятор и регенератор.

К. Н. Корольков предлагает вести расчет аэротенков на полную и неполную очистку, в зависимости от концентрации сточной жидкости, ее БПК.

На очистку 1 м³ сточной жидкости требуется $A$ м³ воздуха. Величина $A$ определяется по формуле:

$$A = \frac{a - b}{KHd}, \qquad (57)$$

где: $a$ — $БПК_{20}$ сточной жидкости, поступающей в аэротенк;

$b$ — $БПК_{20}$ сточной жидкости, уходящей из аэротенка; при полной очистке $b$ стремится к нулю, при неполной — $b = 0{,}5\,a$;

$K$ — коэфициент использования воздуха, принимаемый для дырчатых труб 6—7, а для пористых пластин 12—14; величина $K$ показывает, насколько снижается в г/м³ БПК воды при пропускании воздуха через 1 м³ жидкости высотой в 1 м, при полном отсутствии в сточной жидкости растворенного кислорода;

$H$ — глубина (рабочая) аэротенка в м;

$d$ — дефицит кислорода, выраженный в долях от насыщающего количества; при полной очистке в начале процесса очистки дефицит кислорода равен единице, в конце — нулю, средняя величина $d$, как показали исследования на Люблинской станции аэрации, равна 0,6; при неполной очистке во время всего процесса $d = 1$.

Приведенная формула (57) выведена К. Н. Корольковым, исходя из следующих положений.

По Н. А. Базякиной скорость растворения кислорода для аэротенка высотой $H$ и объемом воды $W$

$$\frac{dx}{dt} = \frac{K_1 H}{W}(a_0 - x)\,v, \qquad (57')$$

где: $K_1$ — константа для данного аэротенка и аэратора;

$a_0$ — количество кислорода, насыщающего воду при данной температуре, в мг/л;

$x$ — концентрация кислорода, находящегося в данный момент в растворе, в мг/л;

$v$ — количество воздуха, продуваемого через аэротенк, в единицу времени.

Выражение $(a_0 - x)$ может быть записано как $a_0\left(1 - \frac{x}{a_0}\right)$; двучлен, стоящий в скобках $\left(1 - \frac{x}{a_0}\right) = d$ — дефицит у кислорода, т. е. количеству, нехватающему до насыщения, выраженному в долях от насыщающего.

Произведение $a_0 K_1$ почти не зависит от температуры и может быть заменено общим множителем $K$.

После подстановки соответствующих величин, уравнение (57′) обращается в

$$\frac{dx}{dt} = \frac{KHdv}{W}. \qquad (57'')$$

За время $t$ при $d$ постоянном, количество растворяющегося кислорода будет пропорционально снижению БПК, обозначенному $(a - b)$.

Следовательно,

$$a - b = \frac{KHdvt}{W}. \qquad (57''')$$

По А. Т. Деминой время аэрации $t = \frac{W}{Q}$, где $Q$ — часовой расход сточной жидкости, тогда:

$$a - b = \frac{KHdv}{Q}. \qquad (57'''')$$

Обозначим через $A = \frac{v}{Q}$ — количество воздуха в м³, необходимое для понижения БПК с $a$ до $b$ в 1 м³ сточной жидкости. Из последнего уравнения (57′′′′) и получается вышеприведенная формула:

$$A = \frac{a - b}{KHd}. \qquad (57)$$

Глубина аэротенка принимается в пределах от 2 до 4 м. Увеличение глубины аэротенка способствует лучшему использованию кислорода, продуваемого через аэротенк воздуха. Однако увеличение глубины аэротенка, приводя к уменьшению объема потребного воздуха вследствие лучшего его использования, приводит к затратам большей энергии на подачу воздуха. Глубина аэротенка должна быть выбрана, исходя из условий рациональной конструкции аэротенка по строительным соображениям.

Зная количество очищаемой сточной жидкости $Q$ м³/час, можно определить количество требующегося воздуха в 1 час:

$$W = AQ \text{ м}^3/\text{час}. \qquad (58)$$

Часовое количество сточной жидкости в течение года не остается постоянным; оно меняется в зависимости от суточного и часового коэфициентов неравномерности. Суточный коэфициент неравномерности почти всегда учитывает сезонное повышение расхода сточных вод в наиболее теплое время года, когда очистная установка работает лучше; следовательно, суточный коэфициент неравномерности можно не учитывать. Часовой коэфициент неравномерности показывает неравномерность режима притока сточной жидкости на очистную установку в течение суток; максимум притока имеет место в течение 1—2 часов. Аэротенки целесообразно рассчитывать поэтому на среднегодовой часовой расход, обеспечив лишь подачу воздуха по максимально часовому расходу. Зная расход воздуха по среднечасовому расходу сточной жидкости, можно определить площадь дна аэротенка по величине интенсивности расчетного дутья воздуха.

Интенсивность аэрации или интенсивность расчетного дутья $i$ выражает количество воздуха в м³, пропускаемого через 1 м² площади дна аэротенка в 1 час. Величина эта условная, так как фактически продувка воздуха происходит не по всей поверхности дна аэротенка, а только по части его дна, где расположены фильтросы. Величина интенсивности расчет-

ного дутья зависит от концентрации сточной жидкости; чем выше последняя, тем больше должна быть интенсивность дутья, и наоборот.

До последнего времени считали, что минимальная интенсивность дутья не должна падать менее 3, так как в противном случае не удается поддержать во взвешенном состоянии весь активный ил.

Это мнение базировалось на опыте работы Кожуховской станции аэрации, где глубина слоя воды в аэротенке всего 1,6 м. Опыт показывает, что при более глубоких аэротенках, порядка 3,5—4,5 м, интенсивность аэрации может быть снижена до 1,5 м³/м² в час. Опытные данные Люблинской станции аэрации [67] говорят, что при глубине аэротенка от 3,5 до 4,5 м, можно считать минимальной величиной интенсивности аэрации 1,5 м³/м² час, а при глубине до 2 м — 3 м³/м² час. Таким образом, произведение $H \cdot i = \text{const}$, при этом $H$ — глубина воды в аэротенке, а $i$ — минимальная величина интенсивности аэрации, поддерживающая весь активный ил во взвешенном состоянии.

Данные об интенсивности расчетного дутья при полной очистке в зависимости от $БПК_{20}$ сточной воды приведены в табл. 43.

Таблица 43

| $БПК_{20}$ в г/м³ | 100 | 150 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $i$ в м³/м² час | 2,7 | 3,35 | 4,0 | 5,4 | 6,2 | 7,2 | 8,2 |

В первые моменты поступления жидкости в аэротенк, когда она наиболее загрязнена, требуется бóльшая, чем расчетная интенсивность дутья.

При подаче воздуха в аэротенк по всей длине его, по мере продвижения очищаемой сточной жидкости, с расчетной интенсивностью, постоянной по времени, в первой половине процесса очистки кислорода будет недостаточно, во второй половине процесса он окажется излишним. Это положение сказывается на изменении нормального хода процесса. С целью уравновесить потребление кислорода с поступлением его, предлагается интенсивность аэрации изменять по длине аэротенка, увеличивать интенсивность аэрации в первые часы прохождения процесса очистки и уменьшать в дальнейшем, по мере продвижения сточной жидкости и улучшения ее качества. Этого легче всего добиться, регулируя подачу воздуха по длине аэротенка.

При неполной очистке интенсивность дутья может быть определена по формуле:

$$i = \frac{2{,}3\, k \cdot b}{K}, \qquad (59)$$

где: $k$ — коэфициент пропорциональности, зависящей от температуры, дозы ила и проч., принимаемый равным 0,16;

$b$ — $БПК_{20}$ сточной жидкости, уходящей из аэротенка (аэрокоагулятора);

$K$ — для фильтросов 12—14 (см. выше).

Зная часовой расход воздуха $W$ и интенсивность дутья $i$, получаем размеры поверхности аэротенка:

$$F = \frac{W}{i} \text{ м}^3.$$

Так как $F = L \cdot B$, где $L$ — длина аэротенка в м, а $B$ — ширина его в м, то, зная $B$, можно определить $L$.

Ширину аэротенка $B$ обычно принимают равной $H$ — глубине его. Однако опыт сооружения аэротенков на Люблинской станции аэрации в Москве при $H_{раб}$ =3,87 м и $B$=7,30 м показал, что аэротенки при $B > H_{раб}$ работают вполне удовлетворительно; при этом достигается значительная экономия в стоимости сооружения. В настоящее время можно рекомендовать ширину аэротенка $B$ в пределах от $H_{раб}$ до $2H_{раб}$.

Длина аэротенка

$$L = \frac{F}{B}.$$

Зная все три размера аэротенка, можно определить объем его:

$$V = L \cdot B \cdot H \text{ м}^3$$

Время нахождения сточной жидкости в аэротенке может быть определено делением величины объема аэротенка $V$ на часовой расход сточных вод плюс активный ил $(Q+q)$ м³/час.

$$t = \frac{V}{Q+q} \text{ час.}$$

Учитывая многократное возвращение в аэротенк одной и той же сточной жидкости с активным илом, А. Т. Демина [29] предлагает время $t_1$ определять просто делением $V$ на $Q$:

$$t_1 = \frac{V}{Q} \text{ час.}$$

Условимся через $t$ обозначать время однократного прохождения сточной жидкости через аэротенк, а через $t_1$ — время с учетом возвращения части сточной жидкости вместе с активным илом. Последняя формула формально верна, но по существу сточная жидкость в основной своей части проходит через аэротенк один раз ($q$=0,5 $Q$).

Время $t_1$ получается больше времени $t$. Время $t_1$ должно быть больше или равно времени $t$, периода полной аэрации сточной жидкости. По К. Н. Королькову, период аэрации $t$ может быть определен по формуле:

$$t = \frac{a}{k \cdot i \cdot d} \text{ час.} \qquad (60)$$

Задаваясь различными значениями первоначального загрязнения сточных вод по БПК — величиной $a$ и соответствующей расчетной интенсивностью $i$, можно определить величину необходимого периода аэрации сточной жидкости. Подсчитанные величины $t$ в часах помещены в табл. 44.

Таблица 44

| $a$—БПК$_{20}$ в г/м³ | 100 | 150 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $i$ в м³/м² час | 2,7 | 3,35 | 4,0 | 5,4 | 6,2 | 7,2 | 8,2 |
| $t$ в час | 5,1 | 6,2 | 6,9 | 7,7 | 8,9 | 9,6 | 10,2 |

При расчете аэротенков на неполную очистку получаемый объем аэротенка необходимо распределить поровну между аэрокоагулятором и регенератором, т. е.

$$V_{аэрок} = V_{реген} = 0{,}5\ V.$$

Время нахождения сточной жидкости в аэрокоагуляторе

$$t_{аэрок} = \frac{V_{аэрок}}{Q+q} = \frac{0{,}5V}{Q+q},$$

а время регенерации активного ила

$$t_{реген} = \frac{V_{реген}}{q} = \frac{0{,}5V}{q}.$$

Пример. Определить размеры аэротенка на полную очистку сточной жидкостя от населения 10 000 человек при норме водоотведения 100 л/сутки на одного жителя.

Принимаем глубину аэротенка $H = 3$ м, распределение воздуха при помощи фильтросов, при этом $K = 12$.

БПК сырой сточной воды 500 г/м³, после предварительной очистки $a = 333$ г/м³.

Количество потребного воздуха для очистки 1 м³ сточной жидкости

$$A = \frac{a - b}{H \cdot K \cdot d} = \frac{333}{3 \times 12 \times 0{,}6} = 15{,}4 \text{ м}^3.$$

Часовой расход сточной воды $Q$:

$$Q = \frac{q \cdot N}{24 \times 1000} = \frac{100 \times 10\,000}{24 \times 1000} = 41{,}7 \text{ м}^3/\text{час}.$$

Часовой расход воздуха:

$$W = AQ = 15{,}4 \times 41{,}7 = 640 \text{ м}^3$$

Интенсивность дутья при $a = 333$ г/м³, $i = 5{,}67$ м³/м² час

Поверхность дна в аэротенке:

$$F = \frac{W}{i} = \frac{640}{5{,}67} = 113 \text{ м}^2.$$

Принимая $B = H - 3$ м, получим:

$$L = \frac{113}{3} = 37{,}7 \text{ м}.$$

Рабочий объем аэротенка:

$$V = L \cdot B \cdot H = F \cdot H = 113 \times 3 = 339 \text{ м}^3.$$

Время нахождения сточной жидкости в аэротенке при 50% активного ила:

$$t = \frac{V}{Q+q} = \frac{339}{41{,}7 + 0{,}5 \times 41{,}7} = 5{,}4 \text{ часа}.$$

Разрешим предыдущую задачу для условий неполной очистки, приняв $b = 0{,}5\ a$:

$$A = \frac{a - b}{H \cdot K \cdot d} = \frac{333 - 0{,}5 \times 333}{3 \times 12 \times 1} = 4{,}6 \text{ м}^3$$

Часовой расход воздуха:

$$W = AQ = 4{,}6 \times 41{,}7 = 192 \text{ м}^3.$$

Интенсивность дутья:

$$i = \frac{2{,}3k \cdot b}{K} = \frac{2{,}3 \times 0{,}16 \times 0{,}5 \times 333}{12} = 5{,}1 \text{ м}^3/\text{м}^2.$$

Площадь дна аэротенка:

$$F = \frac{W}{i} = \frac{192}{5{,}1} = 37{,}6 \text{ м}^2.$$

Объем аэрокоагулятора:

$$V_{аэрок} = 0{,}5V = \frac{F \cdot H}{2} = \frac{37{,}6 \times 3}{2} = 56{,}5 \text{ м}^3.$$

Объем регенератора:

$$V_{реген} = 0{,}5V = \frac{F \cdot H}{2} = \frac{37{,}6 \times 3}{2} = 56{,}5 \text{ м}^3.$$

Время пребывания воды в аэрокоагуляторе, учитывая 50% активного ила от количества сточной жидкости:

$$t_{аэрок} = \frac{V_{аэрок}}{1{,}5Q} = \frac{56{,}5}{1{,}5 \times 41{,}7} = 0{,}9 \text{ часа} = 54 \text{ мин.}$$

Время регенерации активного ила:

$$t_{реген} = \frac{V_{реген}}{0{,}5Q} = \frac{56{,}5}{0{,}5 \times 41{,}7} = 2{,}71 \text{ часа} = 2 \text{ часа } 42 \text{ мин.}$$

## § 87. Конструкция аэротенков с продувкой воздухом

Продуваемый аэротенк представляет, как указано выше, проточный бассейн прямоугольного сечения ($B \cdot H$), длиной $L$. Так как длина аэротенка получается значительной, то аэротенку в плане придают форму двух, трех или более смежных коридоров (рис. 155).

Полная высота аэротенка выше его рабочей высоты на 0,4—0,5 м. Аэротенки сооружаются преимущественно из железобетона. В местах устройства лотков с пористыми пластинами днище аэротенков соответственно утолщено. Лотки для установки пластин делаются не сплошными по всей длине аэротенка, а в целях равномерной продувки воздухом длина лотков ограничивается 15—20 м. Лотки следуют один за другим с небольшими между ними стенками. К каждому лотку по трубе подают воздух.

В 1935 г. на аэротенках очистной установки канализации Харькова лотки, в целях экономии труб, были сделаны сплошными по всей длине аэротенка с подачей воздуха у одного только конца. Опыт их работы показал, что при эксплоатации никаких затруднений не возникает.

В момент приостановки дутья воздуха вода из аэротенка может пройти через пористые пластины и попасть в распределительные лотки, что может вызвать затруднение в распределении воздуха в дальнейшем. В целях борьбы с этим явлением необходимо обеспечить спуск из лотков воды, профильтровавшейся сквозь пористые пластины. Этого можно достигнуть прокладкой в днище аэротенков сбросной сети, перекрытой задвижкой, открываемой лишь при начале дутья воздуха после перерыва (рис. 156). Вместо сбросной сети можно соединить лотки с вертикальными трубками, через которые возможен выпуск воды из лотков.

Аэротенки размещают один возле другого, чтобы с одной торцевой стороны их проходил канал, подающий сточную жидкость с активным илом, а с другой стороны — канал, отводящий очищенную воду. Из подающего канала сточная жидкость попадает в аэротенк через отверстие, перекрываемое щитом. Отверстие это в целях экономии потерь напора (высот) затоплено (рис. 157).

Расчет затопленного щитового отверстия для подачи воды в аэротенк может быть произведен по формуле:

$$Q=\mu \cdot b \cdot a\sqrt{2g \cdot z}, \qquad (61)$$

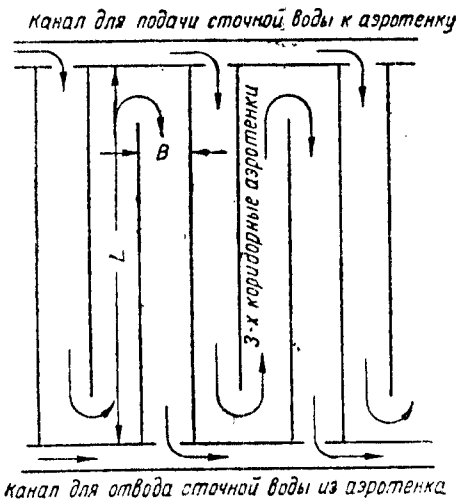



Рис. 155. Схема трехкоридорного аэротенка в плане

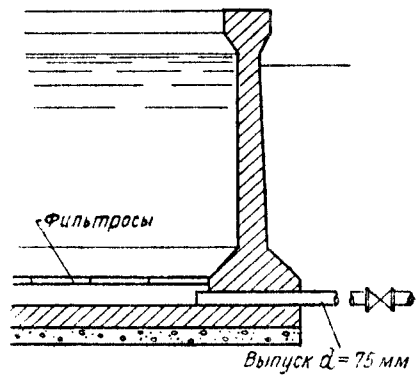



Рис. 156. Выпуск воды из-под пористых пластин аэротенка

где: $Q$ — расход сточной жидкости с активным илом, поступающей в аэротенк, в м³/сек;
$\mu$ — коэфициент расхода, равный 0,62;
$b$ — ширина щита в м;
$a$ — высота щитового отверстия в м;
$z$ — разность уровней жидкости до и после щитового отверстия в м.

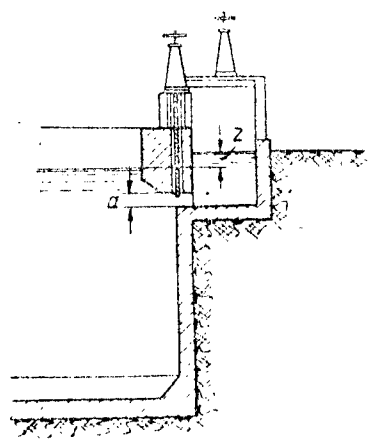



Рис. 157. Входное отверстие аэротенка

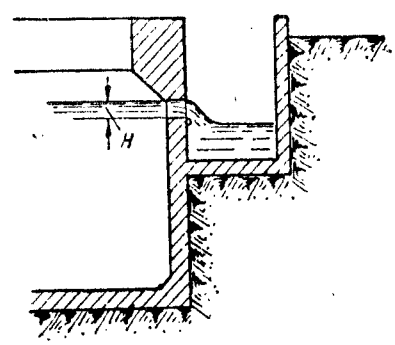



Рис. 158. Выходное отверстие аэротенка

Задаваясь величинами $a$ и $z$, легко определить $b$ из формулы (61)

$$b=\frac{Q}{\mu a\sqrt{2gz}}.$$

Расчет водосливного отверстия, через которое жидкость отводится из аэротенка (рис. 158), производят по формуле:

$$Q = m \cdot b\sqrt{2g} \cdot H^{3/2}, \qquad (62)$$

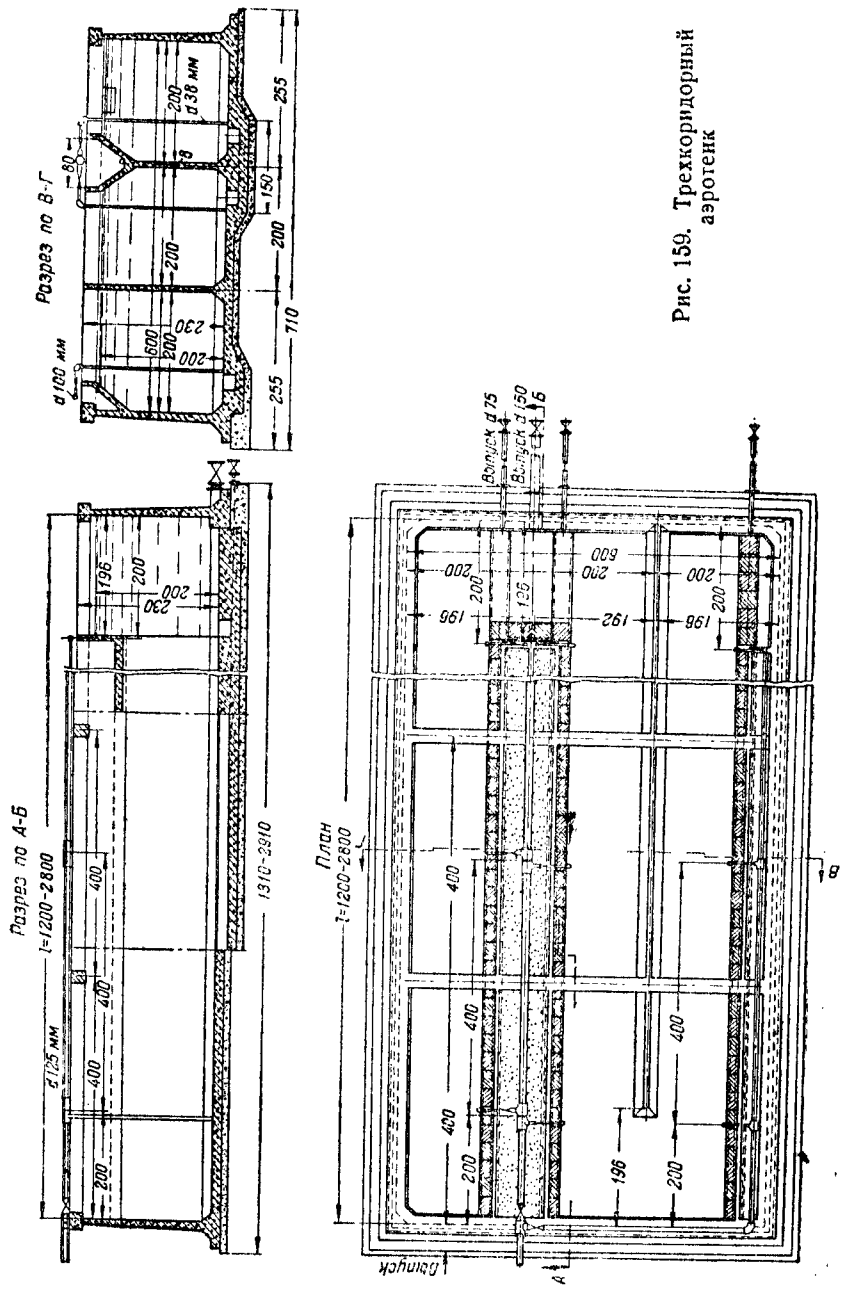



Рис. 159. Трехкоридорный аэротенк

где: $Q$ — расход сточной жидкости с активным илом в м³/сек;
$H$ — напор перед водосливом в м;
$b$ — ширина водослива в м; обычно принимается равной ширине входного отверстия;
$m$ — коэфициент расхода, принимаемый как для водослива практической формы, т. е. $m = 0{,}42$; если напор $H$ мал и менее

половины толщины стенки, то $m = 0{,}32$ (водослив с толстой стенкой).

Уровень жидкости в отводящем канале должен быть ниже гребня водослива, что дает возможность обходиться без щитового затвора с низовой стороны аэротенка. При этих условиях водослив всегда свободен.

Пример. Определить размеры входного и выходного отверстий аэротенка, рассчитанного на расход 0,10 м³/сек; количество активного ила 50%; расчетный расход $Q_p = 0{,}10 + 0{,}5 \times 0{,}10 = 0{,}15$ м³/сек. Определяем размеры входного отверстия. Принимаем $a = 0{,}15$ м, $z = 0{,}05$ м, тогда ширина отверстия

$$b = \frac{Q_p}{\mu \cdot a\sqrt{2g \cdot z}} = \frac{0{,}15}{0{,}6 \times 0{,}15 \times 4{,}43\sqrt{0{,}05}} = 1{,}68 \text{ м}.$$

Определяем напор выходного водослива при той же ширине $b = 1{,}68$ м.

$$H^{3/2} = \frac{Q_p}{m \cdot b\sqrt{2g}} = \frac{0{,}15}{0{,}42 \times 1{,}68 \times 4{,}43} = 0{,}0482,$$

откуда $H = 0{,}132$ м.

При аэротенках на неполную очистку полученный по расчету объем делят поровну между аэрокоагулятором и регенератором; по конструкции своей они ничем не отличаются от аэротенков на полную очистку.

Аэрокоагуляторы и регенераторы располагаются двумя отдельными группами на относительно близком расстоянии, обеспечивающем хорошее смешение активного ила с очищаемой жидкостью на пути от регенератора до аэрокоагулятора. Уровень жидкости в регенераторе должен быть выше уровня жидкости в аэрокоагуляторе на величину потери напора в смесителе и при входе в аэротенк.

Расчетным для отверстий расходом в аэрокоагуляторах является расход сточной жидкости плюс активный ил, для регенераторов — расход только активного ила.

На рис. 159 показан трехкоридорный аэротенк с пластинчатым распределением воздуха, принятый в Водоканалпроекте. Рабочая высота аэротенка $H = 2$ м, строительная — 2,3 м. Ширина коридора $B = 2$ м. Длина $L$ от 12 до 28 м.

## § 88. Расчет воздуховодов

Количество воздуха, требующегося для аэротенка в час, определяется по формуле:

$$W = A \cdot Q \cdot K, \tag{63}$$

где: $W$ — количество воздуха в м³/час.;
$A$ — количество воздуха, необходимое для очистки 1 м³ сточных вод;
$Q$ — среднечасовой расход сточных вод в м³;
$K$ — коэфициент неравномерности поступления сточных вод на очистную установку.

Аэротенки обычно рассчитывают на среднечасовой расход сточных вод; подача воздуха определяется по максимально возможному расходу.

Общий воздуховод рассчитывается на скорости до 10—15 м/сек; мелкие воздуховоды, подающие воздух в лотки под пластины — на скорости в 3 м/сек. Потери напора в воздуховодах слагаются из потерь напора по длине и на местные сопротивления.

Таблица 45

| Миллиметры водяного столба | Диаметр воздуховода в мм | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 50 | 100 | 150 | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 |
| 0,00025 | | | 0,0025 / 0,1 | 0,0055 / 0,2 | 0,010 / 0,2 | 0,016 / 0,2 | 0,024 / 0,3 | 0,034 / 0,3 |
| 0,00055 | | 0,0013 / 0,2 | 0,0038 / 0,2 | 0,0082 / 0,3 | 0,014 / 0,3 | 0,024 / 0,3 | 0,036 / 0,4 | 0,052 / 0,4 |
| 0,0010 | | 0,0018 / 0,2 | 0,0052 / 0,3 | 0,0011 / 0,4 | 0,020 / 0,4 | 0,033 / 0,5 | 0,049 / 0,5 | 0,070 / 0,6 |
| 0,0017 | | 0,0023 / 0,3 | 0,0068 / 0,4 | 0,015 / 0,5 | 0,026 / 0,5 | 0,043 / 0,6 | 0,065 / 0,7 | 0,093 / 0,7 |
| 0,0025 | | 0,0029 / 0,4 | 0,0084 / 0,5 | 0,018 / 0,6 | 0,031 / 0,6 | 0,053 / 0,7 | 0,079 / 0,8 | 0,114 / 0,9 |
| 0,0037 | | 0,0034 / 0,4 | 0,010 / 0,6 | 0,022 / 0,7 | 0,039 / 0,8 | 0,065 / 0,9 | 0,098 / 1,0 | 0,138 / 1,2 |
| 0,0055 | | 0,0042 / 0,5 | 0,012 / 0,7 | 0,027 / 0,9 | 0,049 / 1,0 | 0,80 / 1,2 | 0,119 / 1,2 | 0,170 / 1,4 |
| 0,010 | | 0,0058 / 0,7 | 0,017 / 1,0 | 0,037 / 1,2 | 0,066 / 1,4 | 0,109 / 1,6 | 0,162 / 1,6 | 0,233 / 1,8 |
| 0,017 | 0,0012 / 0,6 | 0,0076 / 0,6 | 0,023 / 1,0 | 0,049 / 1,2 | 0,107 / 1,6 | 0,142 / 1,8 | 0,215 / 2,0 | 0,306 / 2,25 |
| 0,025 | 0,0015 / 0,8 | 0,0094 / 0,8 | 0,028 / 1,2 | 0,060 / 1,6 | 0,107 / 1,8 | 0,176 / 2,25 | 0,262 / 2,5 | 0,375 / 2,75 |
| 0,037 | 0,0018 / 0,9 | 0,011 / 1,4 | 0,034 / 2,0 | 0,073 / 2,25 | 0,132 / 2,75 | 0,217 / 3,0 | 0,321 / 3,5 | 0,463 / 4,0 |
| 0,055 | 0,0022 / 1,2 | 0,014 / 1,8 | 0,042 / 2,25 | 0,090 / 2,75 | 0,156 / 3,0 | 0,264 / 3,5 | 0,395 / 4,0 | 5,70 / 4,5 |
| 0,10 | 0,0030 / 1,6 | 0,019 / 2,5 | 0,057 / 3,0 | 0,122 / 4,0 | 0,220 / 4,5 | 0,357 / 5,0 | 0,542 / 6,0 | 0,775 / 6,0 |
| 0,17 | 0,0039 / 2,0 | 0,025 / 3,0 | 0,074 / 4,0 | 0,160 / 5,0 | 0,285 / 6,0 | 0,474 / 7,0 | 0,703 / 7,0 | 1,03 / 8,0 |
| 0,25 | 0,0048 / 2,5 | 0,031 / 4,0 | 0,092 / 5,0 | 0,198 / 6,0 | 0,350 / 7,0 | 0,582 / 8,0 | 0,875 / 9,0 | 1,25 / 10,0 |
| 0,37 | 0,0059 / 3,0 | 0,038 / 4,5 | 0,112 / 6,0 | 0,242 / 8,0 | 0,435 / 9,9 | 0,710 / 10,0 | 1,08 / 12,0 | 1,53 / 12,0 |
| 0,55 | 0,0072 / 3,5 | 0,046 / 6,0 | 0,136 / 8,0 | 0,296 / 9,0 | 0,525 / 10,0 | 0,878 / 12,0 | 1,31 / 14,0 | 1,89 / 14,0 |
| 1,00 | 0,0099 / 5,0 | 0,063 / 8,0 | 0,188 / 10,0 | 0,404 / 12,0 | 0,730 / 14,0 | 1,2 / 16,0 | 1,80 / 18,0 | 2,57 / 20,0 |
| 1,70 | 0,013 / 7,0 | 0,084 / 10,0 | 0,248 / 14,0 | 0,540 / 16,0 | 0,835 / 20,0 | | | |
| 2,5 | 0,016 / 8,0 | 0,102 / 14,0 | 0,301 / 18,0 | 0,558 / 20,0 | | | | |
| 3,7 | 0,020 / 10,0 | 0,126 / 16,0 | 0,372 / 20,0 | | | | | |
| 5,5 | 0,024 / 12,0 | 0,200 / 20,0 | | | | | | |
| 10,0 | 0,033 / 16,0 | | | | | | | |

Продолжение

| Миллиметры водяного столба | Диаметр воздуховода в мм | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 450 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 |
| 0,00025 | 0,047 / 0,3 | 0,062 / 0,3 | 0,101 / 0,4 | 0,152 / 0,4 | 0,219 / 0,4 | 0,297 / 0,5 | 0,393 / 0,5 |
| 0,00055 | 0,070 / 0,4 | 0,093 / 0,5 | 0,152 / 0,5 | 0,230 / 0,6 | 0,324 / 0,7 | 0,445 / 0,7 | 0,583 / 0,8 |
| 0,0010 | 0,097 / 0,6 | 0,127 / 0,7 | 0,209 / 0,7 | 0,310 / 0,8 | 0,445 / 0,9 | 0,608 / 1,0 | 0,810 / 1,0 |
| 0,0017 | 0,126 / 0,8 | 0,168 / 0,8 | 0,272 / 1,0 | 0,410 / 1,0 | 0,585 / 1,2 | 0,800 / 1,2 | 1,07 / 1,4 |
| 0,0025 | 0,155 / 1,0 | 0,205 / 1,0 | 0,331 / 1,2 | 0,503 / 1,4 | 0,710 / 1,4 | 0,985 / 1,6 | 1,30 / 1,6 |
| 0,0037 | 0,192 / 1,2 | 0,250 / 1,2 | 0,410 / 1,4 | 0,618 / 1,6 | 0,880 / 1,8 | 1,20 / 2,0 | 1,60 / 2,0 |
| 0,0055 | 0,233 / 1,4 | 0,304 / 1,6 | 0,50 / 1,8 | 0,753 / 2,0 | 1,08 / 2,25 | 1,46 / 2,25 | 1,97 / 2,50 |
| 0,010 | 0,318 / 2,0 | 0,419 / 2,25 | 0,68 / 2,50 | 1,04 / 2,75 | 1,46 / 3,0 | 2,01 / 3,0 | 2,68 / 3,50 |
| 0,017 | 0,420 / 2,50 | 0,555 / 2,75 | 0,903 / 2,75 | 1,35 / 3,0 | 1,94 / 3,50 | 2,64 / 4,0 | 3,50 / 4,50 |
| 0,025 | 0,520 / 3,0 | 0,677 / 3,5 | 1,12 / 3,5 | 1,67 / 4,0 | 2,39 / 4,5 | 3,21 / 5,0 | 4,31 / 6,0 |
| 0,037 | 0,635 / 4,5 | 0,835 / 5,0 | 1,36 / 5,0 | 2,05 / 6,0 | 2,90 / 6,0 | 3,96 / 6,0 | 5,35 / 7,0 |
| 0,055 | 0,780 / 5,0 | 1,02 / 5,0 | 1,67 / 6,0 | 2,50 / 7,0 | 3,62 / 7,0 | 4,87 / 8,0 | 6,50 / 8,0 |
| 0,10 | 1,07 / 7,0 | 1,38 / 7,0 | 2,29 / 8,0 | 3,37 / 9,0 | 4,89 / 10,0 | 6,60 / 10,0 | 8,90 / 12,0 |
| 0,17 | 1,39 / 9,0 | 1,84 / 9,0 | 2,98 / 10,0 | 4,50 / 12,0 | 6,40 / 12,0 | 8,75 / 14,0 | 11,7 / 14,0 |
| 0,25 | 1,72 / 10,0 | 2,26 / 12,0 | 3,63 / 12,0 | 5,52 / 14,0 | 7,85 / 16,0 | 10,8 / 16,0 | 14,3 / 18,0 |
| 0,37 | 2,12 / 14,0 | 2,76 / 14,0 | 4,50 / 16,0 | 6,70 / 18,0 | 9,70 / 20,0 | | |
| 0,55 | 2,58 / 16,0 | 3,34 / 18,0 | 5,53 / 20,0 | | | | |

Потери напора по длине воздуховодов определяются по формуле:

$$h_{wдл} = i \cdot L = a \cdot \frac{v^n}{d^m} L, \qquad (64)$$

где: $i$ — потери напора на единицу длины трубопровода в мм вод. ст.;
$a$ — коэфициент, учитывающий влияние объемного веса воздуха;
$v$ — средняя скорость в воздуховоде в м/сек;
а — диаметр воздуховода в м;
$L$ — длина воздуховода в м.

Коэфициент $a = b \cdot \gamma^{0,852}$, т. е. потери напора по длине воздуховода зависят от объемного веса воздуха в степени 0,852.

Показатель степени $n$ не зависит от диаметра трубы (в пределах от 13 до 1000 мм), но зависит от степени шероховатости трубы.

Для воздуховодов $n$ принимаем равным 1,924.

Показатель степени $m = 1{,}281$.

Коэфициент $a$ для $\gamma = 1{,}2$ кг/м$^3$ (при $t = 20°$ и нормальном давлении) равен $a = 6{,}61$.

Таким образом, потери напора по длине на единицу длины воздуховода могут быть определены по формуле:

$$i = 6{,}61 \cdot \frac{v^{1,924}}{d^{1,281}} . \qquad (65)$$

В табл. 45 приведены соответствующие значения $i$ для разных диаметров (от 50 до 1000 мм) и для разных секундных расходов воздуха при $t = 20°$.

Указанным в первой графе табл. 45 потерям напора в миллиметрах водяного столба на единицу длины воздуховода при атмосферном давлении и температуре в 20° соответствуют для каждого диаметра расход воздуха в м$^3$/сек и скорость в м/сек (числитель — подача воздуха, знаменатель — скорость).

Приведенные данные справедливы для температуры в 20° и для атмосферного давления; при температурах, не равных 20° и при давлениях больше атмосферного необходимо вводить в табличные данные поправочные множители. Так как коэфициент $a$ зависит от объемного веса в степени 0,852, то изменение объемного веса воздуха при изменении температуры или давления нужно учитывать соответствующими соотношениями объемных весов в степени 0,852.

Первый поправочный множитель, зависящий от температуры, определяется по формуле:

$$\alpha_t = \left(\frac{\gamma_{t°}}{\gamma_{20°}}\right)^{0,852} . \qquad (66)$$

В табл. 46 приведены значения $\alpha_t$ для температуры от —20° до +50°.

Таблица 46

| Температура воздуха в град. | Коэфициент $\alpha_t = \left(\frac{\gamma_{t°}}{\gamma_{20°}}\right)^{0,852}$ | Температура воздуха в град. | Коэфициент $\alpha_t = \left(\frac{\gamma_{t°}}{\gamma_{20°}}\right)^{0,852}$ |
|---|---|---|---|
| —20,0 | 1,13 | +10,0 | 1,03 |
| —15,0 | 1,10 | +15,0 | 1,02 |
| —10,0 | 1,09 | +20,0 | 1,00 |
| — 5,0 | 1,08 | +30,0 | 0,98 |
| 0 | 1,07 | +40,0 | 0,95 |
| + 5,0 | 1,05 | +50,0 | 0,92 |

Из табл. 46 видно, что понижение температуры воздуха ведет к увеличению потерь напора. Последние необходимо определять, исходя из возможно низкой температуры для данной очистной установки.

Второй поправочный множитель, зависящий от давления, $\alpha_p$ может быть определен по формуле:

$$\alpha_0 = p^{0,852}, \tag{67}$$

где $p$ — величина абсолютного давления воздуха в атмосферах.

В табл. 47 даны значения $\alpha_p$.

Таблица 47

| $p_{am}$ | $\alpha_p$ | $p_{am}$ | $\alpha_p$ |
|---|---|---|---|
| 1,00 | 1,0 | 1,60 | 1,49 |
| 1,10 | 1,085 | 1,70 | 1,57 |
| 1,20 | 1,17 | 1,80 | 1,65 |
| 1,30 | 1,25 | 1,90 | 1,73 |
| 1,40 | 1,33 | 2,00 | 1,81 |
| 1,50 | 1,41 | — | — |

Таким образом, для заданных условий $t°$, $p_{am}$ потеря напора на единицу длины воздуховода будет равна:

$$i_{аспр} = i \cdot \alpha_t \cdot \alpha_p. \tag{68}$$

Величина давления в воздуховоде зависит от полезной глубины воды в аэротенке, от потери напора при прохождении воздуха через пористые пластины и суммарных потерь напора в воздуховоде. Потери напора в пластинах принимаются равными 300 мм вод. ст. Однако опыт работы многих аэротенков показал, что с течением времени наблюдается повышение сопротивления в пластинах, а потому при проектировании следует предусмотреть потерю напора в них не менее 1 м вод. ст.

Общие потери напора в воздуховоде $h_w$ не превосходят 0,5 м вод. ст.

Общий требуемый напор:

$$H = h + h_{ф1} + h_w.$$

Полное давление воздуха:

$$p = \frac{10,3 + H}{10,3} \text{ ат}$$

Помимо потерь напора по длине трубопровода имеют место потери напора на местные сопротивления (повороты, тройники, изменения сечения и пр.).

Эти потери могут быть определены по формуле для местных сопротивлений:

$$h_{wм} = \xi \frac{v^2}{2g} \gamma, \tag{69}$$

где: $h_{wм}$ — потеря напора в мм вод. ст.;

$\xi$ — коэфициент местного сопротивления;

$v$ — скорость воздуха в м/сек;

$\gamma$ — объемный вес воздуха в кг/м³ с учетом температуры и давления; приняв объемный вес воздуха при 20° и атмосферном давлении за 1,20 кг/м, получим, что $\gamma = 1,2 \alpha_t \alpha_p$.

В табл. 48 приводятся значения коэфициентов местного сопротивления.

Таблица 48

| Наименование местных сопротивлений | $\xi$ |
|---|---|
| 1. Колено при малом радиусе закругления . | 1,5 |
| 2. Колено при большом радиусе закругления . | 1,0 |
| 3. Полуколено . . . . . | 0,5 |
| 4. Отводы (плавные переходы по кривой) . . | 0,3—1,0 |
| 5. Ответвление круглое (рис. 160а) . . . . . | 1,5 |
| При незначительном изменении скорости, если: | |
| $d_a = d_b$ . . . . . | 1,0 |
| $d_a > 2d_d$ . . . . . | 0,4 |
| $d_a > 4d_d$ . . . . . | 0,0 |
| 6. Ответвления с токами воздуха в противоположные стороны (рис. 160б) . . . . . | 3,0 |
| 7. Вилка (рис. 160 в) . . . . . | 1,0 |
| 8. Клапан, задвижка открытая . . . . . | 0,0 |
| 9. Изменения поперечного сечения: | |
| а) незначительные и плавные . . . . | 0,0 |
| б) внезапные (рис. 160г) . . . . . | $\left(\frac{\omega}{\omega_1} - 1\right)$ |

Пример. Определить диаметр общего воздуховода, питающего аэротенки. Часовой расход сточной жидкости 100 м³, коэфициент неравномерности $K = 1{,}3$. Объем воздуха на очистку 1 м³ сточной воды $A = 10$ м³. Длина воздуховода $L = 100$ м. Глубина воды в аэротенке $H = 3{,}5$ м, $t = 15°$.

Расчетный расход воздуха:

$$W_{час} = A \cdot Q \cdot K = 10 \times 1000 \times 1{,}3 = 13\,000 \text{ м}^3 \text{ сек} = 3{,}62 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

По табл. 42 при $d = 600$ мм и расходе 3,63 м³/сек $i = 0{,}25$ мм, $v = 12$ м/сек.

Начальное давление:

$$p = \frac{10{,}3 + H}{10{,}3} = \frac{10{,}3 + 3{,}5 + 1{,}0 + 0{,}5}{10{,}3} = 1{,}48 \text{ ат}.$$

Поправочный множитель на давление (по табл. 44):

$$\alpha_p = 1{,}39.$$

Поправочный множитель на температуру (по табл. 43):

$$\alpha_t = 1{,}02.$$

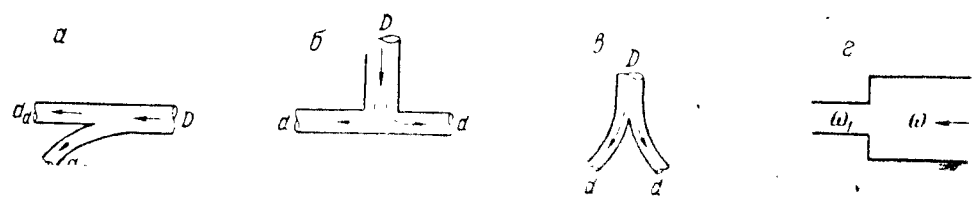



Рис. 160. Способы распределения воздуха в канале; *а*) плавное ответвление; *б*) разветвление под прямым углом; *в*) разветвление плавное, *г*) резкое изменение сечения

Тогда потеря напора по длине воздуховода $L = 100$ м при $d = 600$ мм $Q = 3{,}62$ м³/сек выразится (при $i = 0{,}25$ мм вод. ст., согласно табл. 42):

$$H_{w\,дл} = i \cdot \alpha_p \cdot \alpha_t \cdot L = 0{,}25 \times 1{,}39 \times 1{,}02 \times 100 = 35{,}5 \text{ мм вод. ст.}$$

Суммарная потеря напора с учетом потерь напора в местных сопротивлениях принята ориентировочно в 0,05 ат, или 0,5 м.

При определении потерь напора в разветвленном воздуховоде, начиная от стояков, подводящих воздух под пористые пластинки, и кончая компрессорной установкой, все результаты подсчета необходимо вносить в таблицы, аналогично принятым при расчете разветвленной сети.

Поправочный множитель на температуру $\alpha_t$ определяют для всей сети; что касается поправочного множителя на давление $\alpha_p$, то для большей точности его нужно определять для каждого участка в отдельности. В этом случае расчет обязательно начинать с воздуховодов у пластин.

Нами приведена для образца форма таблицы для определения потерь напора в сети воздуховодов (табл. 49).

Таблица 49

| Наименование точки участка | Длина участка в м | Расход воздуха в м³/сек | Диаметр воздуховода в мм | Скорость в м/сек | Потеря напора по длине в мм | Расчетный напор $p$ в ат | $\alpha_p$ | $\alpha_t$ | $h_w = i \cdot \alpha_p \cdot \alpha_t$ в мм |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | |

| Наименование местного сопротивления | Коэфициент местного сопротивления | $\xi \frac{v^2}{2g}$ | $\xi \frac{v^2}{2g} \cdot \alpha_p \cdot \alpha_t$ | $p_{am}$ |
|---|---|---|---|---|
| | | | | |

## § 89. Вторичные отстойники и их расчет

Норма активного ила, прибавляемого к вступающей в аэротенк сточной жидкости, должна определяться для каждой очистной установки опытным путем. При расчете аэротенков эта норма принимается в 50% от расхода очищаемой сточной жидкости.

Учитывая, что очищаемая сточная жидкость оставляет в аэротенке приносимые загрязнения, количество активного ила после аэротенка больше, чем количество его, прибавленное к сточной жидкости перед аэротенком. Этот *избыточный* активный ил не используется на очистной установке.

Чем тщательнее произведена предварительная очистка сточных вод перед поступлением их в аэротенк, тем меньше количество избыточного активного ила. Нормы его принимают обычно в 1 л/сутки на человека [102].

На установках московской канализации избыточный ил в сухом виде составляет около 27 г/сутки на человека. Так как активный ил содержит около 98—99% воды, то с водой количество его составляет при пересчете от 1,35 до 2,70 л/сутки на человека, т. е. в условиях канализации Москвы накопление избыточного ила больше указанной выше нормы в 1 л/сутки на человека.

Для отделения активного ила от сточной жидкости применяют вторичное отстаивание.

Для вертикальных отстойников за аэротенком или аэрокоагулятором принимаются следующие расчетные данные:

а) скорость по максимальному расходу 0,5 мм/сек из расчета на воду, поступающую в аэротенк (без учета активного ила);

б) время отстаивания по максимальному расходу 1 час;

в) объем иловой части на 3-часовое количество выпадающего активного ила;

г) откачка ила непрерывная;

д) содержание воды в иле 98—99%.

По А. Т. Деминой [28], за расчетную скорость движения жидкости во вторичных отстойниках следует принять величину в 0,5 мм/сек, считая на среднесуточный расход при коэфициенте неравномерности $K \leqslant 1{,}3$. При этом вынос активного ила по среднесуточным пробам будет около 25 г/м³.

С целью понижения этого выноса, если по условиям водоема вынос в 25 г/м³ недопустим, следует скорость движения воды в вертикальном отстойнике понизить до 0,35 мм/сек по среднесуточному расходу.

А. Т. Демина [30] указывает, что расчетная скорость во вторичных отстойниках должна быть увязана с максимальной концентрацией ила, с которой аэротенк, обслуживаемый проектируемым вторичным отстойником, должен работать. Так, при:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| концентрации | ила | 2 г/л | скорость | $\leqq$ 0,5 мм/сек |
| „ | „ | 3 „ | „ | $\leqq$ 0,35 „ |
| „ | „ | 4 „ | „ | $\leqq$ 0,28 „ |
| „ | „ | 5 „ | „ | $\leqq$ 0,22 „ |

Рабочая глубина отстойника при часовом пребывании в нем освобождающейся от активного ила жидкости будет $h = v \cdot t \cdot 3600 = 0{,}0005 \times 1 \times 3600 = 1{,}8$ м (при $v = 0{,}5$ мм/сек).

В центральной вертикальной трубе, по которой поступает сточная жидкость с илом, скорость сграничивается 100 мм/сек во избежание размыва отлагающихся частиц ила и возможного выноса их. Труба должна быть рассчитана на расход $(Q + q)$, где $Q$ — расход сточных вод, $q$ — количество активного ила, а сам вторичный отстойник рассчитывается только на расход сточной жидкости, т. е. $Q$.

Активный ил не учитывается при расчете вторичного отстойника, так как через отстойник протекает только очищаемая жидкость. Активный ил, поступивший через вертикальную трубу в отстойник, выпадает на дно его и оттуда удаляется частично для подачи в аэротенк, частично — на обработку.

Осаждающийся в воронкообразной нижней части вторичного отстойника активный ил должен немедленно удаляться. Для удаления ила служит выходящая за пределы отстойника чугунная труба диаметром 200 мм с приоткрытой задвижкой. Для отжима ила достаточен напор в 1,2 м. Задвижка должна быть приоткрыта настолько, чтобы удалялся только выпадающий активный ил, т. е. расход ограничивался бы величиной $q$.

Между верхней — рабочей частью отстойника и воронкообразной нижней — иловой следует оставлять нейтральный слой высотой не менее 0,5 м.

Для лучшего сползания ила к трубе необходимо, чтобы откос стен воронки был около 50°.

Так как диаметры вторичных отстойников бывают большими (до 10 м и более), то наличие воронки с откосом, круче чем одинарным, делает их весьма глубокими. Объем воронкообразной части не используется при этом полностью, стоимость же отстойника сильно повышается.

С целью возможного уменьшения глубины отстойника откосы делают не только в пределах нижней — иловой части, но и в пределах рабочей части отстойника (рис. 161) при обязательном условии, что на высоте выпуска из центральной трубы живое сечение отстойника обеспечивает скорости не более 0,8—0,9 мм/сек.

На больших установках по очистке сточных вод в настоящее время применяют в качестве вторичных отстойников радиальные отстойники со скребками.

Радиальные отстойники рассчитывают на прохождение через них расхода сточной жидкости в течение одного часа.

Среднечасовая нагрузка на 1 м² поверхности воды в отстойнике (напряженность) принимается в 1,25—1,75 м³, в среднем 1,5 м³ ($q$ м³/час м²).

При коэфициенте неравномерности $K = 1{,}5$ рабочая глубина радиального отстойника

$$h = q \cdot K = 1{,}5 \times 1{,}5 = 2{,}25 \text{ м.}$$

Если учесть высоту нейтрального слоя до 0,5 м, откос днища в пределах отстойника 0,1 — 0,2 м и превышение кромки отстойника над поверхностью жидкости в 0,25 м, получим, что полная строительная

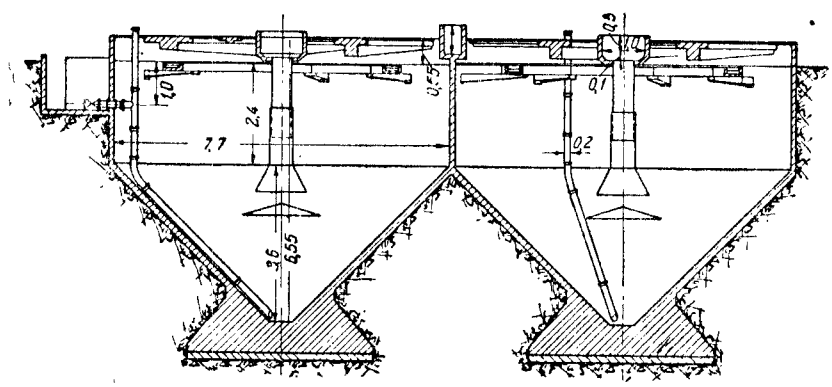



Рис. 161. Вторичные отстойники

высота радиального отстойника $H = h + 0{,}5 + 0{,}15 + 0{,}25 = 2{,}25 + 0{,}9 = 3{,}15$ м.

Вторичные радиальные отстойники устраивают диаметром от 15 до 30 м и более. Глубина их $H = 3{,}0 — 3{,}5$ м соответствует отстойникам с диаметрами от 20 до 30 м; при бо́льших диаметрах глубина отстойника может быть больше.

Учитывая значительные расходы сточной жидкости в радиальных отстойниках, необходимо определять диаметр трубы для удаления ила по расчету, принимая скорость движения жидкости с илом в трубе в пределах 1 м/сек.

Труба для удаления ила опущена в приямок, глубина которого должна быть не менее 1,5 м с целью обеспечения нормального отжима ила и недопущения прорыва воды.

На Люблинской очистной станции вторичные радиальные отстойники имеют плоское днище без приямка. Для удаления ила служат две вращающиеся вокруг вертикальной оси горизонтальные трубы, длиной равные диаметру отстойника и снабженные рядом трубок для приема ила, заканчивающихся особыми уширениями (сосунками) (рис. 162). Приемные сосунки расположены так, что ими обслуживается поверхность всего днища, т. е. в части трубы справа приемные сосунки расположены там, где их нет в части трубы слева, так что при вращении ил убирается с любой точки поверхности днища.

Работа по удалению ила происходит при наличии в отстойнике слоя ила в 0,7 м; движение трубы, удаляющей ил, должно быть медленным. Подаваемый к центру отстойника ил удаляется по трубе, уходящей под отстойник.

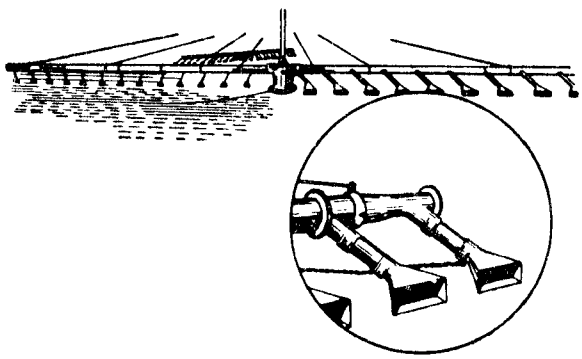


Рис. 162. Сосунки для приема ила из вторичных отстойников

На рис. 163 изображен вторичный отстойник, сооруженный на Люблинской станции аэрации в Москве. Основные размеры отстойника: $D = 18{,}7$ м, глубина воды в отстойнике $H = 3{,}1$ м. Диаметр подвижных

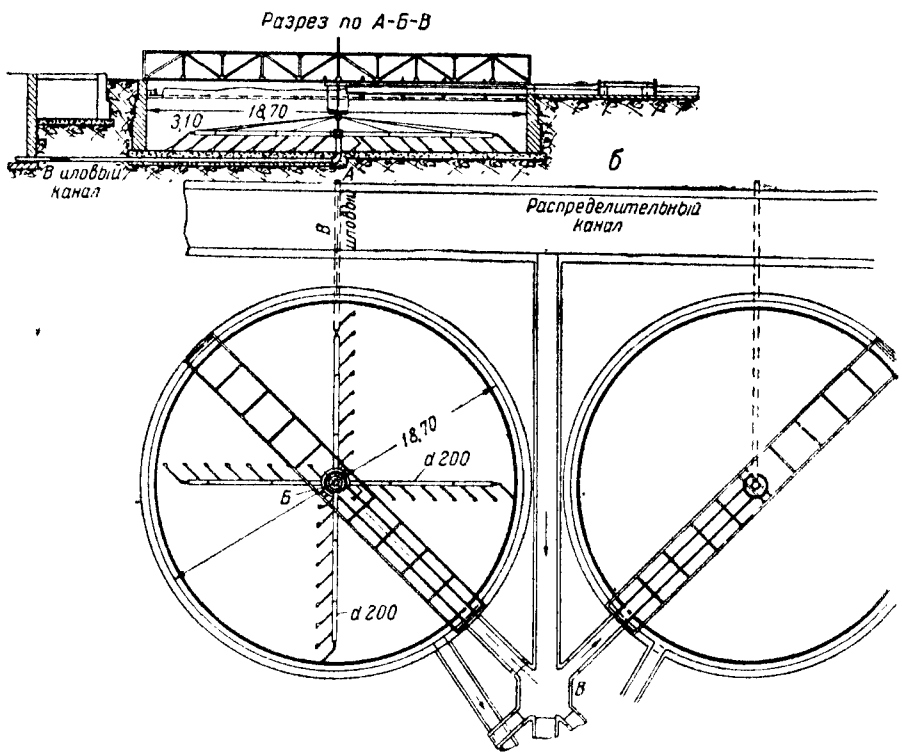



Рис. 163. Вторичный отстойник с сосунками, сооруженный на Люблинской станции аэрации; *а*) разрез; *б*) план

труб $d = 200$ мм, каждая из них снабжена 8—9 сосунками. Сосунки установлены на расстоянии 1 м друг от друга. Из подвижных вращающихся вокруг вертикальной оси труб ил попадает в отводную трубу

$d = 200$ м, проложенную в толще дна отстойника; ил по этой трубе направляется в иловой канал.

Трубы с сосунками вращаются со скоростью один оборот за 30—45 минут. С целью лучшего захвата осевшего на дно отстойника активного ила сосунки снабжены козырьками.

Применение сосунков позволяет довести до наименьших размеров заглубление иловой части.

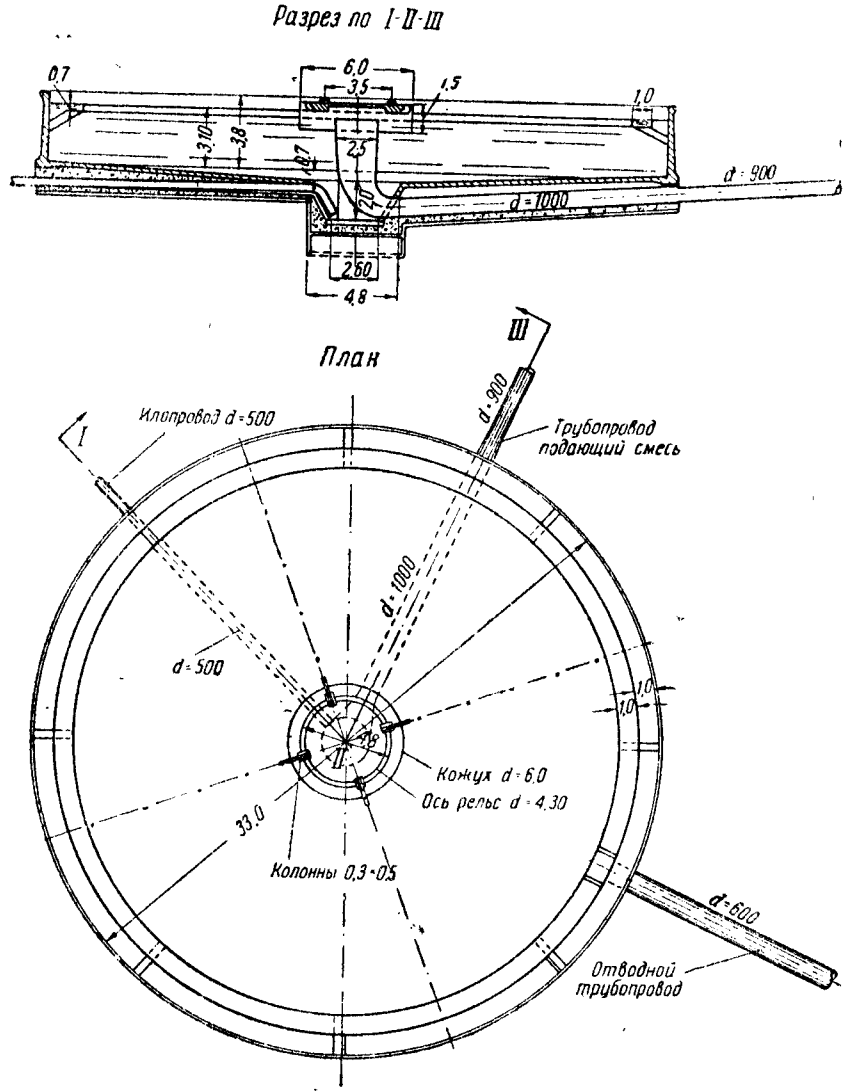



Рис. 164. Вторичный отстойник Курьяновской станции аэрации

Горизонтальные, прямоугольные в плане отстойники мало применимы в качестве вторичных отстойников вследствие большого количества механизмов для передвижения ила в отстойнике и низкой концентрации оборотного активного ила.

Радиальные отстойники с сосунками несколько сложны в изготовлении и эксплоатации, поэтому они могут быть рекомендованы в условиях высокого стояния грунтовых вод.

На небольших станциях по очистке сточных вод следует применять вертикальные отстойники, на средних и крупных — радиальные со скребками или сосунками.

На рис. 164 показан запроектированный для Курьяновской станции аэрации вторичный радиальный отстойник диаметром $D = 33$ м и рабочей высотой 3,1 м (первый вариант).

С целью увеличения объемного использования отстойника приемный лоток для осветленной сточной жидкости подвешен на консолях

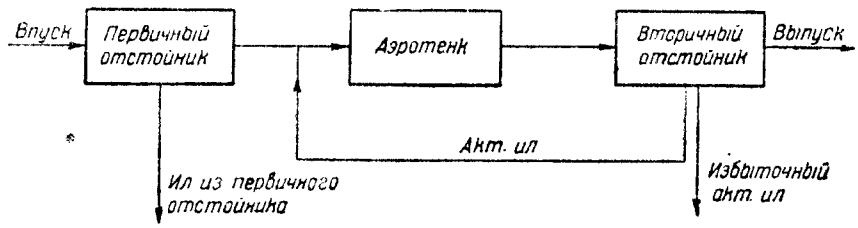



Рис. 165. Схема последовательного движения сточной жидкости и ила при полной очистке в аэротенках

на расстоянии 1 м от наружной стены, что создает условия для двухстороннего поступления в лоток осветленной жидкости и уменьшает возможность радиальной циркуляции сточной жидкости в отстойнике.

Нормальная работа вторичных отстойников имеет непосредственное влияние на работу аэротенков.

Излишний вынос ила из вторичных отстойников не только ухудшает качество сточной жидкости, сбрасываемой после очистки в водоем,

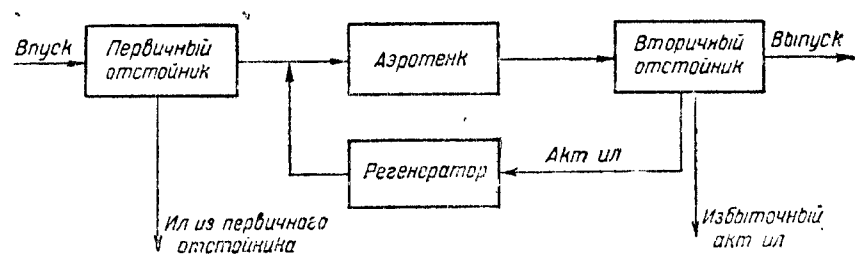



Рис. 166. Схема последовательного движения сточной жидкости и ила при неполной очистке в аэротенках

но и уменьшает количество оборотного активного ила и его концентрацию, что не может не отразиться на нормальной работе аэротенков. С целью уменьшения выноса ила из вторичных отстойников время отстаивания смеси сточной жидкости с активным илом увеличивают до полутора часов.

Основными материалами для вторичных отстойников после аэротенков являются кирпич, камень, бетон и железобетон.

## § 90. Иловые камеры. Илоуплотнители

Выделенный из вторичных отстойников активный ил в основной своей массе подлежит использованию для дальнейшей очистки сточных вод.

В аэротенках для полной очистки сточной жидкости активный ил направляется непосредственно в канал для смешения его со сточной жидкостью перед поступлением последней в аэротенк (рис. 165). При неполной очистке активный ил направляется в регенераторы (рис. 166).

Между вторичными отстойниками и аэротенками (или регенераторами) находится промежуточное сооружение в виде бассейна — иловая камера, в которой ил собирается и из которой перекачивается в аэротенки (рис. 167). Емкость иловой камеры рассчитывается на 20-минутное пребывание в ней активного ила. Глубина рабочей части иловой камеры не должна превышать 1,5 м с целью уменьшения заглубления ее. Эту камеру располагают в непосредственной близости от вторичных отстойников. Рабочий уровень в ней должен быть ниже поверхности воды во вторичном отстойнике.

При установлении разницы в уровнях надо учитывать:

1) величину напора для отжима ила из вторичного отстойника, принимаемую в 1,2 м;

2) величину падения отметок в иловом лотке от наиболее удаленного вторичного отстойника до иловой камеры, т. е. на величину $iL_1$,

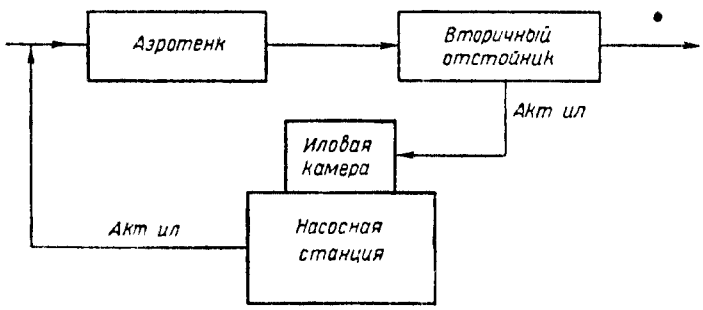



Рис. 167. Схема подачи активного ила из вторичного отстойника к аэротенку

где $i$ — уклон илового лотка, который может быть принят 0,005, а $L$ — длина илового лотка;

3) высоту ила в иловом лотке.

Иловая камера устраивается и оборудуется наподобие аэротенка. Продувание воздуха необходимо во избежание выпадения активного ила.

На рис. 168 изображена иловая камера. Для перекачки активного ила могут быть использованы канализационные насосы. На некоторых установках (Москва) каждый из вторичных отстойников снабжен подъемником для перекачки активного ила непосредственно из отстойника к месту его использования. Для этой цели применяются эрлифты и инжекторы.

Надзор и обслуживание индивидуальных подъемников активного ила значительно сложнее, что не позволяет рекомендовать их применение.

Из общего илового канала, по которому ил поступает из вторичных отстойников, излишек активного ила перед иловой камерой должен отводиться для его возможного использования или ликвидации.

Избыточный активный ил обладает некоторыми коагулирующими свойствами, содержит 98—99%, а в среднем 98,5% воды и через 1,5—2 часа после выхода из аэротенка всплывает вследствие явления денитрификации.

Избыточный ил может быть использован для получения газа путем перегнивания его в септической части двухъярусных бассейнов или в метантенках. Так как он обладает некоторыми коагулирующими свойствами, то его можно направить к потоку сточной жидкости, поступающей на очистную установку, что будет способствовать лучшему осветлению сточной жидкости. Для лучшего смешения всей массы сточной жидкости с избыточным активным илом необходимо устройство сме-

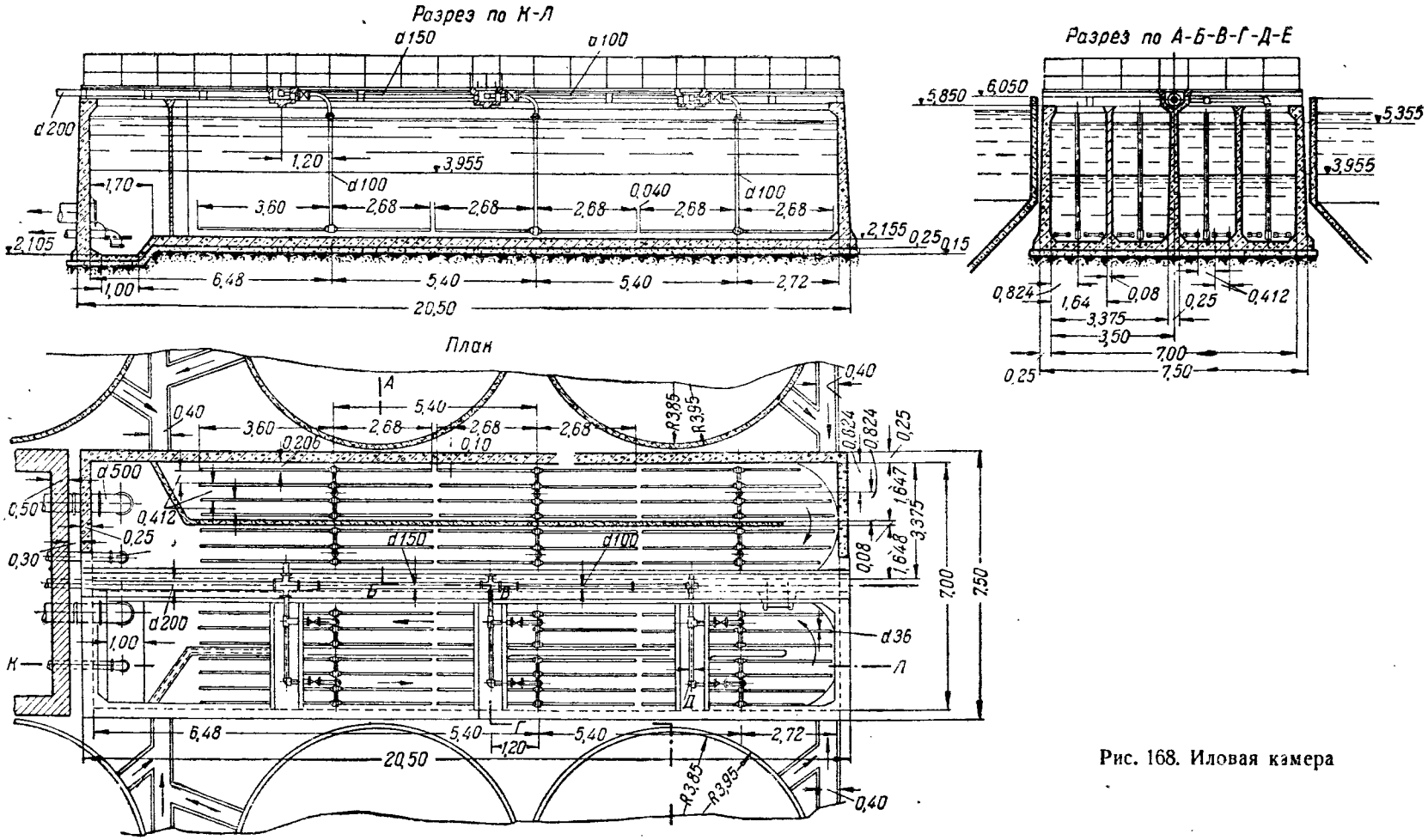



Рис. 168. Иловая камера

сителя. Емкость септической части двухъярусного бассейна или метантенка должна быть увеличена при этом по крайней мере на 60%.

Количество избыточного активного ила достигает 1 л/сутки на жителя, пользующегося канализацией. Если избыточный ил осаждается в первичных отстойниках вместе с сырым илом, то влажность осадка составляет, примерно, 95—96%. Соответственно объем избыточного ила будет не 1 л, а $\frac{1(100-98{,}5)}{100-95{,}5} = 0{,}33$ л. Сырой ил выпадает в первичных отстойниках в количестве 0,7 л/сутки на человека. Избыточный ил составляет 40% с лишним от количества сырого ила. Если учесть, что избыточный ил вызывает лучшее осаждение сырого ила, то вышеприведенную норму увеличения септической части на 60% можно считать достаточно обоснованной.

Опыт подачи избыточного активного ила на Люблинской станции аэрации в канал перед первичными отстойниками показал ухудшение работы первичных отстойников, увеличение выноса из них сырого осадка, что не могло не отразиться отрицательно на работе аэротенков.

Причиной повышенного выноса из первичных отстойников при направлении к ним избыточного активного ила следует считать увеличение концентрации осадка в сточной жидкости, что требует понижения скорости ее движения при отстаивании. На существующих первичных отстойниках этого добиться невозможно, строить же специальные отстойники из-за повышенной концентрации осадка нецелесообразно. Ввиду изложенного, на Люблинской станции аэрации только 40—50% избыточного активного ила подается к первичным отстойникам.

Активный ил можно направлять непосредственно в метантенки, не используя его коагулирующих свойств в первичных отстойниках. При этом необходимо предварительно уплотнить активный ил для уменьшения объема метантенка. Для уменьшения содержания воды в активном иле с 99 до 95—97%, его необходимо подвергнуть отстаиванию в течение 1—2 час.; выделяющуюся при этом воду необходимо направить в общий сток от вторичных отстойников. Отстойники, в которых происходит обезвоживание активного ила, называются *илоуплотнителями*.

Наиболее простой конструкцией илоуплотнителя является вертикальный отстойник, нижняя воронкообразная часть которого служит местом скопления уплотненного ила.

Количество отстойников-илоуплотнителей должно быть не менее двух.

Расчет илоуплотнителей ведется как обычных вертикальных отстойников; скорость в отстойнике для лучшего осаждения ила принимается $v = 0{,}25$ мм/сек.

Расчет вертикальной трубы ведется на расход воды и ила; ил теряет воду с 99 до 97%; потерянный объем воды определяет расчетный расход самого отстойника. Он равен:

$$q - \frac{100-99}{100-97} \cdot q = 0{,}67\ q.$$

Следовательно, количество уплотненного ила, осаждающегося в воронке илоуплотнителя в единицу времени, равно $0{,}33\ q$.

Объем воронки илоуплотнителя должен обеспечить сохранение ила между двумя периодами его удаления.

Уплотненный ил выпускается из илоуплотнителя в приемник, из которого насосами передается в метантенки. В связи с явлениями денитрификации и всплыванием ила, эксплоатационная работа илоуплотнителей затруднена.

Илоуплотнители устанавливаются вблизи иловой камеры, так что здание насосов для подачи активного ила в аэротенк может служить и для установки насосов для перекачки избыточного активного ила. Для лучшего перегнивания избыточный активный ил должен быть перемешан с некоторым количеством свежего ила, так как при перегнивании одного активного ила количество выделяющего при этом газа очень мало. Примешивание 10% свежего ила увеличивает газоотдачу вдвое, а 15% — втрое.

## § 91. Описание установок с аэротенками

Приводим краткое описание аэротенков на Люблинской станции аэрации (рис. 169 — рис. 174).

Аэротенки рассчитаны на полную очистку сточной жидкости.

Сточная жидкость предварительно проходит через решетки, песколовки и первичные отстойники (вертикальные и радиальные). Разводной канал квадратного сечения $3 \times 3$ м снабжен пористыми пластинами, через которые подается воздух для перемешивания активного ила со сточной жидкостью.

Расчет аэротенков произведен по формуле К. Н. Королькова по среднегодовой БПК сточной жидкости. БПК очищенной воды принята равной 10 г/м³.

Размеры аэротенков: ширина — 7,3 м, высота — 3,5—3,67 м, длина — 100 м. Строительная высота $H$ — 4,32 м (рис. 170 и 171). Количество активного ила принято равным 40%. Для пористых пластин принято $K$=15. Интенсивность дутья определяется в зависимости от концентрации сточной воды; для первых лет $БПК_{20}$ принята 385 г/м³.

Потребное количество воздуха на один объем сточной воды:

$$A = \frac{2a}{KH} = \frac{2 \times 385}{15 \times 3{,}5} = 14{,}7 \text{ объема.}$$

Часовой расход сточных вод на один аэротенк $Q_{час} = 312{,}5$ м³.

Количество воздуха в 1 час:

$$W = A \cdot Q = 14{,}7 \times 312{,}5 = 4595 \text{ м}^3.$$

Интенсивность дутья при $БПК_{20} = 385$ г/м³ принята $i = 4{,}9$ м³/м² час.

Площадь дна аэротенка:

$$F = \frac{W}{i} = \frac{4595}{4{,}9} = 940 \text{ м}^2.$$

Полезный объем аэротенков:

$$V = F \cdot H = 940 \times 3{,}6 = 3385 \text{ м}^3.$$

Время нахождения сточной жидкости в аэротенке:

$$t = \frac{V}{Q + q} = \frac{3385}{312{,}5 + 0{,}4 \times 312{,}5} = 7{,}7 \text{ часа.}$$

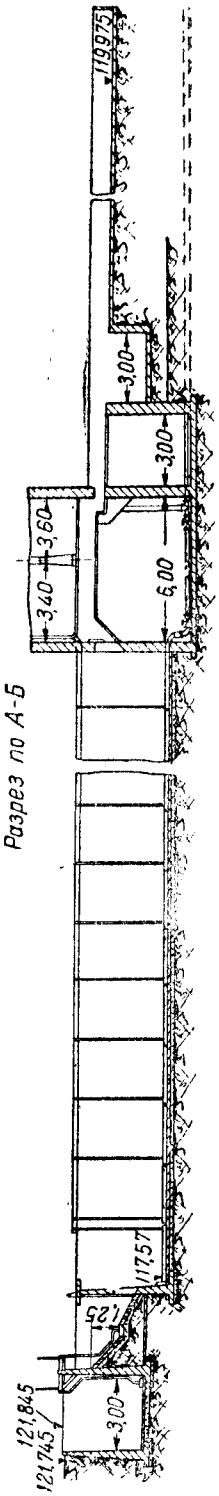



Рис. 169. Аэротенки Люблинской станции аэрации. Продольный разрез

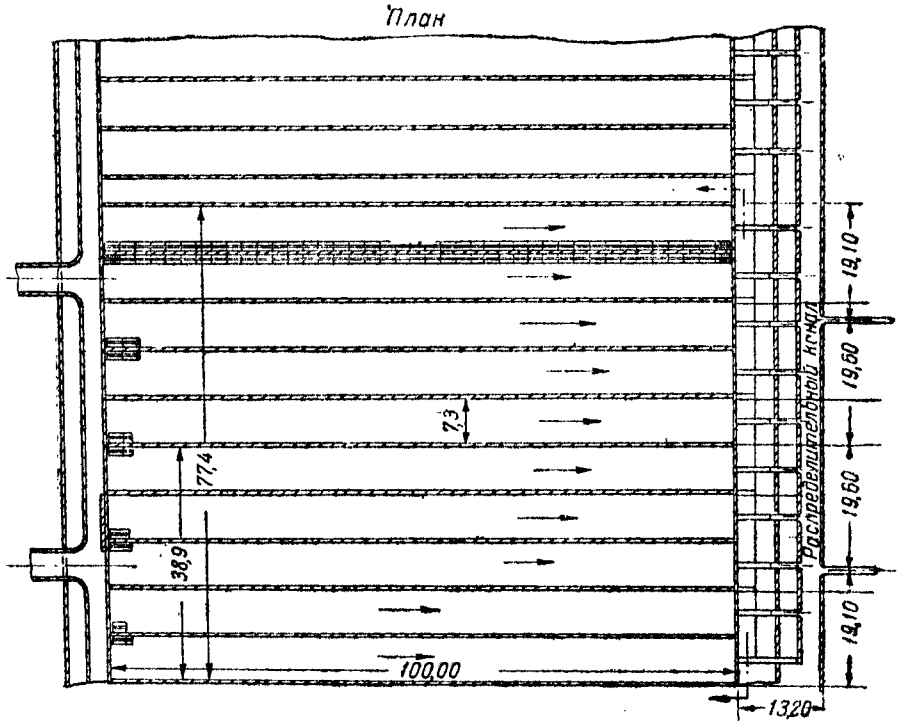



Рис. 170. Аэротенки Люблинской станции аэрации. План

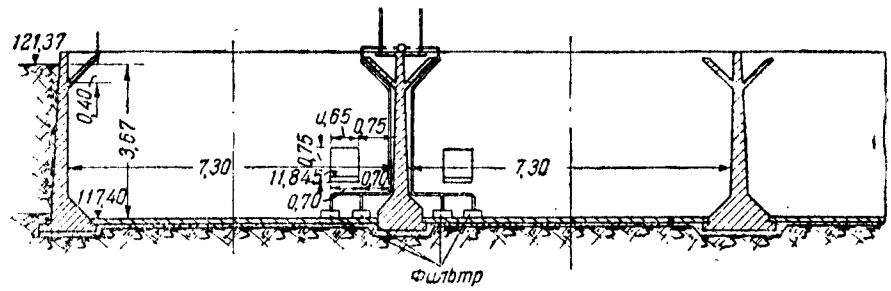



Рис. 171. Аэротенки Люблинской станции аэрации. Поперечный разрез

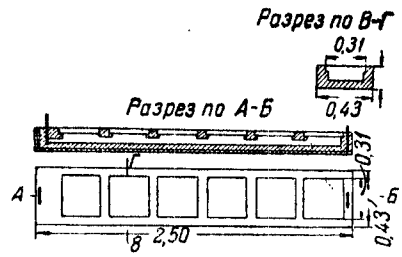



Рис. 172. Аэротенки Люблинской станции аэрации. Деталь установки пористых пластин

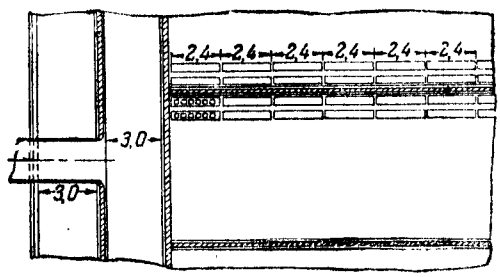



Рис. 173. Деталь впуска сточной жидкости в аэротенк

На рис. 172 показана деталь установки фильтросной пластинки. На рис. 173 показана деталь впуска сточной жидкости в аэротенк, а на рис. 174 — деталь выпуска ее из аэротенка.

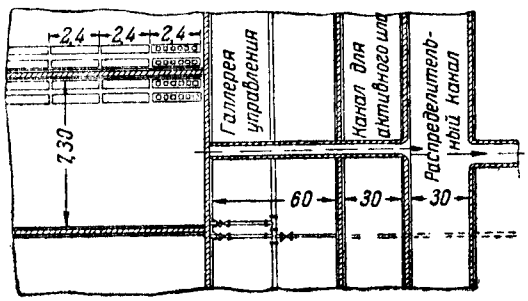



Рис. 174. Деталь выпуска сточной жидкости из аэротенка

## § 92. Схемы работы аэротенков в комплексе очистных сооружений

До сих пор применяемые в СССР для полной биологической очистки сточных вод аэротенки работают без регенераторов. Это упрощает эксплоатацию, хотя применение аэротенков без регенераторов имеет ряд существенных недостатков, основной из которых — отсутствие возможности быстрого восстановления активных свойств ила в случае отравления его при попадании в сточную жидкость токсичных для активного ила веществ.

При работе аэротенков на полную очистку целесообразно применять регенераторы, отводя под последние 20—25% аэротенков из их общего объема; на Люблинской станции аэрации отведено под регенераторы в настоящее время лишь 5% от общего объема аэротенков.

Наличие регенераторов хотя и усложняет общую схему эксплоатации сооружений, но имеет ряд несомненных преимуществ, основанных на разделении на конечном этапе процессов улучшения качества сточной жидкости и минерализации органических загрязнений, сорбированных активным илом (регенерация активного ила).

З. А. Орловский предлагает чрезвычайно простую конструктивную форму для устройства аэротенков с регенераторами. Для этой цели необходимо проектировать не однокоридорные аэротенки, а многокоридорные (четырех- и пятикоридорные); это позволяет первый коридор использовать в качестве регенератора [67].

Неполной очисткой в аэротенках пользуются часто в качестве дополнительной предварительной очистки сточных вод (Москва). Осветленная в отстойниках сточная жидкость содержит еще значительное количество взвешенных и все количество коллоидальных веществ. Неполная очистка такой воды в течение получаса — часа в аэрокоагуляторах дает в результате прозрачную воду с величиной БПК, уменьшенной на 65% по сравнению с такой же в сырой сточной жидкости или на 50% по сравнению с осветленной жидкостью из отстойника. Такая жидкость внешне чиста, но способна к загниванию благодаря содержанию в ней растворенных органических веществ. В случае необходимости полной очистки сточная жидкость, прошедшая через аэрокоагуляторы, может быть направлена на биофильтры или на аэрофильтры. При направлении воды из аэрокоагуляторов на биофильтры нормальная нагрузка на фильтры увеличивается по сравнению с обычными биологическими фильтрами, примерно, в три раза. Повышение окислительной мощности биофильтров при поступлении на них коагулированной воды

объясняется как уменьшением концентрации сточной жидкости, так и развитием в этом случае в фильтре специфических культур, благоприятствующих процессу очистки.

По тем же соображениям при направлении после аэрокоагуляторов сточной жидкости на аэрофильтры нагрузка на последние может быть увеличена вдвое. Это обстоятельство использовано на Кожуховской станции аэрации. На аэрофильтры поступает сточная жидкость после аэрокоагуляторов, причем отношение объема сточной жидкости к объему фильтрующего материала равно 4. Сточная жидкость после

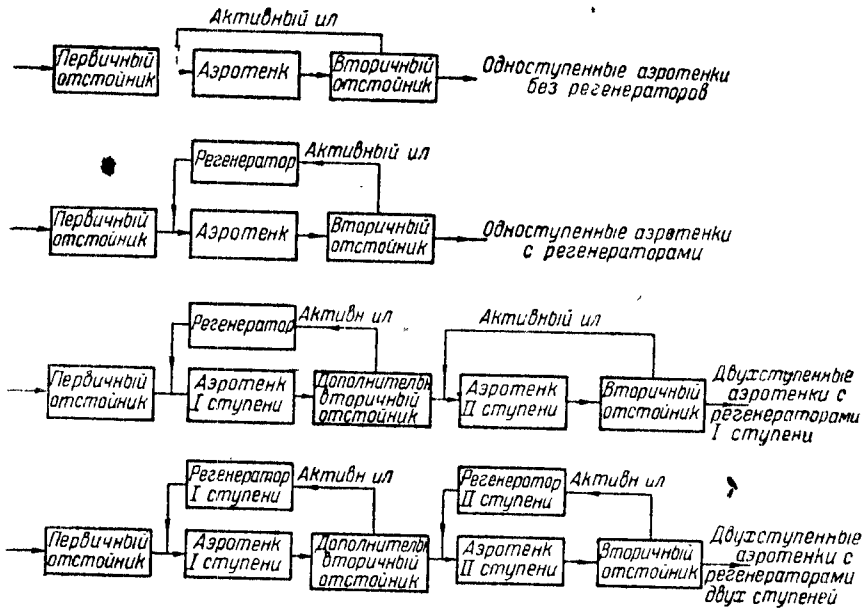



Рис. 175. Схема работы одно- и двухступенных аэротенков с регенераторами и без них

прохождения в аэротенке неполной очистки для дальнейшей очистки может поступить также в следующий аэротенк, причем в этом случае в нем будут происходить только последние стадии процесса очистки, имеющие место в обычном аэротенке: нитрификация органического азота и регенерация активного ила. Такая схема сооружений для очистки может быть названа двухступенным аэротенком.

Первая стадия очистки — аэрокоагуляция — требует, как указано выше, до 1 часа; второй этап очистки в аэротенке второй ступени может быть уменьшен вследствие развития специальных культур бактерий и доведен до 2—3 час. Таким образом, общее количество времени прохождения сточной жидкости через аэротенки сокращается более чем вдвое (вместо 6—10 часов только 3—4 часа). Уменьшается также количество воздуха, потребное для проведения первой стадии очистки — аэрокоагуляции.

Устройство отдельных регенераторов при этом обязательно, хотя активный ил из второй ступени аэротенков и достаточно активен, но количество его не может покрыть потребности в активном иле первой и второй ступени аэротенка. При учете объема сооружений следует иметь в виду необходимость устройства дополнительных вторичных отстойников после первой ступени аэротенков на получасовой отстой.

На рис. 175 даны схемы работ одно- и двухступенных аэротенков. Если принять объем сооружения, равный часовому расходу сточной жидкости с активным илом, за единицу объема и учесть, что активный

ил с водой составляет около 50% от очищаемой сточной жидкости, то объемные соотношения могут быть выражены данными, приведенными в табл. 50.

Таблица 50

| Наименование | Количество объемов | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Одноступенный аэротенк без регенератора | Одноступенный аэротенк с регенератором | Двухступенный аэротенк с регенератором | Двухступенный аэротенк с двумя регенераторами |
| Аэрокоагулятор . | — | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Дополнительный промежуточный отстойник . . | — | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| Регенератор . . . | — | 1,0 | 1,0 | 2,0 |
| Аэротенк . . . . | 6,0—10,0 | 3,0—4,0 | 3,0 | 2,0 |
| Итого объемов . . . . | 6,0—10,0 | 5,5—6,5 | 5,5 | 5,5 |

Разделение процессов очистки, помимо уменьшения объемов, приводит к уменьшению потребного воздуха.

Глава XVIII

# ХЛОРИРОВАНИЕ СТОЧНЫХ ВОД

## § 93. Общие соображения

Хлорирование сточных вод имеет целью уменьшить количество бактерий в них, сделав воды более стойкими в отношении загниваемости и обезвредить их, убив болезнетворные микроорганизмы. Действие хлора на сточную жидкость сказывается как в бактерицидном действии самого хлора, вносимого в сточную жидкость, так и в активном действии кислорода, получающегося при реакции хлора с водой.

При растворении в воде хлор химически действует на нее, причем образуются соляная (HCl) и хлорноватистая (HOCl) кислоты:

$$Cl_2 + H_2O = HCl + HOCl.$$

Хлорноватистая кислота очень легко распадается на соляную кислоту и атом кислорода, который действует окисляюще весьма активно:

$$HOCl = HCl + O.$$

Применение хлора для дезинфекции сточных вод было известно еще с конца XVIII века, но широкое распространение метод хлорирования сточной воды получил лишь с начала XX века.

В настоящее время хлорирование сточных вод производят:

1. С целью предохранения сточных вод от загнивания. Уничтожив хлорированием значительное количество бактерий в сточной жидкости, иногда удается задержать на несколько десятков часов процесс распада органических веществ в сточных водах, начинающийся обычно уже при движении сточных вод по канализационной сети.

2. С целью избежать отрицательных последствий от поступления на очистную станцию загнившей сточной жидкости. Последнее сказывается на вспенивании в септической части двухъярусных бассейнов, на ухудшении эффекта очистки на биофильтрах, на выделении большого количества дурно пахнущих газов на территории очистной станции, на большом размножении мошек на фильтрах и т. д.

В результате хлорирования вспенивание в септической части двухъярусных бассейнов прекращается; запах при разбрызгивании над биофильтром сточной жидкости устраняется; прекращается заиление фильтра, выносятся остатки мертвой пленки из фильтра вместе с яйцами и личинками мошек и т. д. При этом дозы хлора должны быть рассчитаны так, чтобы поступающая на фильтр сточная жидкость

содержала лишь незначительное количество свободного хлора; высокое его содержание может нарушить и даже приостановить течение биологического процесса очистки сточных вод.

3. Наконец, хлорирование очищенных сточных вод производят перед выпуском их в естественный водоем — дезинфекция сточных вод.

Ни одна очистная установка без хлорирования не может довести эффекта очистки сточных вод до 100-процентного уменьшения бактерий. Лучшие по эффекту работы сооружения по биологической очистке сточных вод дают уменьшение числа бактерий в очищенной воде на 95—99%. Если учесть, что в 1 см³ сырой сточной жидкости содержится до 10 млн. и больше бактерий, то оставшиеся минимум 5—1% бактерий, после наиболее совершенной очистки сточных вод, составляют в сбрасываемой в водоем очищенной воде в 1 см³ до 100 и более тысяч бактерий; среди них может быть значительное количество и патогенных бактерий.

С целью предохранения того водоема, в который отводятся очищенные сточные воды, от заражения болезнетворными бактериями, последние, перед выпуском в водоем, должны быть продезинфицированы. Назначение дезинфекции — резкое уменьшение общего количества бактерий в очищенной сточной жидкости и при этом почти полное уничтожение болезнетворных бактерий.

Особенно важно значение хлорирования в период эпидемий, когда опасность распространения бактерий повышается.

В табл. 51 приведены данные примерной эффективности отдельных сооружений и хлорирования по уменьшению числа бактерий.

Таблица 51

| Очистные устройства | % уменьшения бактерий | Очистные устройства | % уменьшения бактерий |
|---|---|---|---|
| Решетки | 0—5 | Биологические фильтры | 90—95 |
| Сита | 10—20 | Аэротенки | 90—98 |
| Песколовки | 10—25 | Хлорирование осветленной воды | 90—95 |
| Простое отстаивание | 25—75 | Хлорирование биологически очищенной сточной воды | 98—99 |
| Септиктенки | 25—75 | | |
| Химическое осаждение | 40—80 | | |

Целый ряд исследователей указывает, что хлорированием неочищенной сточной жидкости можно уменьшить БПК по крайней мере на 10—20%.

Инж. Е. А. Яковлев [108] указывает, что понижение БПК сточной жидкости при хлорировании можно объяснить тем, что некоторая часть органических веществ, находящаяся в растворе или в коллоидальном состоянии при комбинации их с хлором, претерпевает химические изменения.

По исследованиям Е. Ф. Константиновой [50], хлорирование сточной жидкости не уменьшает абсолютной величины БПК, а только ведет к уменьшению скорости поглощения кислорода сточной жидкостью.

Останавливаясь на вопросе хлорирования сточной жидкости перед выпуском ее в естественный водоем (дезинфекция), следует указать, что количество вводимого хлора зависит от количества растворенных в воде органических веществ. Наличие избыточного хлора в сточной жидкости после 10—15-минутного контакта ее с хлором служит показателем того, что сточная жидкость действительно продезинфицирована.

Количество избыточного хлора должно составлять от 0,2 до 1 мг/л. Приведем примеры применяемых доз хлора в мг/л:

| Характер жидкости | |
|---|---|
| Неосветленная сточная | 20—25 |
| Слабо осветленная | 15—20 |
| Хорошо осветленная | 10—15 |
| После биофильтра | 5—10 |
| После аэротенка | 3— 5 |

Хлорирование производится либо жидким хлором, либо хлорной известью. В последние годы пользуются почти исключительно жидким хлором, так как применение его упрощает доставку и хранение хлора и дает возможность получать относительно легко раствор нужной концентрации.

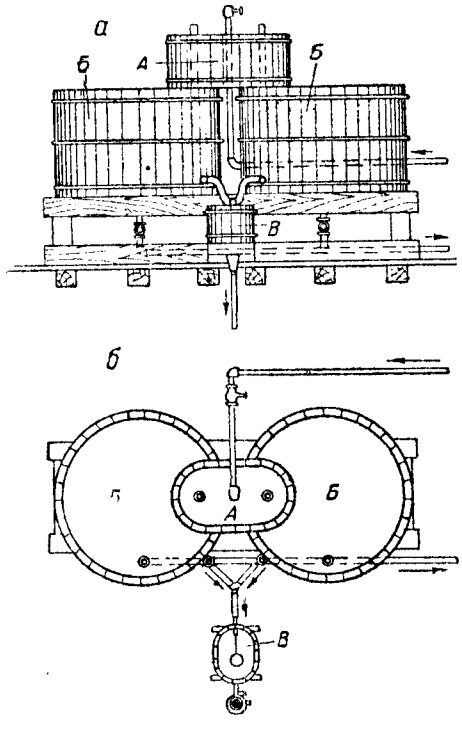



Рис. 176. Устройство для получения раствора хлорной извести: *а*) вид спереди; *б*) план

Хлорная известь более громоздка по весу и объему, так как только 20—25% ее активны; она требует деревянной тары и сохранения в прохладном, полутемном и хорошо вентилируемом помещении. При хлорировании хлорной известью осаждается большое количество ила. Устройства для приготовления раствора хлорной извести громоздки и состоят из смесительного бака *А*, двух баков *Б* с дозированным раствором и регулирующего бачка *В* (рис. 176). Все баки должны быть изготовлены из дерева, трубы должны быть эбонитовые или резиновые.

Гораздо компактнее приспособления для приготовления хлорного раствора из жидкого хлора.

Жидкий хлор доставляется на место в стальных баллонах вместимостью от 25 до 30 кг в зависимости от типа и размеров баллона. Давление внутри баллона с жидким хлором значительно выше атмосферного и зависит от температуры; чем последняя выше, тем выше давление. При температуре $t = 0°$ давление = 3,6 ат; при $t° = 5° — 4{,}2$ ат; при $t° = 15° — 5{,}7$ ат; при $t° = 25° — 7{,}5$ ат и т. д.

Первый рациональный прибор (хлоратор) для получения раствора жидкого хлора с водой был предложен незадолго до империалистической войны. Прибор этот получил очень широкое распространение. Хлоратор размещен на доске (рис. 177), на которой установлена приемная трубка для хлора, поступающего из баллона *Б*. На трубке находится манометр $M_1$ для измерения давления хлора (газа) в баллоне. Далее идет редукционный клапан *Р*, назначение которого — понижать давление хлора до 1,5 ат, затем манометр $M_2$ для измерения этого давления. Хлор по трубке поступает в газоизмеритель *И*, а оттуда в смеситель *С*, в котором происходит смешение хлора с водой. Смеситель представляет собой стеклянную колонку, в которую поступает хлор по трубке *Х* и вода по трубке *В*; давление воды измеряется ма-

нометром $M_3$. Из смесителя по сифонообразной трубке *ХВ* уходит хлорная вода.

В СССР изготовляются хлораторы различных систем: Ремесницкого (Институт ЛОВОДГЕО), Пунькина, Кульского. Наибольшим распространением пользуются хлораторы инж. Ремесницкого.

Хлораторы этой системы изготовляются на нормальную часовую отдачу хлора от 25 до 2500 г. Так как при очистке сточных вод требуется значительная доза хлора, то требуется большое количество хлораторов, особенно, учитывая необходимость резерва от 50 до 100% от числа действующих аппаратов.

С целью упрощения смешения хлора со сточной жидкостью инж. В. В. Безе-

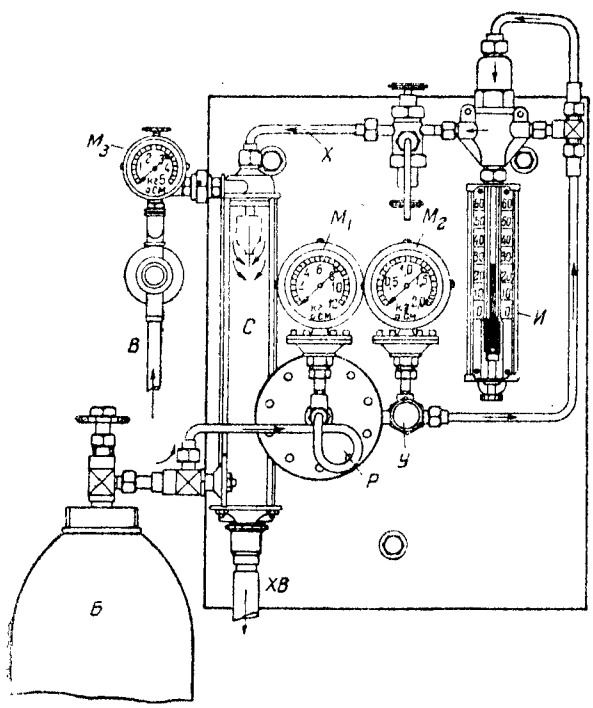



Рис. 177. Хлоратор системы инж. Б. М. Ремесницкого

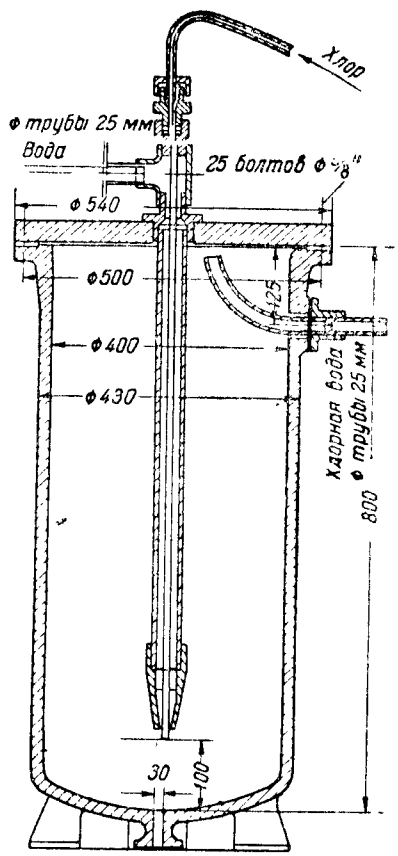



Рис. 178. Хлоратор системы инж. В. В. Безенова

новым предложен весьма простой прием для получения хлорной воды. В закрытую с торцов каменно-керамическую или чугунную трубу по центральной трубке направляются хлор и вода, сбоку устроена трубка для выпуска хлорной воды (рис. 178).

Непосредственное введение жидкого хлора в дезинфицируемый поток в настоящее время запроектировано по предложению инж. И. Н. Извекова для Курьяновской станции аэрации.

Количество потребной для разжижения хлора воды значительно. Оно составляет от 0,25 до 0,5 л на 1 г хлора. При дозе хлора в 10 г/м$^3$ количество потребной воды для растворения хлора составляет до 5 л/м$^3$ или до 0,5% от расхода сточных вод.

Для растворения хлора может быть использована как водопроводная вода, так и очищенная сточная жидкость, пропущенная предварительно через скорый фильтр, с целью полного осветления ее.

Хлор — весьма ядовитый газ, и неисправность в проводках у хлораторов может повлечь за собой отравление воздуха во всех соседних

помещениях; поэтому хлораторы должны быть установлены в отдельном, хорошо вентилируемом помещении.

Принудительная вентиляция должна подводить воздух сверху и отводить его снизу, у самого пола; расчет должен быть сделан на пятикратный обмен воздуха. Лучше устраивать в помещении хлораторной двойной пол; через отверстия в верхнем полу газ будет поступать в подполье, а оттуда отводиться.

В настоящее время Институтом ЛОВОДГЕО и Л. А. Кульским разработаны вакуумные хлораторы, при пользовании которыми хлор не может проникать в помещение. Переход жидкого хлора в газообразное состояние связан с затратой тепла, а следовательно и переохлаждением, что может, в свою очередь, повлечь к обмерзанию выходного отверстия из баллона и прекращению подачи хлора, поэтому в помещении должна поддерживаться температура около +20°.

Переохлаждение баллонов при больших затратах хлора (свыше 500 г/час) бывает настолько значительным, что баллоны приходится отогревать, окружая их змеевиками с циркулирующей водой. В качестве теплоносителя можно использовать нагретую воду или обычную сточную воду; в последнем случае расход воды должен быть значительно большим.

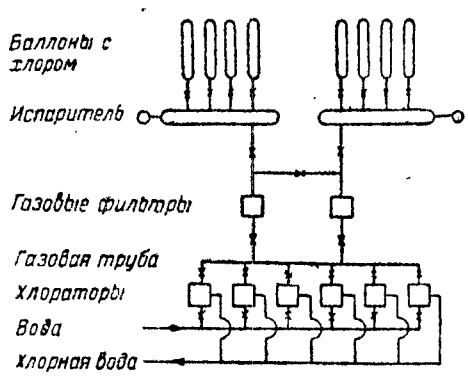



Рис. 179. Схема хлораторной установки системы инж. Денисейко

Инж. В. К. Денисенко [32] предложена схема питания хлором, при больших расходах его, через коллектор-испаритель. Последний представляет горизонтально установленную стальную трубу диаметром не менее 250 мм с герметическими днищами. К коллектору-испарителю может быть присоединено нужное число баллонов с хлором, с таким расчетом, чтобы расход из каждого баллона не превышал 500 г/час. Хлор в жидком виде по медным трубкам с вентилями поступает в коллектор-испаритель, в котором происходит переход жидкого хлора в газообразный. При определении размеров коллектора-испарителя инж. В. К. Денисенко предлагает исходить из скорости испарения жидкого хлора 2 г/час на 1 см$^2$ поверхности жидкого хлора в испарителе. Хлорный газ из испарителя поступает к хлораторам, по пути проходя сквозь фильтр из стеклянной ваты. На рис. 179 изображена общая схема установки.

Хлорная вода из смесителей отдельных хлораторов по резиновым трубкам может быть подана к сборной резиновой трубке или к открытому лотку, откуда она и подается к общему стоку сточных вод. Для лучшего смешения хлорной воды со всей массой сточных вод желательна установка смесителя-ерша или смесителя, основанного на принципе гидравлического прыжка.

Хлораторы во время эксплоатации требуют квалифицированного и систематического надзора. Для бесперебойной работы хлораторов желательно хлор из баллона подавать не непосредственно в хлоратор, а пропускать его через свободный баллон, в котором остаются все имеющиеся в жидком хлоре загрязнения.

Размер помещения, в котором устанавливаются хлораторы, должен быть определен из расчета не менее 3 м$^2$ на каждый установленный аппарат ( рабочий и резервный); все аппараты должны иметь запасные части в достаточном количестве.

На рис. 180 и 181 представлена хлораторная установка для четырех хлораторов (два рабочих и два резервных).

Общая площадь здания 34 м², что составляет 8,5 м² на хлоратор.

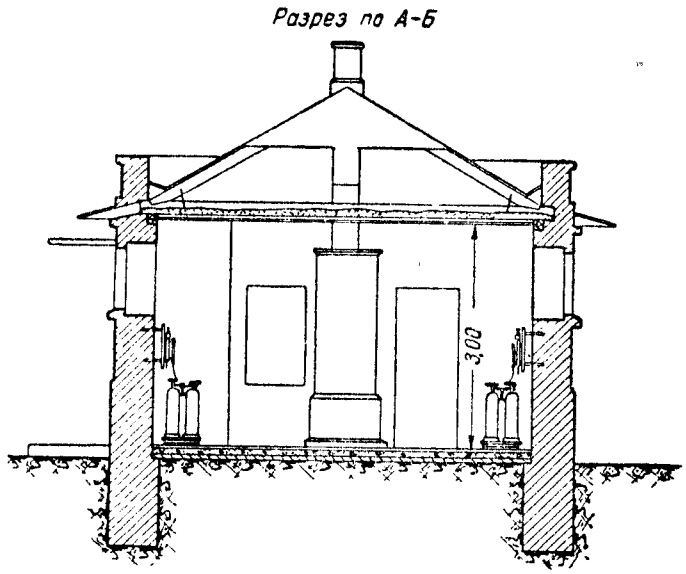



Рис. 180. Хлораторная установка. Разрез

При больших расходах хлор может подаваться в канал непосредственно со сточной жидкостью в газообразном состоянии, путем продувки (под давлением хлора в баллонах) сточной жидкости в канале

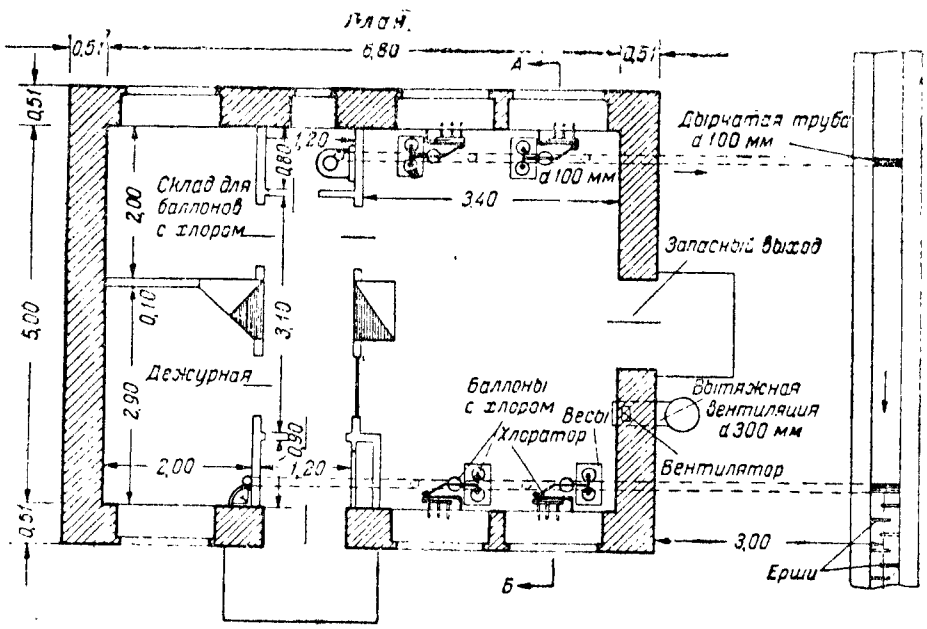



Рис. 181. Хлораторная установка. План

через пористые пластинки, уложенные на дне канала, несущего сточные воды.

На очистной установке Харькова такой метод непосредственного хлорирования применяется в летнее время года.

## § 94. Бассейны для контакта сточной жидкости с хлором

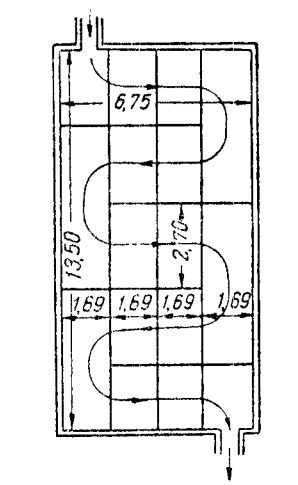
Хлорная вода должна в течение определенного времени (20—30 мин.) быть в контакте с дезинфицируемой сточной жидкостью. Для этой цели необходимо устройство проточных контактных бассейнов; при одноступенных биологических фильтрах нет необходимости устраивать особые бассейны для контакта, так как для этой цели могут быть использованы вторичные отстойники, хотя это и требует больших расходов хлора. При всех других типах очистных сооружений устройство контактных бассейнов обязательно.

Переходя к вопросу проектирования, нужно указать, что при дезинфекции сточных вод в соответствии с требованиями Министерства здравоохранения установлено:

а) время контакта 20 мин по максимальному расходу;

б) доза активного хлора для отстоенной сточной жидкости 25 г/м³, а для биологически очищенной сточной жидкости 10 г/м³;

в) в случае применения для дезинфекции хлорной извести, содержание в ней активного хлора ориентировочно можно принимать 20%.



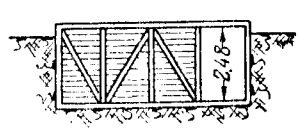




Рис. 182. Бассейн для контакта с хлором

На основании приведенных норм может быть определен необходимый объем контактного бассейна. Зная максимальный часовой расход сточных вод $Q$ м³ и время контакта $t = 20$ мин $= 1/3$ часа, получаем, что объем контактного бассейна:

$$V = Q \cdot t = \frac{1}{3} \cdot Q \text{ м}^3.$$

Бассейны обычно открытые, прямоугольные в плане; полезная высота около 2 м.

Площадь контактного бассейна:

$$\Omega = \frac{V}{H} = \frac{\frac{1}{3} Q}{2} = \frac{1}{6} Q \text{ м}^2.$$

Бассейны делят на части, работающие параллельно, что дает возможность сооружать их по очередям строительства канализации, и, в случае необходимости (ремонт, очистка), выключать отдельные бассейны из работы. Бассейны строятся из бетона, железобетона, кирпича и деревянными перегородками делятся на коридоры. По длине коридоров, для лучшего смешения хлорной воды с общим стоком сточных вод, могут устанавливаться поперечные перегородки. Одна из этих перегородок не доходит до дна, следующая, наоборот, устанавливается у самого дна и т. д. Такое расположение поперечных перегородок позволяет получать более равномерное хлорирование всей массы сточных вод.

На рис. 182 приведен контактный бассейн объемом 720 м³, запроектированный для канализации г. Никополя. Бассейн разделен на 4 отделения по 180 м³ каждый. Глубина бассейна 2 м; площадь каждого из бассейнов 90 м². Ширина бассейна 6,75 м, длина $l = 13{,}5$ м (отношение ширины к длине 1 : 2). Бассейн железобетонный. Для лучшего перемешивания воды с хлором каждый бассейн разделяется одной продольной деревянной перегородкой на два коридора, сообщающихся

между собой через отверстия в перегородке, расположенные в шахматном порядке. Помимо этого, четыре перегородки делят бассейн в поперечном направлении на пять частей, сообщающихся между собой через отверстия в перегородках. Размеры отверстий 2,7 × 1 м.

Горизонтальный бассейн с плоским дном, в качестве контактного бассейна, можно использовать лишь при хлорировании осветленного стока жидким хлором. При применении хлорной извести количество выпадающих осадков в контактном бассейне несколько больше, чем при жидком хлоре, что требует придания уклона дну бассейна для удаления осадков. При наличии длинных каналов от очистной установки до водоема, обеспечивающих контакт хлора с очищенной сточной жидкостью не менее 20 минут, устройство контактных бассейнов не обязательно.

## Глава XIX

# ВЫПУСК ОЧИЩЕННЫХ СТОЧНЫХ ВОД В ВОДОЕМ

### § 95. Общие соображения

Значительное большинство существующих очистных установок сбрасывает очищенные сточные воды в водоем непосредственно у уреза воды сосредоточенным потоком, что неблагоприятствует интенсивному смешению потока сточных вод с водой водоема.

В § 15 были приведены основные положения устройства выпусков, обеспечивающих смешение сточных вод по возможности со всей речной водой. Для этого необходимо, чтобы выпуск производился на некотором расстоянии от берега в виде ряда отдельных струй. Чем на большее количество струй будет разбит поток сточных вод, тем легче будет достигнуто смешение речного потока со сточными водами, тем скорее наступит использование кислорода речной воды на минерализацию остатков органических веществ в сточных водах, выпускаемых в реку. Лучшее перемешивание сточных вод с речными сократит участок реки, опасный с санитарно-гигиенической точки зрения для ниже расположенных по реке населенных пунктов. С этой же целью желательно выпуск сточных вод производить на участках реки с повышенной турбулентностью, которая способствует лучшему перемешиванию и быстрейшему созданию в реке однообразного по качеству речного потока.

Выпуск сточных вод следует производить на большей части ширины реки, устраивая на выпускном трубопроводе ряд специальных отростков. Самый выпуск должен производиться выше дна реки на 0,5—1 м (в зависимости от глубины реки) во избежание возможного засорения отверстий выпуска наносами. Кроме того, в придонной части реки — более неблагоприятные условия скорости и насыщения кислородом. В то же время выпускные отверстия должны располагаться по крайней мере на 1 м ниже наинизшего уровня воды в реке во время ледостава. Последнее условие необходимо во избежание повреждения выпускных устройств во время подвижки льда. Выпуск сточных вод в реку производится при помощи чугунных, стальных, деревянных или железобетонных труб. Требования, предъявляемые к выпуску сточных вод в море, изложены в § 16.

Конструкция морских выпусков мало отличается от речных; удлиняется лишь напорная труба, по которой сточные воды от уреза воды отводятся к глубоким местам, где существуют более выраженные течения.

### § 96. Типы выпусков

Простейшим типом выпуска сточных вод в реку является открытый канал, заканчивающийся у уреза воды бетонным горизонтальным массивом, возвышающимся над меженним уровнем воды в реке. Сточ-

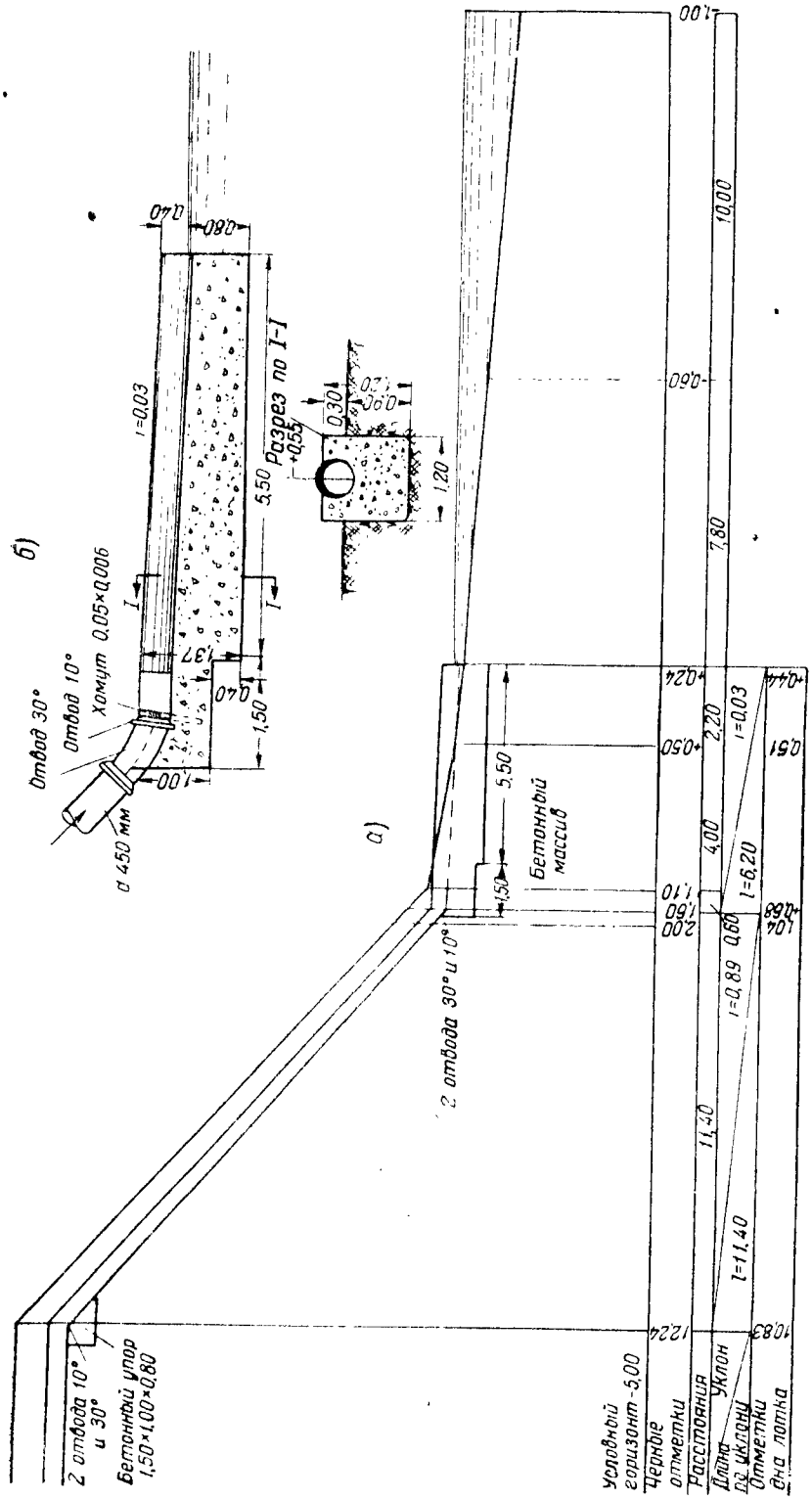



Рис. 183. Выпуск очищенных сточных вод в р. Буг: *а)* продольный профиль; *б)* деталь выпуска

ная жидкость, стекая по каналу, доходит до этого массива, растекается по поверхности тонким слоем и, дойдя до границы его в виде отдельных струй, падает на поверхность речной воды. Описанный тип выпуска сточных вод в реку мало совершенен; он не обеспечивает перемешивание потока сточных вод с массой речной воды. Применение

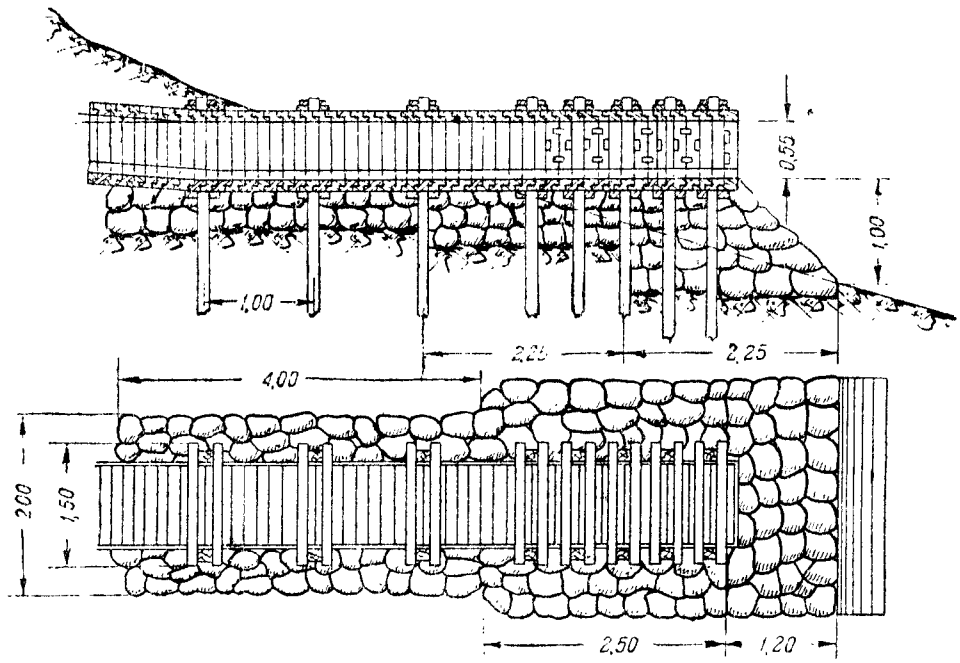



Рис. 184. Выпуск в виде деревянного жолоба

этого типа выпуска целесообразно только при резком приближении стрежня реки к берегу, у которого производится выпуск сточных вод. Указанный тип применен для выпуска сточных вод Харькова; сооружен он также для канализации одного из южных городов (рис. 183).

Вместо бетонного массива, открытый канал может заканчиваться выведенным на некоторое расстояние от уреза воды деревянным жолобом, снабженным у дна или у боковой стенки отверстиями (рис. 184). Жолоб должен быть ограждён от вредного действия льда путем установки перед ним небольших ледорезов.

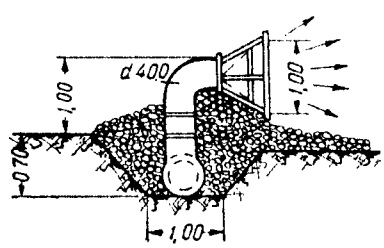



Рис. 185. Выпуск в виде воронки

Конструкция такого типа выпуска является относительно простой и обеспечивает некоторое смешение сточной жидкости с речной водой; недостатком его является возможный срыв и унос жолоба во время прохода высоких вод.

Значительно более целесообразными типами выпусков являются выпуски в виде труб, проложенных по дну реки и заканчивающиеся воронкой. При этом типе выпуска движение в трубе напорное (рис. 185) [27]. Эта конструкция также не удовлетворяет требованию максимального смешения потока сточных вод с речной водой.

Лучшим решением вопроса является, при прокладке трубы по дну реки, подведение ее до стрежня реки и установка на ней ряда стояков, имеющих отверстия для выпуска воды (рис. 186). Стояки не должны доходить до поверхности воды при самом низком уровне реки на 1—

1,5 м. Сверху стояк перекрыт глухим фланцем во избежание засорения как стояка, так и подводящей трубы.

Вместо стояков могут быть применены тройники с укрепленными на болтах над выходными отверстиями отражательными зонтами (рис. 187); зонты должны быть установлены на разной высоте над тройником: чем дальше от берега, тем бо́льшей должна быть высота.

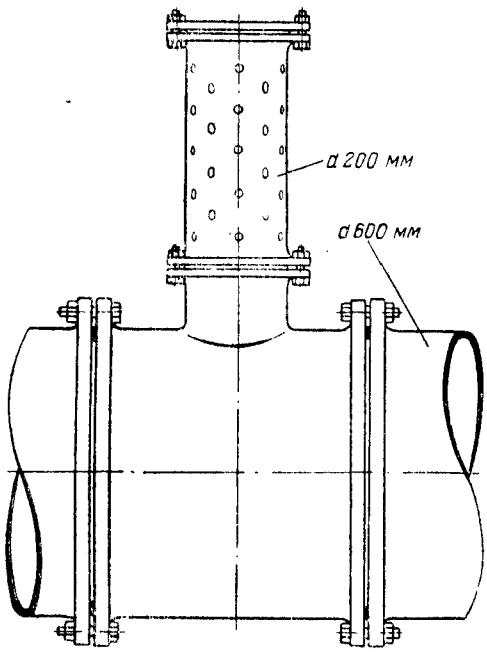



Рис. 186. Деталь выпуска с отверстиями

Инж. Д. И. Шпилевым предложены гибкие спиральные трубы, которые располагаются перпендикулярно к стоку и выводят сточную жидкость в нескольких пунктах живого сечения реки (рис. 188). Место выпуска, независимо от принятого типа, должно быть ограждено буйками, чтобы предохранить его от разрушения судами.

Приведем описание запроектированного для канализации одного из наших городов выпуска

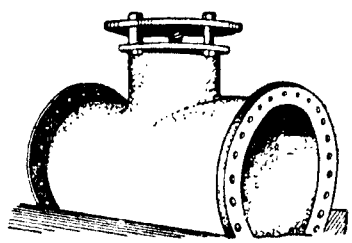


Рис. 187. Стояк с отражателем

сточных вод после их очистки в реку. Меженний расход реки 50—60 м³/сек, ширина реки около 150 м, наибольшая глубина 2,4 м. Сточные воды выпускаются у левого берега по напорному чугунному трубопроводу $d = 600$ мм (рис. 189). Выпуск производится на расстоянии 41,5 м от уреза воды, при глубине свыше 1,5 м. На участке в 9 м трубопровод состоит из 15 фланцевых тройников 600×200 мм. К каждому тройнику прикреплен стояк $d = 200$ мм, снабженный сверху глухим фланцем. Высота стояка 0,5 м. На теле стояка высверлены отверстия $d = 15$ мм, служащие для выпуска воды отдельными струями. Число отверстий на каждом стояке 57.

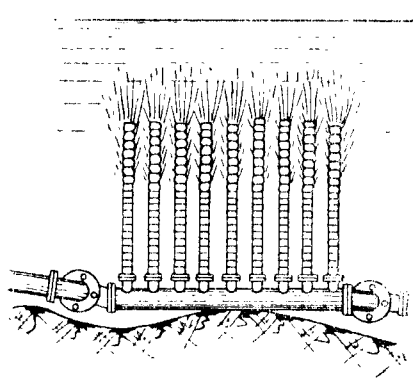


Рис. 188. Выпуск системы инж. Шпилева

Перед началом напорного трубопровода, на коренном берегу установлена напорная камера, в которой заканчивается открытый лоток. Камера эта расположена на высоте, обеспечивающей выпуск сточной жидкости в реку при самом высоком стоянии воды.

Выпуск бытовых сточных вод канализации Васильевского острова в Ленинграде производится в Финский залив по двум напорным чугунным трубопроводам диаметром 600 мм в расстоянии около 1000 м от

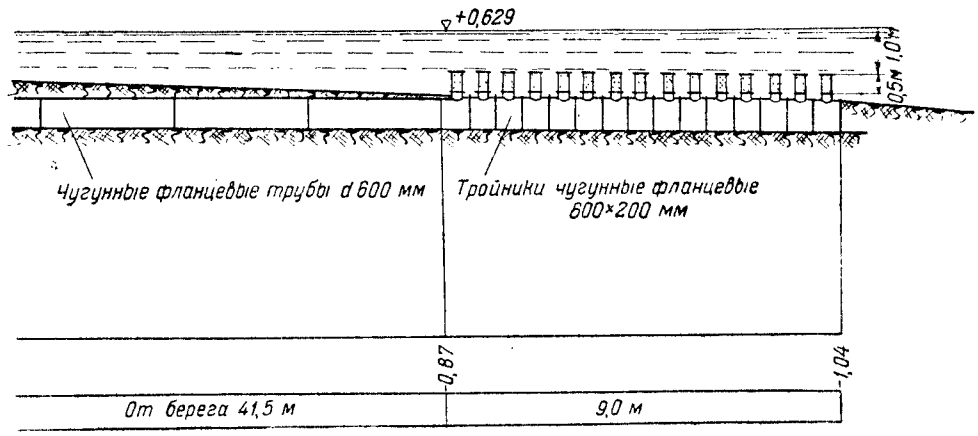



Рис. 189. Выпуск очищенных сточных вод в реку

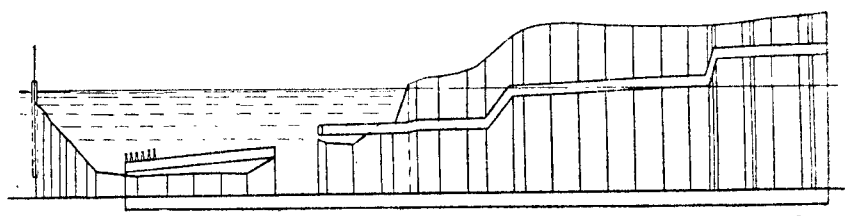


Рис. 190. Выпуск осветленных сточных вод в Финский залив

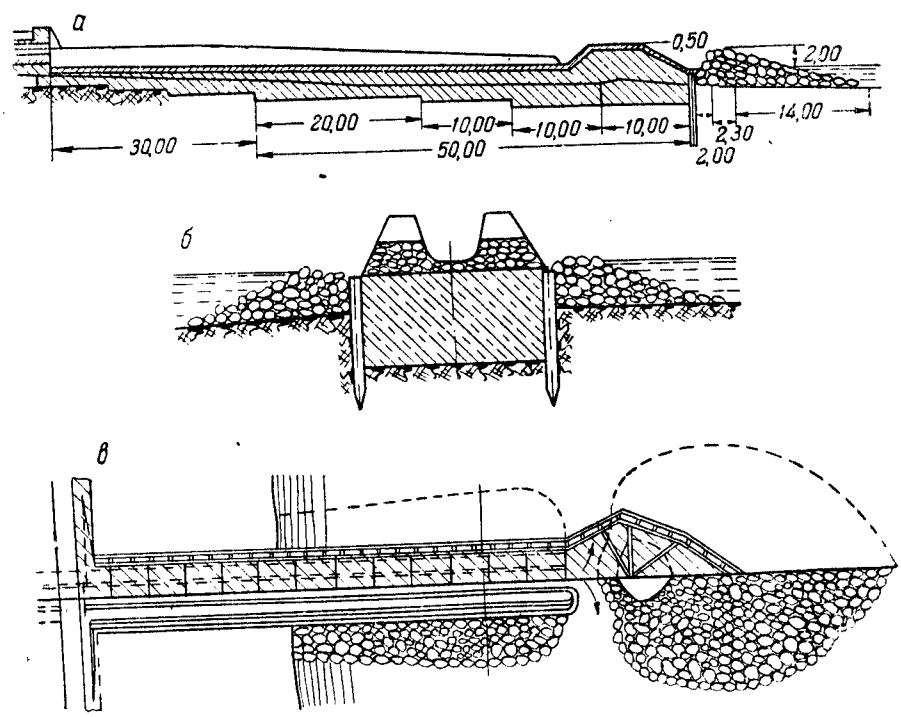



Рис. 191. Выпуск сточных вод в море

уреза воды. Оба трубопровода уложены параллельно друг другу на расстоянии 2 м. В концевых участках трубопроводов (50 м) установлено по 12 тройников 600 мм × 400 мм, снабженных отражательными зонтами (рис. 190). Все соединения труб и тройников под водой сделаны на фланцах.

Выпуск сточных вод в одном из портовых городов [45] сооружен в виде портового мола, по которому проложен канал длиной около 70 м. Конструкция этого выпуска ясна из рис. 191. К недостаткам этой конструкции следует отнести сосредоточенный сброс всего потока сточных вод.

Глава XX

# ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДОВ СТОЧНОЙ ЖИДКОСТИ НА ОЧИСТНОЙ УСТАНОВКЕ

## § 97. Общие соображения

Измерение количества сточной жидкости, поступающей на очистную установку, необходимо для регулирования и контроля за работой очистных сооружений, а также для определения себестоимости очистки 1 м$^3$ сточной жидкости. Нормальная работа отдельных сооружений очистной установки может быть нарушена вследствие ряда причин, одной из которых является неправильное распределение сточных вод между отдельными, параллельно работающими сооружениями; неравномерная нагрузка может привести к недогрузке одних и перегрузке других сооружений; в результате качество общего стока с очистной установки ухудшится. Это обстоятельство часто приводит к применению при проектировании пониженных норм нагрузки на сооружения.

Учитывая особенности сточной жидкости, к водомерным устройствам предъявляют следующие основные требования: а) незаиливаемость водомерного устройства; б) затрата относительно небольшого напора на преодоление сопротивлений при прохождении сточной жидкости через водомеры.

Общее количество сточных вод, поступающих на очистную установку, может быть определено либо в закрытом напорном трубопроводе, либо в открытом самотечном лотке. Учет расхода воды в напорном трубопроводе может производиться на насосной станции водомерами; лучшим из них следует считать водомер, свободный от всякого рода движущихся внутренних частей и снабженный автоматом для записи расходов. Опыт установки на напорном трубопроводе водомеров с крыльчатками для сточных вод показал, что эксплоатация их вызывает частую приостановку нормальной работы насосной станции из-за закупорки крыльчатки тряпьем и другими отбросами, имеющимися в сточных водах.

Учет общего количества сточных вод в открытом прямоугольном лотке производится на территории самой очистной установки; в таких же лотках производится учет воды, поступающей на отдельные сооружения.

Широко применяемые в гидротехнике водосливы с тонкой стенкой, отличающиеся большой точностью, неприменимы для сточных вод из-за создаваемого ими заиления в каналах перед водосливом и необходимости потери относительно большого напора.

Ниже приводятся описание и расчетные соотношения для следующих пяти типов водомеров, применение которых для учета сточных вод не вызывает сомнений:

1) суженный лоток,
2) суженный лоток с быстротоком,
3) затопленное истечение из-под щита,

4) гидравлический прыжок,

5) водомер Барановского.

Все эти типы одинаково применимы как для измерения общего суммарного расхода сточной жидкости, так и расхода сточной жидкости, направляемой на отдельные сооружения.

Водомеры для учета сточных вод необходимо устанавливать на прямолинейных участках каналов, в которых происходит равномерный режим движения по всему сечению канала. Желательно, чтобы прямолинейный участок канала до и после водомера был длиной $l$ не менее 10—15 $b$, где $b$ — ширина канала.

Установка водомеров сейчас же за закруглением приводит к неправильным показаниям водомеров вследствие ненормального в этом случае распределения потока по сечению.

## § 98. Суженный лоток

Суженное сечение лотка (рис. 192) вызывает подпор воды перед ним. Так как сужение лотка сравнительно небольшое (не более чем на 40—50% живого сечения), то течение через суженное сечение лотка может быть рассмотрено как истечение через затопленный водослив с широким порогом (по типу расчета отверстий мостиков и труб).

Расход воды определяется по формуле:

$$Q = \varphi \cdot b \cdot h_б \sqrt{2g(H - h_б)}, \qquad (70)$$

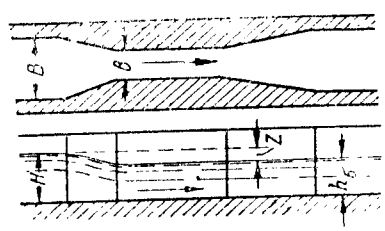



Рис. 192. Суженный лоток

где: $Q$ — расход воды в м³/сек;

$\varphi$ — коэфициент скорости;

$b$ — ширина отверстия (суженной части лотка);

$h_б$ — глубина за водосливом (в нашем случае $h_б$ — глубина равномерного режима в лотке;

$H$ — глубина воды в лотке до сужения $(h_б + z)$.

Скоростными напорами до и после сужения пренебрегаем ввиду того, что величины их будут близки одна к другой.

Величина коэфициента скорости $\varphi$ может быть принята 0,95. Для уменьшения потерь переход следует осуществлять от нормального сечения к суженному и от суженного к нормальному плавно. Более точно величину коэфициента скорости следует определить путем постановки соответствующих опытных исследований. Если обозначить: $b : h_б = b \cdot h_o$ через $\omega$ — площадь живого суженного сечения лотка; $\varphi \sqrt{2g} = 0{,}95 \times \times 4{,}43 = 4{,}2$, а величину $H - h_б = H - h_o$ обозначить через $z$ (разность уровней до и после сужения), то получим, что

$$Q = 4{,}2\,\omega \sqrt{z}. \qquad (71)$$

Задаваясь различными значениями $\omega$ при постоянной величине $z$, можно получить зависимость $Q = f(\omega)$ при $z = \text{const}$.

Так как величина $z$ не остается постоянной, а также меняется, то указанная зависимость $\varphi = f(\omega)$ может быть определена для различных значений $z$.

Указанные зависимости $Q = f(\omega, z)$ представлены на графике (рис. 193), изображенном в виде логарифмической сетки с целью более простого построения и пользования им.

График дает расход $Q$ при изменении суженного живого сечения лотка $\omega$ от 0,01 до 1,0 м² при $z$, меняющемся в пределах от 0,01 до 0,2 м.

По оси абсцисс отложены расходы в л/сек, а по оси ординат — площади живых сечений в м². Установленные в лотке рейки до сужения и в суженном сечении определяют величины $H$ и $h_0$, а следовательно, $z$ и $\omega$ ($\omega = bh_0$, причем $b$ известно). По данным $\omega$ и $z$ определяют расход воды.

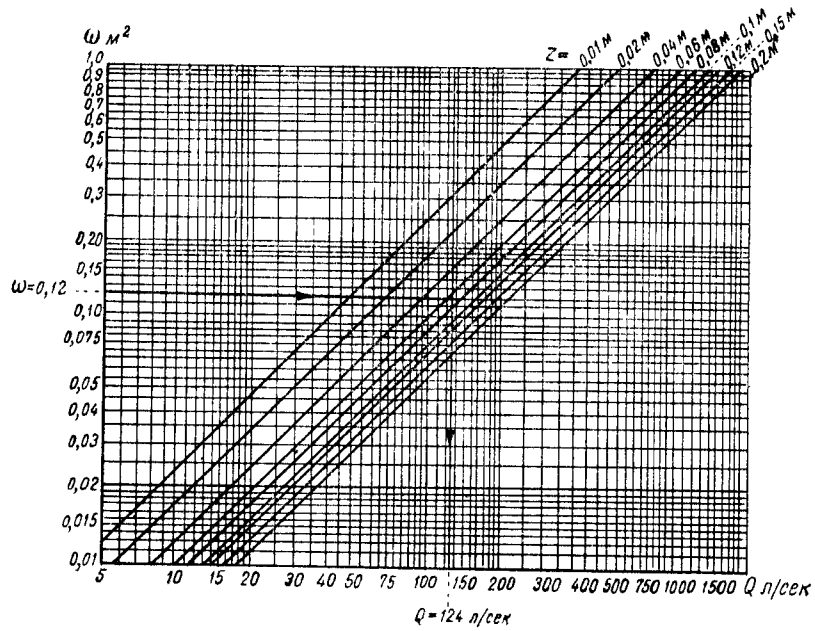



Рис. 193. График для определения расхода воды в суженном лотке

Пример 1. Определить расход воды в лотке с суженным сечением при $b = 0{,}40$ м $H = 0{,}36$ м и $h_0 = 0{,}30$ м.

$$z = H - h_0 = 0{,}36 - 0{,}30 = 0{,}06 \text{ м};$$

$$\omega = b \cdot h_0 = 0{,}40 \times 0{,}30 = 0{,}12 \text{ м}^2.$$

По графику при $z = 0{,}06$ м и $\omega = 0{,}12$ м², $Q = 124$ л/сек.

Пример 2. Определить расход воды в лотке с суженным сечением при $b = 0{,}60$ м, $H = 0{,}42$ м и $h_0 = 0{,}33$ м.

$$z = H - h_0 = 0{,}42 - 0{,}33 = 0{,}09 \text{ м};$$

$$\omega = bh_0 = 0{,}60 \times 0{,}33 = 0{,}198 \text{ м}^2.$$

По графику при $z = 0{,}09$ м и $\omega = 198$ м², $Q = 245$ л/сек.

Так как по графику значение $z = 0{,}09$ м не дано, то расход определяем путем графической интерполяции в пределах $z = 0{,}08$ м и $z = 0{,}10$ м.

## § 99. Суженный лоток с быстротоком

Суженный лоток с быстротоком построен по тому же принципу измерения расхода воды.

Как видно на рис. 194, лоток с быстротоком представляет соединение двух каналов прямоугольного сечения шириной $B$ и $B_1$ со вставкой шириной $b$; эта вставка несколько заглублена. Отметка дна низовой

части канала, расположенной за вставкой, должна быть ниже отметки дна верховой части канала на 0,10—0,15 м. Заглубление дна канала путем вставки участка быстротока прямоугольного сечения длиной $l_3$ позволяет получить свободное истечение, так как быстроток создает условия для получения в начале его критической глубины и сопряжения с низовым каналом путем гидравлического прыжка. Суженная часть верхового канала позволяет уменьшить длину кривой спада.

Основные преимущества лотка с быстротоком, по сравнению с водосливами с тонкой стенкой, следующие:

1) потеря напора составляет, примерно, 25% от потери напора при истечении через свободный водослив;

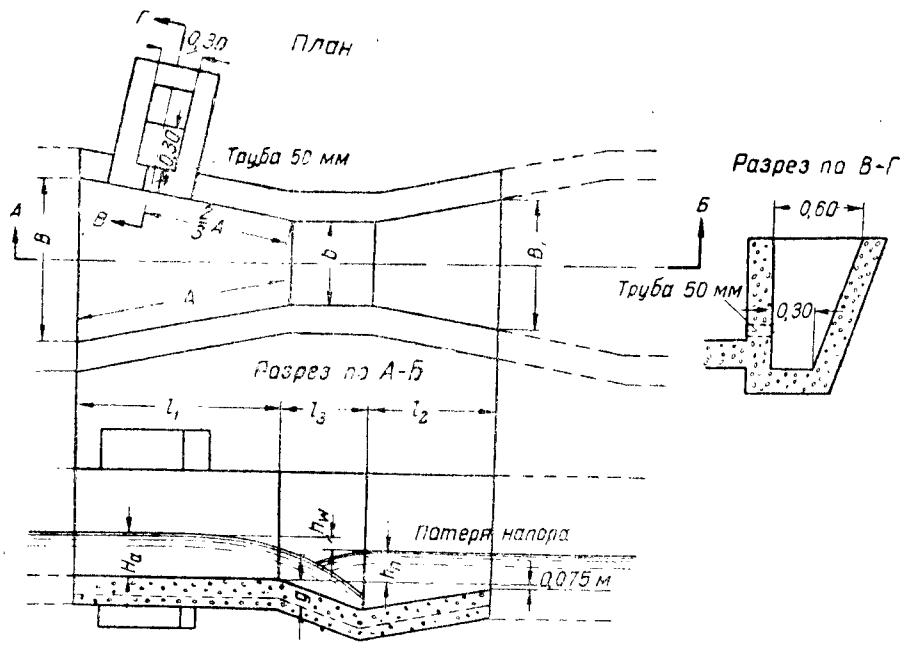



Рис. 194. Суженный лоток с быстротоком

2) заиление того канала, в котором установлен лоток, не происходит;

3) конструкция лотка очень проста;

4) точность измерения воды не меньше точности при измерении расходов водосливами.

Для определения расходов воды необходимо измерение лишь глубины потока в верховом канале до начала кривой спада $H$. Эта величина может быть измерена при помощи рейки или лимниграфа, снабженного часовым механизмом. В последнем случае может быть определен расход и в любой прошедший момент, а также суммарный суточный расход.

Для свободного истечения в лотке необходимо, чтобы глубина воды в низовой части канала над гребнем водослива (отметкой для верховой части канала) $h_н$ была не более 50% от $H_a$ для лотков с суженной шириной $b = 15$ см и не более 70% от $H_a$ для лотков с суженной шириной $b \geqslant 30$ см.

Для определения расхода воды таким лотком, при условии свободного истечения, рекомендуется формула:

а) для лотков при $b = 15$ см:

$$Q = 0{,}384 H_a^{1{,}58}, \tag{72}$$

б) для лотков при $b$ от 30 см до 1,5 м:

$$Q = 2{,}365\, b\, H_a^{\alpha}, \tag{73}$$

где: $Q$ — расход сточных вод в м³/сек;
$b$ — ширина суженной части лотка в м;
$H_a$ — глубина воды в верхней части канала в м;
$\alpha$ — показатель степени, который принимается в зависимости от ширины суженной части канала $b$; значения этого коэфициента приведены в табл. 52.

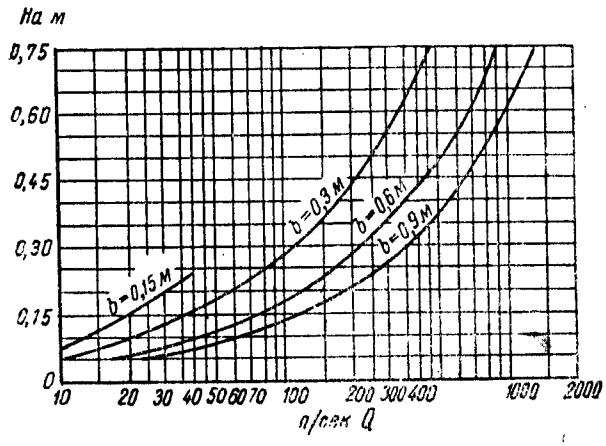



Рис. 195. Зависимость $Q$ от $H$ в лотке с быстротоком

Таблица 52

| $в$ | 0,3 | 0,6 | 0,9 | 1,2 | 1,5 | 1,8 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha$ | 1,522 | 1,550 | 1,560 | 1,568 | 1,576 | 1,593 |

На основании приведенных формул (72) и (73) могут быть построены графики зависимости $Q$ от $H_a$ и $b$.

На рис. 195 приведен такой график в полулогарифмической шкале для лотков с суженной шириной $в = 0{,}15$, 0,3, 0,6 и 0,9 м.

Таблица 53

| в м | $A$ м | $^2/_3\ A$ м | $B$ м | $B_1$ м | $l_1$ м | $l_2$ м | $l_3$ м |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,15 | 0,63 | 0,42 | 0,385 | 0,385 | 0,60 | 0,60 | 0,30 |
| 0,30 | 1,35 | 0,90 | 0,83 | 0,60 | 1,32 | 0,90 | 0,60 |
| 0,60 | 1,50 | 1,00 | 1,19 | 0,90 | 1,47 | 0,90 | 0,60 |
| 0,90 | 1,65 | 1,10 | 1,545 | 1,20 | 1,62 | 0,90 | 0,60 |
| 1,20 | 1,80 | 1,20 | 1,91 | 1,50 | 1,77 | 0,90 | 0,60 |
| 1,50 | 1,95 | 1,30 | 2,25 | 1,80 | 1,92 | 0,90 | 0,60 |

В табл. 53 приведены данные о наиболее часто применяющихся соотношениях между элементами лотка с быстротоком.

## § 100. Затопленное истечение из-под щита

Формула расхода воды истечения из-под щита (рис. 196):

$$Q=\mu\omega\sqrt{2gz_0}, \qquad (74)$$

где: $Q$ — расход воды в м³/сек;
$\mu$ — коэфициент расхода;
$\omega$ — площадь открытия щита $a\cdot b$, где $a$ — высота открытия щита в м, а $b$ — ширина щита в м;
$z_0$ — разность уровней воды до и после щита с учетом скоростных напоров:

$$z_0=\left(H+E\cdot\frac{v_{0_1}^2}{2g}\right)-\left(h_0+\frac{v_{0_2}^2}{2g}\right), \qquad (75)$$

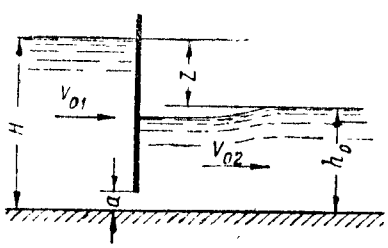


Рис. 196. Затопленное истечение из-под щита

где: $H$ — глубина воды до щита в м;
$v_{01}$ — скорость воды до щита в м/сек;
$E$ — коэфициент, учитывающий влияние скорости воды до щита и меняющийся в пределах от нуля до единицы (если щит установлен нормально к оси потока, то $E=1$, при установке щита под углом в 90° к оси потока $E=0$);
$h_0$ — глубина воды в канале за щитом в м;
$v_{02}$ — скорость воды в канале за щитом в м/сек.

Скоростными напорами можно пренебречь и принять $z_0=z=H-h_0$.

Коэфициент расхода $\mu$ — величина переменная, зависящая от соотношений $H$ и $a$. С достаточной степенью приближения можно принять эту величину равной 0,62; тогда $\mu\sqrt{2g}=0{,}62\times4{,}43=2{,}75$.

Следовательно, расход

$$Q=2{,}75\,\omega\sqrt{z_0}.$$

В общем виде

$$Q=f(\omega, z_0).$$

Задаваясь различными значениями $z_0$ в пределах наиболее часто встречающихся на практике величин, можно найти зависимость $Q=f(\omega)$ при $z_0$ постоянном. Полученные зависимости $Q=(\omega)$ нанесены на график в логарифмической шкале для $z_0$ в пределах от 0,02 до 0,5 м (рис. 197).

Пример. Определить расход в лотке при затопленном истечении из-под вертикального щита. Дано: $b=0{,}50$ м, $a=0{,}20$ м, $H=0{,}75$ м и $h_0=0.50$ м. Щит поставлен нормально к потоку.

В первом приближении

$$z_0=z=H-h_0=0.75-0{,}50=0.25 \text{ м};$$

$$\omega=b\cdot a=0\,50\times0.20=0{,}10 \text{ м}^2.$$

По графику при $z = 0{,}25$ м и $\omega = 0{,}10$ м²

$$Q = 138 \text{ л/сек.}$$

Определяем $v_{01}$ и $v_{02}$:

$$v_{01} = \frac{Q}{\omega_1} = \frac{0{,}133}{0{,}50 \times 0{,}75} = 0{,}37 \text{ м/сек;}$$

$$v_{02} = \frac{Q}{\omega_2} = \frac{0{,}138}{0{,}50 \times 0{,}50} = 0{,}55 \text{ м/сек.}$$

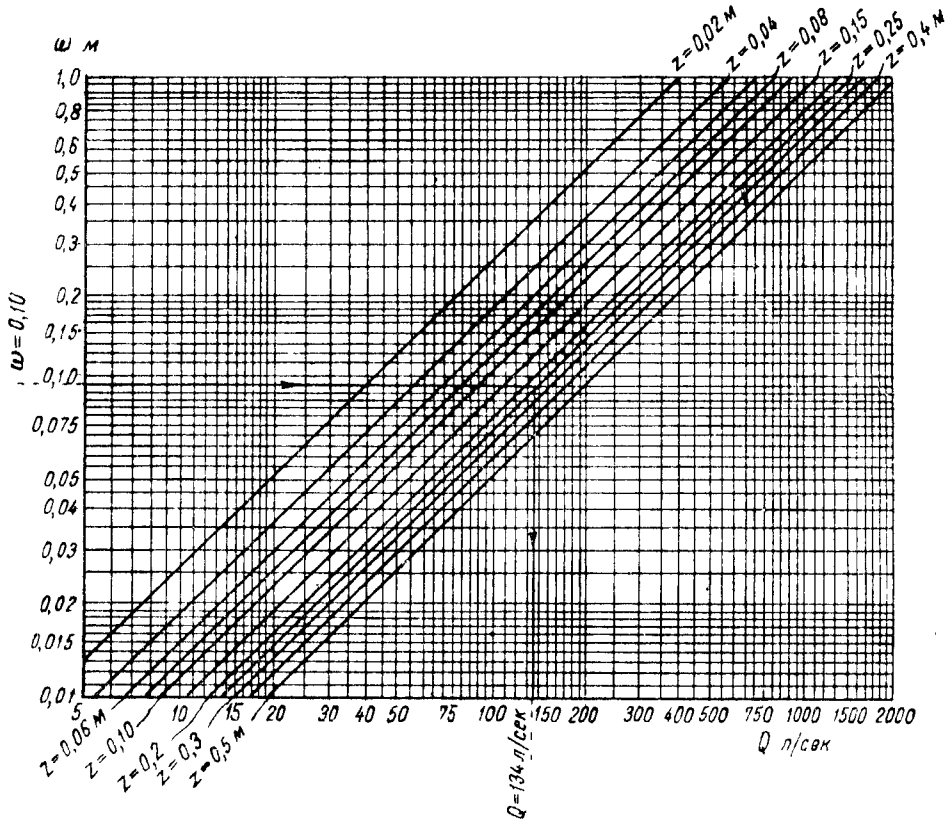



Рис. 197. График для определения расхода воды при затопленном истечении из-под щита

Следовательно,

$$z_0 = \left(H + E\frac{v_{01}^2}{2g}\right) - \left(h_0 + \frac{v_{02}}{2g}\right) = \left(0{,}75 + 1\ \frac{0{,}37^2}{19{,}62}\right) - \left(0{,}5 + \frac{0{,}55^2}{19{,}62}\right) =$$

$$= 0{,}757 - 0{,}515 = 0{,}242 \text{ м.}$$

Определяем $Q_0$ при $z_0 = 0{,}242$ м по графику путем интерполяции:

$$Q_0 = 134 \text{ л/сек.}$$

Так как расход $Q_0$ очень близок к $Q$, то проверку на скорости можно не производить.

## § 101. Гидравлический прыжок

Гидравлический прыжок (рис. 198), как водомер, был предложен акад. Н. Н. Павловским [69].

Пользуясь соотношениями взаимных глубин $h_1$ и $h_2$ до и после прыжка, можно получить формулу удельного расхода $q$ (расход при ширине лотка $b = 1$ м):

$$q = \sqrt{\frac{g}{\alpha}\,\frac{1}{2}\,(h_1 + h_2)\,h_1 h_2}\,. \qquad (76)$$

где: $q$ — расход в м³/сек, по ширине лотка $b = 1{,}0$ м;
$g$ — ускорение силы тяжести, равное 9,81 м/сек;
$\alpha$ — коэфициент, учитывающий неравномерность распределения скоростей по сечению (принимаем его равным 1,1);
$h_1$ — глубина до прыжка в м;
$h_2$ — глубина после прыжка в м.

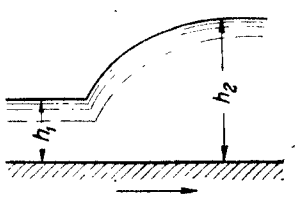



Рис. 198. Гидравлический прыжок

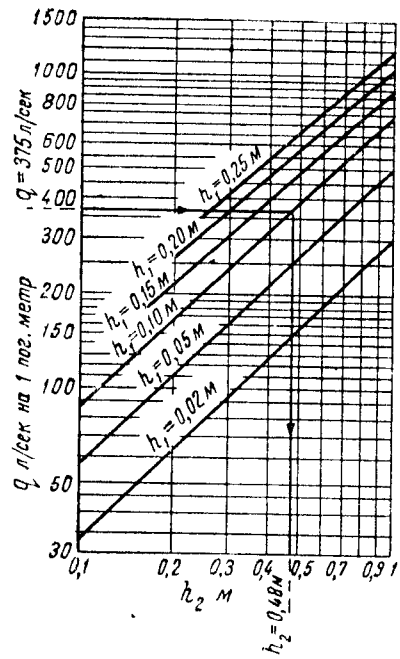



Рис. 199. График для определения расхода воды при помощи гидравлического прыжка

Заменяя выражения $\sqrt{\frac{g}{\alpha}} = \sqrt{\frac{9{,}81}{1{,}1}} = 3$, можно упростить формулу без особого ущерба для точности.

В окончательном виде:

$$q = 3\sqrt{\frac{h_1 + h_2}{2}\,h_1 h_2}\,.$$

Действительный расход $Q = qb$.

Гидравлический прыжок в лотке можно создать либо установив вертикальный щит и свободное истечение из-под него, либо вставив небольшой длины лоток с уклоном больше критического, за которым должен следовать лоток нормального уклона, меньше критического. В последнем случае переход от стремнинного движения к спокойному произойдет в форме гидравлического прыжка, который можно будет использовать в виде водомера.

На рис. 199 дана зависимость $q = b\ (h_2)$ при различных $h_1$, постоянных для каждого отдельного случая. Величина $h_2$ меняется в пределах от 0,1 до 1 м. Функции $q = f\ (h_2)$ подсчитаны для различных значений $h_1$ от 0,02 до 0,25 м.

Пример 1. Определить расход воды в лотке прямоугольного сечения шириной $b = 0{,}5$ м, пользуясь гидравлическим прыжком. Дано $h_1$ до прыжка 0,1 м, $h_2$ после прыжка 0,43 м.

По графику (см. рис. 199) $q = 375$ л/сек. Следовательно,

$$Q = 375 \times 0{,}5 = 187{,}5 \text{ л/сек.}$$

Пример 2. Определить расход воды в лотке прямоугольного сечения шириной 0,7 м, пользуясь гидравлическим прыжком.

Дано $h_1 = 0{,}12$ м и $h_2 = 0{,}6$ м.

По графику (путем графической интерполяции)

$$Q = 480 \text{ л/сек.}$$

Следовательно, $Q = qb = 480 \times 0{,}7 = 336$ л/сек.

## § 102. Водомер Барановского

Водомер Барановского (рис. 200) представляет собою полый цилиндрический барабан *в*, вращающийся вокруг горизонтальной оси и снабженный 10 лопастями *б* (рис. 201).

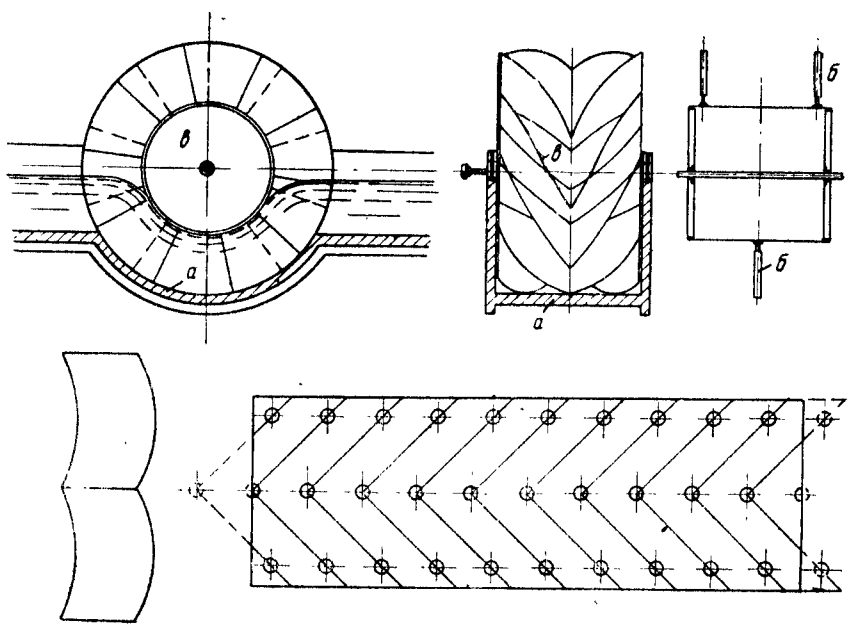



Рис. 200. Водомер Барановского

Водомер устанавливается в лотке прямоугольного сечения *а* с пониженным по окружности дном (рис. 200). Ширина лотка соответствует длине барабана; между стенками лотка и днищами барабана получается прозор в 1—1,5 мм. Так как водомер Барановского не вызывает большой потери напора (последняя ограничивается 5 см), то почти весь расход проходит под барабаном, приводя последний во вращение. Ось барабана покоится в подшипниках, установленных на стенках лотка; так как барабан полый и погружен, кроме того, в воду, то трение получается весьма небольшое. Один оборот водомера Барановского соответствует определенному расходу сточной жидкости. Счетчик оборотов дает возможность определять расход.

Простота водомера и относительно большая точность отсчетов говорят в его пользу.

Такой водомер установлен с 1904 г. на Одесских полях орошения и работал бесперебойно в течение почти 30 лет; он выключался только на ремонт.

Диаметр барабана 1,4 м, диаметр водомера (барабана с лопастями) 2,65 м. Барабан изготовлен из 5-миллиметрового железа, вал диаметром 45 мм. Направление лопастей гарантирует полное использование объема пространства между ними при вращении барабана, так как воздух лопастями не захватывается. Длина водомера 1,55 м. Каждый оборот его пропускает 6,15 м$^3$ сточной воды.

Для определения ориентировочных размеров можно считать, что длина водомера равна ширине лотка, в котором водомер установлен.

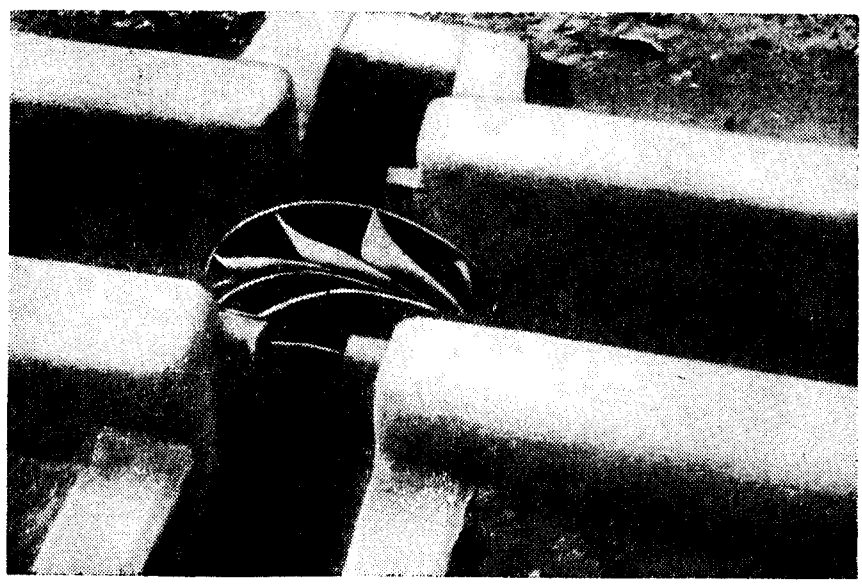


Рис. 201. Водомер Барановского, установленный в лотке

Радиус барабана $r$ равен, примерно, глубине воды в лотке $h$, а радиус водомера (барабан с лопастями) $R$ равен $2\ r$. Ось вращения водомера должна лежать несколько выше уровня воды в лотке.

Из приведенных пяти типов водомеров для открытых лотков наиболее часто применяются суженные лотки, лотки с быстротоком и затопленные истечения из-под щита.

## Глава XXI

# ОЧИСТНЫЕ УСТАНОВКИ И КОНТРОЛЬ ЗА ИХ РАБОТОЙ

### § 103. Схемы очистных установок и эффективность их работы

Типы сооружений для очистки сточных вод можно свести к следующей схеме, заимствованной нами в основном из доклада проф. С. Н. Строганова на III Всесоюзном съезде водоснабжения и санитарной техники в 1929 г. (рис. 202).

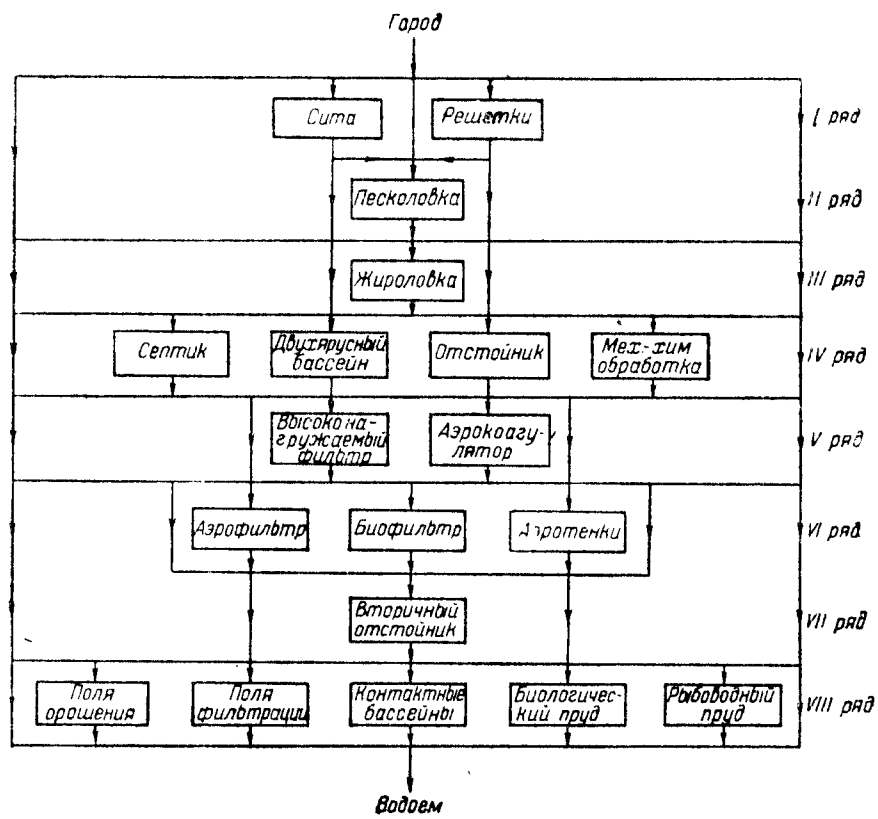



Рис. 202. Схема очистных сооружений

Схема дает наглядное представление о возможных комбинациях отдельных сооружений в деле очистки сточных вод.

Сточные воды могут быть очищены либо в пределах только одного сооружения (поля орошения, поля фильтрации, биологические пруды), либо в ряде последовательных сооружений. Очистка сточных вод, происходящая последовательно в отдельных сооружениях, позволяет специализировать работу этих сооружений и интенсифицировать процессы очистки. При этом должна соблюдаться строгая последователь-

ность прохождения сточных вод через отдельные сооружения: от наиболее грубой механической до наиболее тонкой биологической очистки. Отдельные сооружения должны быть расположены так, чтобы очищаемая сточная жидкость самотеком передвигалась от сооружения к сооружению. Текущая жидкость в этом случае является конвейером, несущим обрабатываемое сырье (загрязнения) из цеха в цех (от сооружения к сооружению).

Расположение сооружений на схеме по рядам дает ясное представление о назначении каждого из ряда сооружений.

Первый ряд два сооружения — решетки и сита.

Назначение их — удерживать плавающие и крупные взвешенные вещества. Выбор того или иного сооружения зависит от необходимой степени осветления сточной жидкости. Если сточная жидкость подвергается дальнейшей очистке, то применение сит излишне. Перед ситами обязательна установка решеток.

Второй ряд одно сооружение — песколовка.

Назначение песколовки, как известно, удерживать тяжелые, главным образом, минеральные примеси из сточной жидкости.

Третий ряд — жироловка, назначение которой удерживать жиры и масла из сточных вод. Применение жироловки обязательно перед аэротенками. Ее функции могут выполнять отстойники.

Четвертый ряд состоит из четырех сооружений. Основная задача этих сооружений — дать осветленный сток, удержать из сточных вод способные осаждаться вещества.

Сооружения этого ряда можно разбить: а) на сооружения, осветляющие воду, — отстойники; б) на сооружения, в которых, кроме осветления, происходит также обработка осаждающегося ила — септиктенки и двухъярусные бассейны и, наконец, в) сооружения, которые удерживают еще и значительное количество коллоидов при применении химической обработки.

Пятый ряд состоит из двух сооружений: аэрокоагуляторов и высоконагружаемых фильтров, назначение которых — освобождать сточные воды от мелкой суспензии и коллоидов и частично очищать воду от растворенных загрязнений.

Первые пять рядов сооружений называются сооружениями предварительной обработки (очистки) сточных вод.

Из них четыре ряда представляют сооружения по механической очистке сточных вод. Главное назначение механической очистки сточных вод — осветление их.

Эффективность механических способов обработки сточных вод определяется уменьшением БПК на 30—35%. При применении химической обработки сточной жидкости можно довести уменьшение БПК по сравнению с неочищенной сточной жидкостью до 50—60%. Наконец, применение аэрокоагуляторов и высоконагружаемых фильтров позволяет довести уменьшение БПК до 65—70% по сравнению с сырыми сточными водами, поступающими в очистные сооружения.

Шестой ряд сооружений — это сооружения для биологической очистки сточных вод в искусственных условиях. К ним отнесены: обычные биофильтры, аэротенки и аэрофильтры. Лучший эффект очистки (до 100%) дают аэротенки и аэрофильтры. Обычные биофильтры степень очистки доводят до 85%.

Седьмой ряд сооружений — вторичные отстойники. Назначение их — освобождать очищенную сточную жидкость от активного ила, в том числе и выноса после фильтров.

Восьмой ряд сооружений — это бассейны для контакта сточной жидкости с хлором.

Отдельно на схеме показаны сооружения для биологической очистки сточных вод в естественных условиях. Поля орошения, поля филь-

трации и биологические пруды могут, как указано выше, быть или единственными сооружениями для очистки сточных вод, или входить в цепь последовательных сооружений в качестве последнего звена, доводящего степень очистки до 95—99% по уменьшению БПК.

В табл. 53 приведены примерные данные об уменьшении БПК сточной жидкости после прохождения очистки по наиболее широко применяемым схемам последовательных этапов очистки.

Таблица 54

| Способ очистки | Уменьшение БПК, % по сравнению с водами | |
|---|---|---|
| | сырыми | осветленными |
| Механическая очистка . . . . . | 35 | — |
| Механо-химическая очистка . . | 50—60 | 25—35 |
| Биологические фильтры (одноступенные) . . . . . | 80—90 | 70—85 |
| Биологические фильтры (двухступенные) . . . . . | 85—95 | 75—90 |
| Поля орошения . . . . . | 95—99 | 92—98 |
| Аэрокоагуляторы . . . . . | 65—70 | 50—55 |
| Аэротенки . . . . . | 95—99 | 92—98 |
| Аэрокоагуляторы и последующие аэрофильтры или биофильтры . . . . . | 95—99 | 92—98 |
| Высоконагружаемые фильтры . . | 65—70 | 50—55 |

Указанная эффективность работы очистных сооружений связана с нормальной эксплоатацией сооружений и правильным предварительным расчетом их. Этот расчет для сооружений по биологической очистке сточных вод должен быть основан на балансе кислорода. Потребность сточной жидкости в кислороде определяется произведением БПК сточной жидкости на суточный ее расход. Отдача кислорода сооружением равна произведению окислительной мощности (отдачи кислорода 1 м³ сооружения) на его объем в куб. метрах.

Потребность сточной жидкости в кислороде для нормально работающих сооружений должна быть меньше, или в крайнем случае равна возможной отдаче кислорода сооружением.

Окислительная мощность сооружения для очистки сточных вод является функцией типа сооружения, его строительных и эксплоатационных особенностей, концентрации сточных вод и климатических условий (особенно при работе в зимнее время).

Полученные данные по ряду существующих и работающих сооружений могут быть приняты в качестве ориентировочных нормативов при проектировании новых сооружений. После устройства их и пуска в эксплоатацию необходимо изучить окислительную мощность этих вновь устроенных сооружений и использовать результаты наблюдений и исследований как при расширении изученной очистной установки, так и при проектировании установок, близких к ней по составу и концентрации сточных вод, климатическим условиям и пр.

В качестве иллюстрации показателей окислительной мощности сооружений для очистки сточных вод приведем табл. 55, составленную по данным канализационной лаборатории треста Водоканализации МКХ [95] для теплого времени года [1].

[1] С нашим добавлением в отношении ОМ высоконагружаемых фильтров и изменением по био- и аэрофильтрам.

Таблица 55

| Род очистных сооружений | Количество $O_2$ с 1 м³ сооружения в сутки в г |
|---|---|
| Поля орошения | 0,5—1,0 |
| Поля фильтрации | 2,0—36,0 |
| Биологические пруды | 12,5 |
| Биологические фильтры | 100—200 |
| Аэротеики | 600—800 |
| Аэрофильтры | 800—1000 |
| Аэрокоагуляторы | 4500 |
| Высоконагружаемые фильтры | 600—1000 |

При определении окислительной мощности полей орошения и полей фильтрации принято считать, что активный слой, участвующий в очистке сточных вод, определяется глубиной в 1 м. Аэрокоагуляторы не могут понизить БПК сточных вод больше чем на 50—55% по сравнению с водой, прошедшей через отстойные бассейны.

На данные табл. 55 нужно смотреть как на ориентировочные. Дальнейшее изучение вопроса об окислительной мощности сооружений показало необходимость его уточнения и определения окислительной мощности для зимнего времени, на которое ведется расчет сооружений.

Для иллюстрации рассмотренной схемы (см. рис. 202) приведем несколько примеров схем очистных сооружений.

1. Очистка сточных вод на полях орошения в Одессе (рис. 203). Сточная жидкость проходит сначала через решетку *А*, а затем на участках полей орошения *Б* подвергается биологической очистке. Параллельно с полями орошения могут работать фильтрационные участки. Очищенная сточная жидкость спускается после очистки в лиман. Эффект очистки близок к 100%.

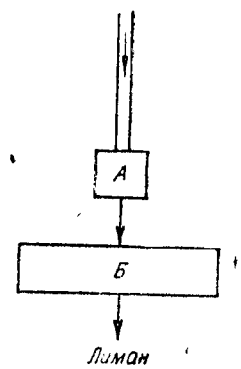


Рис. 203. Схема очистки сточных вод в Одессе

2. Очистка сточных вод на биологических фильтрах. Пример — очистная установка Харькова (в первоначальном ее виде) (рис. 204). Очистка состоит в прохождении сточной жидкости через решетку *А*, песколовку *Б*, отстойники *В* и параллельно с ними через двухъярусные бассейны *Г*; далее сточная жидкость очищается на одно- и двухступенных биологических фильтрах *Е* и *Д*; при одноступенном фильтре устроен, в качестве вторичного отстойника, гидролитический тенк *И*. При двухступенном фильтре между ступенями фильтра *Д* и *З* устроены промежуточные отстойники *Ж* для улавливания выноса из фильтра первой ступени.

Эффект очистки доходит до 90%. Очищенные сточные воды сбрасываются в р. Лопань. Чтобы улучшить качество сточной жидкости в теплое время года, ее пропускают до выпуска в реку через рыбоводные пруды *К*.

Ил из отстойников и двухъярусных отстойников обрабатывается на иловых площадках *Л*.

3. Полная очистка сточных вод на станции аэрации с применением аэрофильтров (рис. 205). Примером может служить Кожуховская станция аэрации [91]. Сточные воды проходят через решетку *А*, затем поступают на первичные отстойники *Б*.

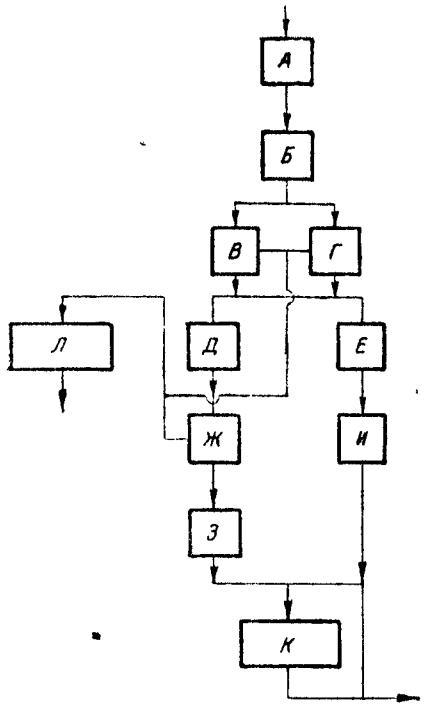



Рис. 204. Схема очистки сточных вод в Харькове

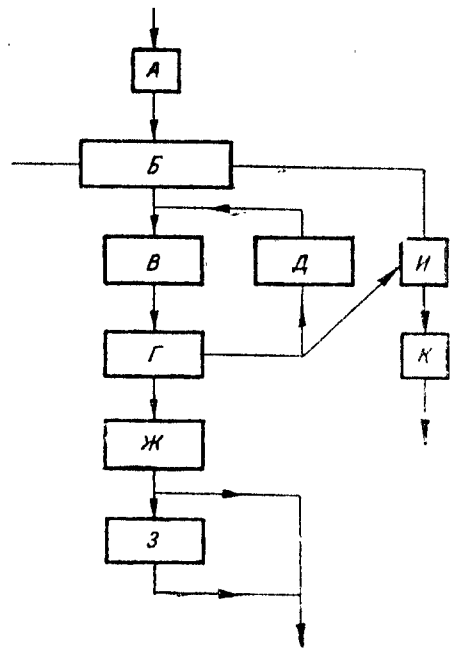



Рис. 205. Схема очистки сточных вод на Кожуховской стаиции аэрации

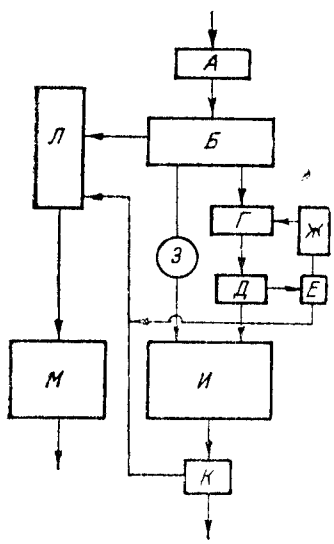



Рис. 206. Схема очистки сточных вод на стаиции аэрации с примеие-иием биофильтров

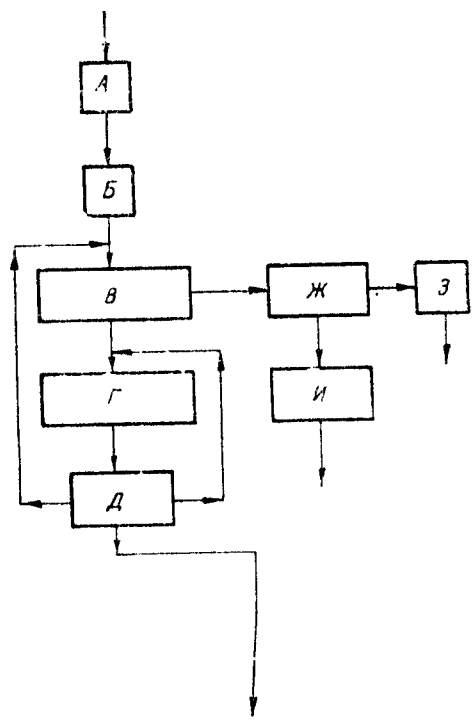



Рис. 207. Схема очистки сточных вод на Люблинской станции аэрации с аэротен-ками на полиую очистку

Осветленная в отстойниках жидкость подвергается дальнейшей предварительной очистке в аэрокоагуляторах *В*, по пути к которым к сточной жидкости прибавляется активный ил. Последний отделяется от сточной жидкости во вторичных отстойниках *Г*, регенерируется в регенераторах *Д* и снова используется. Сточная жидкость после вторичных отстойников направляется на аэрофильтры *Ж*. Сток с аэрофильтров, перед спуском в Москва-реку, проходит через рыбоводные пруды *З*. Эффект очистки сточной жидкости свыше 95%. Для обработки ила применены метантенки *И* и иловые площадки *К*. Осадок, выпавший в отстойниках *Б*, направляется в метантенки *И*.

За последние годы на Кожуховской станции аэрации перед отстойниками поставлена песколовка; в то же время отключены рыбоводные пруды.

4. Полная очистка сточных вод на станции аэрации с применением биофильтров (рис. 206). Сточные воды подводятся к песколовке *А*, затем поступают в первичные отстойники *Б*. Из них $^2/_3$ стока направляются для дальнейшей предварительной очистки в аэрокоагулятор *Г*, а $^1/_3$ — во второй отстойник *З*. Сток с отстойников *Д* и *З* идет для очистки на биофильтры *И*. Очищенная сточная жидкость перед выпуском в реку проходит после фильтра еще вторичный отстойник *К* для удержания выноса из фильтра. Активный ил из вторичного отстойника после аэрокоагулятора *Д* подается насосной станцией *Е* в регенератор *Ж*, а регенерированный активный ил примешивается снова к сточной жидкости, идущей в аэрокоагулятор *Г*.

Для обработки ила из первичных отстойников *Б*, избыточного активного ила из отстойников *Д* и из вторичных отстойников после биофильтров *К* устроены метантенки *Л*. Ил обезвоживается на иловых площадках *М*.

5. Полная очистка сточных вод на станции аэрации при наличии продуваемых аэротенков (рис. 207). Пример — Люблинская станция аэрации. Сточная жидкость, поступающая на станцию, предварительно проходит через решетки *А*, затем поступает в песколовки *Б*. Из песколовок сточная жидкость направляется в первичные отстойники *В*. Осветленная жидкость поступает на аэротенки *Г*. После аэротенков сточная жидкость, освобожденная от активного ила во вторичных отстойниках *Д*, направляется в реку. Для обработки ила сооружены метантенки *Ж*, а после них — иловые площадки *И* и ваккум-фильтры *З*.

## § 104. Краткие экономические показатели строительства и эксплоатации очистных сооружений для сточных вод

Стоимость очистных сооружений является функцией весьма многих величин, различных для каждой установки.

Основными факторами являются норма водоотведения и климатические условия. Норма водоотведения влияет на концентрацию сточной жидкости, а следовательно, и на размеры очистных сооружений. Если относить стоимость очистных сооружений к 1 м$^3$ сточной жидкости, поступающей ежесуточно на очистную установку, то размеры сооружений не будут одинаковы для установок при разной концентрации сточной жидкости. При меньших нормах водоотведения стоимость сооружения на 1 м$^3$ сточной жидкости будет больше, и наоборот. Более высокая температура сточной жидкости и воздуха является фактором, благоприятствующим очистке сточных вод, а следовательно, и уменьшающим размеры и стоимость очистных сооружений. При средних и малых установках в условиях суровой зимы требуется еще устройство здания для размещения очистных сооружений, что ведет к значительному удорожанию. На стоимость очистных сооружений влияет

характер площадки, на которой они располагаются. Спокойный плоский рельеф местности удешевляет стоимость полей орошения, биологических прудов, аэротенков и пр., уменьшая потребное количество земляных работ; с другой стороны, плоский рельеф иногда является противопоказателем для устройства биологических фильтров.

Характер грунтов отражается на стоимости очистных станций. Особенно влияет на удорожание высокое стояние грунтовых вод. Влияют на стоимость очистных сооружений цены на материалы и электроэнергию, стоимость транспорта, методы производства работ и пр.

При подсчете стоимости очистных сооружений мы не учитываем стоимости устройства насосной станции и напорного водовода, зависящих в каждом отдельном случае от разности топографических отметок конца магистрального коллектора и площадки очистной установки и расстояния между этими точками.

Несмотря на значительное влияние отдельных факторов на стоимость сооружений по очистке сточных вод, все же можно привести ориентировочные данные о стоимости отдельных сооружений. Данные эти требуют уточнения в каждом отдельном случае, но они могут быть использованы для предварительных подсчетов.

Стоимость отдельных сооружений может быть отнесена либо к 1 м³ очищаемой сточной жидкости, либо к одному жителю, пользующемуся канализацией. Примерная стоимость строительства и оборудования очистных сооружений по ценам 1945 г. приведена в табл. 56 и 57.

Таблица 56

**Расчет на 1 м³ сточной жидкости, поступающей ежесуточно на очистную установку**

| Наименование очистных сооружений | Стоимость в руб. | Наименование очистных сооружений | Стоимость в руб. |
|---|---|---|---|
| I. Механическая очистка | | II. Биологическая очистка | |
| Песколовка | 1,0— 2,0 | Поля орошения | 150,0—300,0 |
| Решетки | 1,25— 2,5 | Поля фильтрации | 75,0—125,0 |
| Сита | 3,0— 5,0 | Биологические пруды (самостоятельная очистка) | 25,0—35,0 |
| Отстойники | 15,0—35,0 | Биологические фильтры | 60,0—90,0 |
| Двухъярусные бассейны | 50,0—75,0 | Аэротенки | 25,0—35,0 |
| Метантенки | 15,0—25,0 | Аэрофильтры | 12,0—18,0 |
| Иловые площадки (с искусственным основанием) | 10,0—15,0 | Хлорирование (хлораторная станция) и контактные бассейны | 4,0—6,0 |
| Иловые площадки (без искусственного основания) | 3,0—4,0 | Аэрокоагуляторы с регенераторами | 10,0—15,0 |

При составлении табличных данных был использован материал ряда проектных организаций.

При установлении общей стоимости очистной установки необходимо учитывать расходы, связанные с обслуживанием очистных сооружений и с благоустройством площадки установки.

Обычно очистная установка находится в некотором отдалении от города. Поэтому необходимо на площадке очистной установки, помимо административно-лабораторного здания, возводить и жилые здания для основного штата. Очистная установка должна быть связана с городом хорошей дорогой (мощеной или шоссейной). Территория площадки должна быть снабжена водопроводом, канализацией, электрическим освещением, телефонами, проезжими дорогами и пешеходными дорож-

Таблица 57

**Расчет на одного жителя, пользующегося канализацией**

| Наименование очистных сооружений | Стоимость в руб. | Наименование очистных сооружений | Стоимость в руб. |
|---|---|---|---|
| I. Механическая очистка | | II. Биологическая очистка | |
| Песколовки | 0,20—0,4 | Поля орошения (без предварительной очистки) | 25,0— 40,0 |
| Решетки | 0,25—0,5 | Поля фильтрации (без предварительной очистки) | 8,0—15,0 |
| Сита | 1,00—2,0 | Биологические пруды (самостоятельная очистка) | 3,5—5,0 |
| Отстойники | 1,5—5,0 | Биологические фильтры | 7,5—10,0 |
| Двухъярусные отстойники | 5,0—7,5 | Аэротенки | 4,0—7,0 |
| Метантенки | 2,0—3,5 | Аэрофильтры | 2,5—3,5 |
| Иловые площадки (с искусственным основанием) | 1,5—2,5 | Хлорирование (хлораторная станция и контактные бассейны) | 0,75—1,00 |
| Иловые площадки (без искусственного основания) | 0,6—1,0 | Аэрокоагуляторы с регенераторами | 1,5—3,0 |

ками. На территории очистной площадки должны быть построены складские помещения и помещения для автомобильного или гужевого транспорта.

Территория очистной установки должна быть обязательно озеленена цветами, кустарниками, деревьями. Ориентировочно сумма ассигнований на эти нужды может быть определена на основания сметных расчетов к проектам в размере от 30 до 50 руб. на 1 м³ сточной

Таблица 58

| Город | Наименование установки | Суточная загрузка в м³ | Стоимость очистки 1 м³ сточной воды в коп. | Примечание |
|---|---|---|---|---|
| Ленинград | Сита „Ринша“ и выпуск в залив | 13 000 | 3,2 | |
| Москва | Кожуховская станция аэрации | 56 000 | 6,0 | |
| | Люблинские поля фильтрации | 100 000 | 4,0 | |
| Одесса | Поля орошения | 70 000 | 4,7 | |
| Харьков | Биологические фильтры | 70 000 | 8,0 | |
| Тула | Двухъярусные бассейны и биофильтры | 10 860 | 2,5 | Без амортизации |
| Никополь | Неполная биологическая очистка (аэрокоагуляторы) | 34 500 | 6,5 | |
| Николаев | Биологические фильтры | 30 000 | 8,2 | Проектные данные |
| Херсон | Двухъярусные бассейны, хлорирование и сброс в р. Кошевую | 18 000 | 5,0 | |
| Киев | Поля орошения | 168 000 | 6,7 | |
| Киев | Неполная биологическая очистка (аэрокоагуляторы) | 168 000 | 7,8 | |
| Проскуров | Биологические фильтры | 8 000 | 12,0 | |

жидкости, поступающей на очистную установку ежесуточно. Большую норму следует относить к меньшим станциям и наоборот.

В табл. 58 приведены данные по ряду очистных установок СССР о себестоимости очистки сточных вод со включением амортизации, отнесенные к 1 м³ сточной воды.

Отдельно приведем данные о стоимости хлорирования жидким хлором.

По данным Института Водгео стоимость хлорирования определяется:

1) при дезинфекции сточных вод, очищенных на биофильтре, в 0,75—1,25 коп. на 1 м³,

2) при обработке сточных вод после отстойника 2,5—3 коп. на 1 м³.

## § 105. Площадка для очистных сооружений

Площадка для очистных сооружений должна удовлетворять ряду требований, облегчающих и удешевляющих строительство и эксплоатацию очистных сооружений. Она должна быть расположена ниже канализуемого города по реке и отстоять от ближайших строений города на расстоянии не менее чем 250 м. Ниже площадки по реке не должно быть селений ближе чем на 15—20 км. Более близкое расположение селений ниже выпуска очищенных сточных вод в реку, даже при относительно мощных реках, требует весьма тщательной очистки сточных вод перед выпуском их в реку; в этих случаях необходимо устройство центрального водопровода для снабжения нижерасположенных селений здоровой питьевой водой.

Если канализуемый город лежит на берегу моря, площадка для очистных сооружений не должна быть расположена в районах с морскими течениями в сторону города от площадки; расположение ее должно быть согласовано с розой ветров так, чтобы господствующие ветры не дули со стороны площадки на город.

Рельеф местности в пределах площадки должен быть спокойный. Недопустимы овраги, косогоры, бугры и пр., крайне удорожающие и усложняющие работы по планировке площадки.

Площадка не должна быть затапливаема весенними и дождевыми водами. Уровень грунтовых вод на ней должен быть по возможности ниже глубины подземных частей очистных сооружений.

Близкое стояние уровня грунтовых вод (до 5 м от поверхности земли) резко сказывается на типе конструкции и стоимости очистных сооружений.

Желательно, чтобы площадка для очистных сооружений была выбрана в открытой местности, доступной действию воздуха и света, т. е. хорошо проветриваемой и инсолируемой.

Если для очистки сточных вод устраиваются поля орошения или поля фильтрации, то почвы должны быть легко проницаемы, площадка должна иметь более или менее правильную форму в плане (близкую к прямоугольнику), а уклоны более 1% нежелательны.

Размеры площадки зависят от системы и степени необходимой очистки и типа выбранных сооружений. Наибольшая по величине площадка при всех прочих равных условиях (количество сточной жидкости, концентрация ее, климатические условия) требуется при устройстве полей орошения. Наименьшая по величине — при сооружениях для биологической очистки сточных вод в искусственных интенсифицированных условиях (аэротенки, аэрофильтры).

Ориентировочная величина площадки для биофильтров в 50—75 раз, а для аэротенков в 200—300 раз меньше соответствующей площади полей орошения.

В табл. 59 приведены примерные величины площади земли в га, потребной для устройства тех или иных сооружений, включая и предварительную очистку в зависимости от суточного расхода сточных вод.

Таблица 59

| Суточный расход сточных вод в м³ | Наименование сооружений для очистки | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Механическая очистка | Поля орошения | Поля фильтрации | Биофильтры | Аэротенки |
| 5 000 | 0,7 —0,5 | 150—100 | 50—30 | 3—2 | 1,25—1,0 |
| 10 000 | 1,2 —0,8 | 300—200 | 100—60 | 6—4 | 2,0—1,5 |
| 15 000 | 1,5 —1,0 | 450—300 | 150—90 | 9—6 | 2,5—1,85 |
| 20 000 | 1,8 —1,2 | 600—400 | 200—120 | 12—8 | 3,0—2,2 |
| 30 000 | 2,5 —1,6 | 900—600 | 300—180 | 18—12 | 4,5—3,0 |
| 40 000 | 3,2 —2,0 | 1200—800 | 400—240 | 24—16 | 6,0—4,0 |
| 50 000 | 3,8 —2,5 | 1500—1000 | 500—300 | 30—20 | 7,5—5,0 |
| 75 000 | 5,0 —3,75 | 2250—1500 | 750—450 | 45—30 | 10,0—7,5 |
| 100 000 | 6,25—5,0 | 3000—2000 | 1000—600 | 60—40 | 12,5—10,0 |

Выше было указано, что сточная жидкость, проходящая очистку в ряде последовательно расположенных сооружений, должна, как правило, двигаться самотеком. Следовательно, сооружения должны располагаться последовательно с понижением, определяемым потерей напора в лотках или трубах, соединяющих сооружения. Потери напора определяются местными сопротивлениями и сопротивлениями по длине. К числу местных относятся потери при поворотах, изменении сечения, входе, выходе, прохождении через водомеры.

Величина потери напора не должна быть больше разности отметок поверхности воды при выходе из предыдущего сооружения до входа в последующее, причем при наличии ряда одноименных сооружений потеря напора определяется для наиболее удаленных сооружений.

При рассмотрении конструкций и расчетов отдельных сооружений были выяснены и величины необходимых затрат напора при прохождении сточных вод через эти сооружения.

В табл. 60 приведены примерные данные о потерях напора при прохождении сточной жидкости через отдельные сооружения.

Таблица 60

| Наименование сооружения | Потери напора в см |
|---|---|
| Песколовка | 10—15 |
| Решетки | 10—25 |
| Горизонтальные отстойники | 10—25 |
| Вертикальные „ | 50—75 |
| Двухъярусные бассейны | 10—25 |
| Биофильтры с разбрызгивателями первой ступени | 450—500 |
| „ „ „ второй „ | 400—450 |
| Биофильтры с водоналивными распределителями | 250—300 |
| Аэротенки | 25—50 |
| Аэрофильтры | 600—650 |
| Жироловки | 10—25 |
| Бассейны для контакта с хлором | 10—25 |

Расположение очистных сооружений в плане на площадке должно быть тесно увязано с вертикальным профилем движения сточной жидкости через сооружения. Одновременное решение задачи в горизонталь-

ной и вертикальной плоскостях дает возможность разрешить вопрос размещения очистных сооружений с производством минимального количества земляных и иных работ. Лотки, соединяющие отдельные сооружения, лучше проектировать у самой поверхности земли с уклоном, соответствующим уклону местности.

На профиле движения сточной жидкости должны быть нанесены отметки существующей поверхности земли (черные отметки), отметки дна лотков и сооружений (красные отметки), отметки поверхности воды в лотках и сооружениях (синие отметки), а также отметки планируемой территории площадки (рис. 208).

Помимо профиля по направлению движения сточной жидкости, необходимо построение профиля и по направлению движения ила. Последний, в зависимости от характера очистных сооружений, либо направляется из сооружений по осветлению сточной жидкости в метантенки, а затем уже на иловые площадки, либо, в случае наличия двухъярусных отстойников, непосредственно на иловые площадки.

При проектировании очистной установки не всегда возможно добиться движения ила самотеком на всех участках его перемещения; в этих случаях приходится применять перекачку ила при помощи небольших насосных установок.

При размещении очистных сооружений в плане на территории площадки следует учитывать возможную необходимость в будущем расширения очистной установки, для чего следует оставлять у проектируемых сооружений свободные, примыкающие к ним площадки.

### § 106. Нормы и правила проектирования очистных сооружений для бытовых сточных вод

При проектировании очистных сооружений для бытовых сточных вод необходимо учитывать утвержденные в 1932 году Народным комиссариатом коммунального хозяйства РСФСР «Временные правила и нормы для проектирования хозяйственно-фекальных канализаций населенных мест», отдел четвертый которых посвящен временным нормам проектирования очистных сооружений.

При выработке этих норм, составленных для средней полосы СССР, был использован опыт проектирования, строительства и эксплоатации установок по очистке сточных вод в СССР.

Временные нормы были даны в качестве ориентировочных.

По поручению Народного комиссариата коммунального хозяйства РСФСР бригада, организованная Академией коммунального хозяйства им. К. Д. Памфилова, пересмотрела указанные выше «Временные нормы» и составила проект новых норм для проектирования городских канализаций и очистных сооружений.

Проект был составлен с учетом новейших достижений науки и техники и опыта наших передовых очистных установок и проектных организаций. Он был опубликован в 1939 г. в журнале «Водоснабжение и санитарная техника».

Новые нормы значительно шире охватывают очистные сооружения и детализируют отдельные вопросы.

Однако и они в связи с ростом техники не могут быть рекомендованы ко внедрению полностью; в настоящее время заканчивается пересмотр норм 1939 г. для внесения их в разрабатываемое новое Урочное положение.

Новые нормы, значительно переработанные и дополненные, должны служить в дальнейшем основанием для проектирования очистных сооружений.

Говоря о нормах для проектирования очистных сооружений, необходимо отметить, что эти нормы рассматривают гидравлический режим

в пределах очистных сооружений без учета гидравлического режима, имеющего место в каналах и трубах, соединяющих отдельные сооружения или группы их.

Несогласованность гидравлического режима при подходе к сооружению с режимом в самом сооружении приводит к тому, что последние работают в действительности не по расчетному режиму и начальные части сооружения служат как бы переходом от одного гидравлического режима к другому, а не выполняют своего назначения; в результате эффект очистки сточных вод резко снижается.

По опытным данным недоучет гидравлического режима за пределами отдельных очистных сооружений приводит к большим недостаткам в работе очистных установок (очистные сооружения канализаций Москвы, Харькова и др.).

## § 107. Расчет лотков (каналов)

Сточная жидкость, очищаемая на очистной установке, передвигается от сооружения к сооружению обычно в открытых лотках прямоугольного или трапецоидального сечения. Ниже приводятся графики для расчета сечений этих лотков.

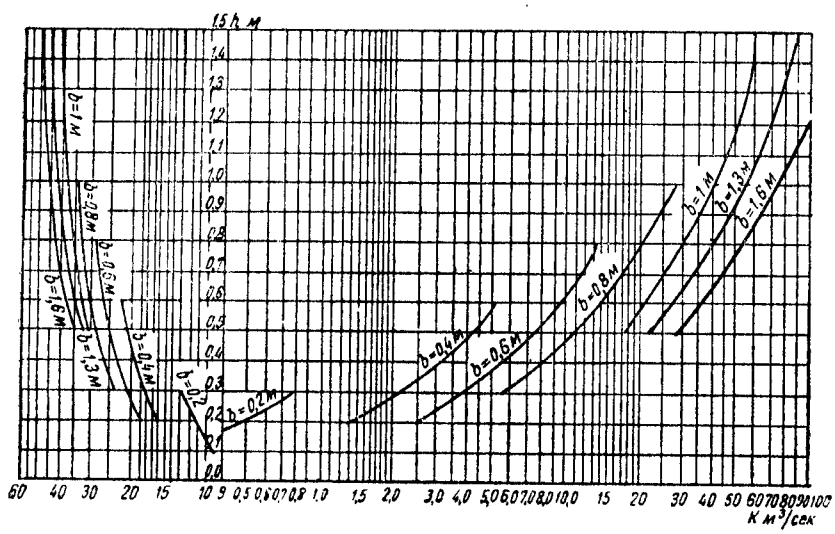



Рис. 209. График для определения размеров прямоугольных лотков

Лотки прямоугольного сечения сооружаются из бетона или кирпича. Стены-откосы лотков трапецоидального сечения укрепляются мощением или бетонировкой.

Приведенные на рис. 209, 210 и 211 графики нанесены на основании сделанных подсчетов модулей расходов $K$ и модулей скоростей $w$. Коэфициент $C$ определен по формуле Павловского, причем для кирпичных и бетонированных лотков коэфициент шероховатости $n$ принят в 0,013, а для мощеных лотков $n = 0{,}018$.

График на рис. 209 дает значение модуля расхода и модуля скорости (раздельного) для лотков прямоугольного сечения разной ширины от $b = 0{,}2$ м до $b = 1{,}0$ м.

Ввиду резкого изменения величин $K$ и $w$ при изменении $b$ от 0,2 до 1 м график дан в полулогарифмическом виде. График этот служит для определения расчетных сечений бетонных и кирпичных лотков.

График на рис. 210 дает те же величины для трапецоидального лотка при одинарном откосе боковых стен и креплении бетонировкой. Ширина по дну взята в пределах от 0,2 до 1,6 м.

График на рис. 211 составлен также для трапецоидального лотка с одинарными откосами, но укрепленного мощением.

При пользовании графиками по заданному расходу и принятому уклону определяют модуль расхода $K$. Выбрав форму сечения лотка и тип его крепления, следует подобрать значения $b$ и $h$.

При прямоугольных сечениях лотка соотношения между $b$ и $h$ находятся в пределах от 1 до 2, при трапецоидальном сечении $b$ обычно равно $h$.

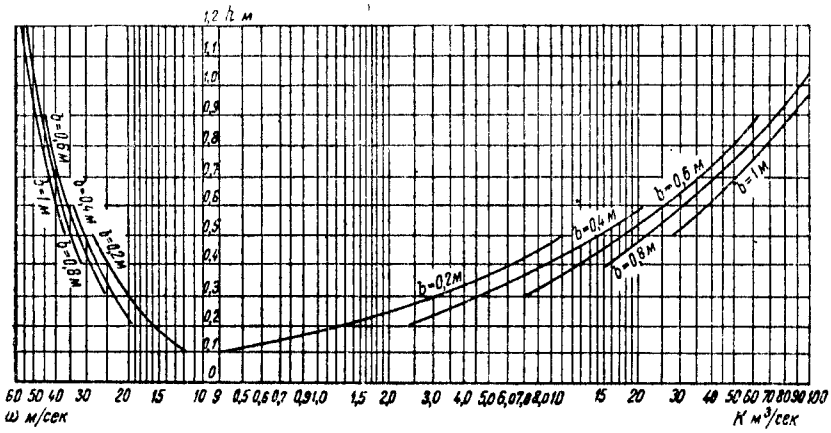



Рис. 210. График для определения размеров трапецоидальных бетонированных лотков

Установив размеры $b$ и $h$, необходимо определить по графику модуль скорости $\omega$; умножением величины $\omega$ на $\sqrt{i}$ будет получена величина скорости $v$. Желательно, чтобы она была не менее 0,6 м/сек; что касается верхнего предела, то он может быть ограничен 3 м/сек, учитывая укрепление стен и откосов лотка, однако при подходе к сооружениям желательно, чтобы скорость была не выше 0,8—1,0 м/сек.

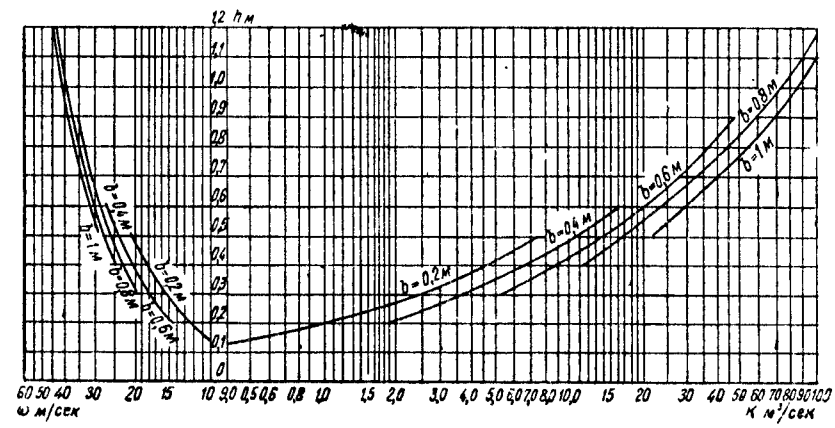



Рис. 211. График для определения размеров трапецоидальных мощенных лотков

При определении размеров лотка переменного сечения, подводящего жидкость к целому ряду параллельно установленных сооружений (отстойники, аэротенки и т. д.) или отводящего жидкость от них, желательно выбирать для лотков один и тот же уклон и одну и ту же глубину, но переменную ширину. Одинаковая глубина жидкости в лотках значительно упрощает равномерное распределение ее по отдельным сооружениям.

Полная глубина лотка должна быть больше определяемой по расчету рабочей глубины $h$ на 0,2—0,25 м. Лотки должны быть устроены так, чтобы в зимнее время их легко можно было перекрывать съемными деревянными щитами для предохранения сточной жидкости от излишнего охлаждения и для охраны лотков от заноса снегом.

Вдоль лотков должна быть оставлена ходовая дорожка, что позволяет персоналу, обслуживающему очистные сооружения, постоянно следить за работой и состоянием лотков.

При скорости более 3 м/сек, что имеет место при больших уклонах местности, лотки следует проектировать отдельными участками с предельно допускаемыми скоростями и соединять их между собой перепадами или быстротоками. При прокладке лотков на большой глубине, в зависимости от топографических условий, следует открытые лотки заменять трубами-лотками (каменно-керамическими, бетонными, железобетонными), расчет которых производится аналогично расчету канализационной сети.

При неблагоприятных топографических условиях подача сточной жидкости производится напорными трубопроводами (например, подача в дозирующие бассейны фильтров). Потеря напора в них определяется с учетом того, что перекачивается не водопроводная, а сточная вода; поэтому модули расходов следует брать по данным, приведенным на стр. 185.

Все результаты подсчета сечений лотков с показанием длины участков, расходов, уклонов, скорости должны быть сведены в таблицу, дающую возможность легко ориентироваться в полученных данных.

## § 108. Контроль за работой очистной установки

В отдельных главах при описании назначения, схемы, работы, конструкции и метода расчета сооружений по очистке сточных вод приводились краткие эксплоатационные данные по соответствующим сооружениям.

Основные затруднения, возникающие при эксплоатации очистных сооружений, могут быть разделены на затруднения пускового периода и на затруднения, возникающие в дальнейшем на работающих сооружениях.

Затруднения пускового периода могут быть доведены до минимума, если заблаговременно проведена надлежащая подготовка к пуску сооружений в работу. Для этой цели очистная установка должна быть обеспечена соответствующими кадрами как инженерно-техническими, так и рабочими, хорошо знающими технологический процесс обработки такого специфического сырья, как сточная жидкость. Требуется помимо теоретических знаний еще и опыт работы по эксплоатации соответствующих сооружений.

До пускового периода необходимо предварительное знание состава и концентрации сточной жидкости, поступающей на очистную установку. Это необходимо в целях соответствующей подготовки к возможным затруднениям во время очистки сточной жидкости.

Очистная установка должна иметь к моменту пуска в работу сооружений оборудованную лабораторию, приспособленную для производства необходимых анализов как сточной жидкости и ила, так и побочных продуктов (газа, жира и пр.).

На малых установках, где нецелесообразно создавать специальную лабораторию, необходимо обеспечить производство анализов в лаборатории какого-либо родственного предприятия или учреждения.

Пуск сооружений в работу следует производить в теплое время года, более благоприятное для жизнедеятельности микро- и макроорганизмов, связанных с процессом очистки сточных вод.

Очень осторожного подхода требует нагрузка сооружений; нельзя сразу нагружать сооружение расчетными нормами.

Сооружение, как указывалось выше, должно созреть; для этого требуется определенное время, зависящее от характера сооружения, состава и концентрации сточных вод, климатических условий и пр. Например, в двухъярусных бассейнах, в септической их части, должна быть создана культура бактерий, обеспечивающая метановое брожение; в установках с аэротенками должен быть подготовлен активный ил; на биофильтрах должна созреть пленка и т. д.

Необходимо следить за тем, чтобы количественная и качественная нагрузка сточных вод на очистные сооружения соответствовала заданию, положенному в основу расчета выстроенных сооружений.

Обычно в первый период работы очистных сооружений концентрация сточных вод значительно выше, чем к концу расчетного периода, это вызывает перегрузку сооружений, рассчитанных по концентрации сточных вод на конец расчетного периода. В этом случае требуется для первой очереди канализования пускать в работу сооружения по объему больше, считая на 1 м³ сточной жидкости, чем это предусмотрено проектом, исходя из расчетной концентрации сточной жидкости.

К началу пускового периода должны быть разработаны подробные инструкции по эксплоатации всех очистных сооружений. В дальнейшем эти инструкции на основании опытных данных очистной установки должны корректироваться. В инструкциях должно быть уделено значительное внимание тщательности выполнения всех пунктов ее и в особенности пунктов о нагрузке сооружений и об уходе за ними.

Перегрузка сооружений, а равно и нарушение правил по уходу за сооружениями (выпуск ила, подача надлежащего количества воздуха, подогрев метантенка до заданной температуры и пр.) грозят как затяжкой пускового периода, так и нарушением нормальной работы очистной установки в дальнейшем при ее эксплоатации.

Затруднения в дальнейшей эксплоатационной работе очистных сооружений могут возникнуть от невыполнения штатом очистной установки инструкций по уходу за очистными сооружениями, от резкой перегрузки очистной установки значительным количеством сточных вод, от случайного или более или менее постоянного изменения состава или концентрации сточных вод.

Количественный и качественный учет сточных вод, поступающих на очистную установку, может дать данные, необходимые для выяснения причин возникших затруднений.

Персоналу очистной установки необходимо постоянно наблюдать за нормальной работой всех очистных сооружений и в случае обнаружения каких-либо отклонений от установленных показателей принимать меры к выяснению причин, вызвавших отклонения, и к недопущению увеличения этих отклонений.

Для поддержания нормальной работы очистной установки требуется систематический контроль за работой как отдельных сооружений, так и всей установки в целом.

Контроль должен давать не только качественные и количественные показатели работы; он должен также способствовать уменьшению себестоимости очистки сточных вод, не ухудшая качества ее. Последнее достигается как путем использования имеющихся в сточных водах ценных веществ и их производных, так и экономного расходования энергии и различных материалов.

Контроль за очистной установкой должен производиться систематически. Случайный контроль не может обеспечить нормальную работу очистной установки, так как на общий результат очистки влияет целый ряд факторов, никогда не остающихся постоянными. Основные из них.

состав и концентрация сточных вод, температурные условия, налаженность работы отдельных сооружений, количество сточных вод и пр.

Состав сточных вод, поступающих на данную установку, оставаясь более или менее близким к среднему составу для относительно большого периода времени, меняется по сезонам года, по часам суток и может резко измениться от случайных поступлений каких-либо загрязнений.

Не задаваясь целью полностью разрешить поставленную большую и весьма важную задачу по организации учета и контроля на очистной установке, ниже перечисляются лишь основные требования.

1. Эффект очистки сточных вод для одного из сооружений очистной станции или для всей совокупности их определяется путем сравнения состава сточных вод до входа и после выхода из сооружения. Для определения состава сточных вод необходимо производить их санитарный анализ.

На крупных установках анализы эти производятся один раз в 2—3 дня, на более мелких — один раз в неделю.

Пробы для анализов сточной воды должны забираться в определенные часы суток, причем после отдельных сооружений с учетом времени прохождения сточной жидкости через контролируемое сооружение.

Так как в течение суток сточная жидкость, поступающая на очистную установку, меняется по своему составу, то необходимо периодически (раз в месяц или даже реже) производить в течение суток (каждые 3—4 часа) ряд заборов проб и на основании результатов анализов всех проб определять среднесуточный состав сточных вод как сырых, так и очищенных.

Результаты анализов показывают изменения состава сточных вод в отношении физических и химических показателей, а также бактериальных.

2. При заборе проб для анализов необходимо учитывать температуру, так как она имеет весьма существенное значение в деле очистки сточных вод на сооружениях.

3. Количественный учет сточных вод, поступающих на очистную установку в целом, а также на отдельные сооружения, должен производиться путем установки соответствующих водомеров на напорном трубопроводе, в магистральном подводящем лотке и в лотках у отдельных сооружений.

4. Учет ила необходимо производить качественный и количественный. В основном он зависит от принятого на установке технологического процесса при очистке сточных вод.

При наличии двухъярусных бассейнов количественный учет ила производится на иловых площадках путем замера залитой площади и высоты слоя ила. При наличии отстойников и отдельных от них метантенков учет ила производится дважды: количество ила, поступающего из отстойников, определяется в камере впуска, количество ила обезвреженного, перегнившего — в камере выпуска.

На установках с активных илом последний замеряется перед впуском активного ила в аэротенк путем установки водослива. Кроме того, необходимо замерять и количество избыточного ила, направляемого для перегнивания вместе со свежим илом в двухъярусные бассейны или метантенки, а также для обезвоживания на вакуум-фильтры.

Учет избыточного активного ила желательно производить по работе насосной установки, перекачивающей этот активный ил. Возможно также и устройство специальных мерных камер, но последние несколько затрудняют эксплоатацию очистной установки.

Учету подлежит также ил, обезвоженный на иловых площадках

или иным способом. Учет этот может быть сделан по объему или по весу.

Количественный учет ила тесно увязан с качеством его, причем в объемном отношении первое место занимает влажность ила, содержание в нем воды. Для суждения об основных свойствах ила большое значение имеет также содержание в сухом веществе ила органических веществ.

5. Учет газа, образующегося на очистной установке при перегнивании ила, производится путем установки на магистральной газовой сети у газгольдера газомера в виде диафрагмы или другого типа.

У отдельных сооружений обычно газомеры не устанавливаются, хотя по существу дела такой замер необходим как показатель работы не группы сооружений в целом, а отдельного агрегата.

Одновременно с учетом количества газа необходимо определить и его качественный состав — содержание в нем метана, углекислоты, водорода и пр. и проверить калорийность.

6. Количество жира, собирающегося в отстойниках или специальных жироловках, определяется по весу. Жир после примитивной его обработки на очистной установке поступает в продажу. Для суждения о степени достаточного обезжиривания сточных вод должны служить соответствующие анализы проб сточной жидкости до обезжиривания и после него.

7. Энергия затрачивается очистной установкой главным образом на подъем и транспортировку сточных вод и ила, на работу компрессоров и воздуходувок, на отопление метантенков и помещений.

Расходуются два вида энергии: электричество и газ. У каждого агрегата, потребляющего энергию, должны быть установлены счетчики (электрические или газовые).

Особому учету подлежит затрата воздуха.

К сожалению, последний не всегда учитывают из-за отсутствия воздухомеров на отдельных установках, а определяют общий расход его по работе компрессора с учетом коэфициента полезного действия.

8. Из химических и других веществ на очистной установке расходуются:

а) хлор, главным образом жидкий, на дезинфекцию сточных вод. Расход определяется по газомеру, чаще по весу;

б) известь на подщелачивание кислых сточных вод или осадка с pH меньше 7,2 для обеспечения нормального метанового брожения в септических камерах двухъярусных бассейнов. Расход извести определяют по весу;

в) хлорное железо или другой коагулянт при обезвоживании ила на вакуум-фильтрах. Расход коагулянта определяют по весу;

г) расход воды на технические надобности, отопление метан-тенков, разведение жидкого хлора и пр. Расход воды определяется водомерами, устанавливаемыми у хлораторной, у котельной и т. д.

Весь учет, по крайней мере количественный, необходимо по возможности автоматизировать, снабдив водомеры, газомеры, воздухомеры, счетчики и т. д. автоматическими показателями расхода.

## § 109. Выбор сооружений для очистки сточных вод

Выбор сооружений для очистки сточных вод зависит от многих местных условий, характерных для каждого рассматриваемого конкретного случая. Особенно усложняет решение вопроса наличие в общем стоке производственных сточных вод. Основными решающими факторами при выборе сооружений являются общее суточное количество сточных вод, концентрация их и степень необходимой очистки. Зная эффективность работы отдельных сооружений, их удельную стоимость

и примерные эксплоатационные показатели, можно ориентировочно разрешить вопрос о выборе для данного конкретного случая типа очистных сооружений. При этом необходимо считаться с уже установленными принципиальными перспективными соображениями о направлении строительства очистных сооружений в условиях СССР на ближайшие годы.

Проф. С. Н. Строганов указывает, что в настоящий момент усиленного строительства очистных сооружений для сточных вод в СССР можно ожидать появления различных переходных форм очистных сооружений временного типа (поля фильтрации, биологические пруды, разные формы частичной очистки, хлорирование), но в конечном счете путь развития методов очистки сточных вод пойдет или в сторону сложных станций аэрации, легко поддающихся децентрализации, или в сторону полей орошения, где есть для этого подходящие условия.

К сожалению, местные условия не всюду благоприятствуют устройству полей орошения; уменьшающаяся концентрация сточных вод в связи с все увеличивающимися нормами водоотведения является для

Таблица 61

| Методы очистки сточных вод | Соотношение между $Q_p$ и $Q_{ст.в}$: больше 100 | около 50 | меньше 20 | Легко проницаемые почвы | Недостаток увлажнения | Большие нормы водоотведения (свыше 200—250 л) | Пологий рельеф местности (до 1%) | Относительно крутой рельеф местности (свыше 2—3%) | Близкое стояние грунтовых вод (5—6 м) | Близость гидростанции | Установки: малые | средние | большие | Близость шлака или гранита | Высокая температура сточных вод |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| А. Характер очистки | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1. Механическая очистка | + | | + | — | | | | | | | | | | | |
| 2. Биологическая очистка | | — | — | + | | | | | | | | | | | |
| Б. Сооружения по осветлению воды и обработке ила | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1. Двухъярусные колодцы | | | | | | — | | | — | | + | | — | | + |
| 2. Отстойники и метантенки | | | | | | + | | | + | | — | | + | | |
| В. Сооружения по биологической очистке | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1. Поля орошения | | | | — | + | — | + | — | | + | — | + | + | + | |
| 2. Биофильтры | | | | | | + | — | | | | + | + | — | | |
| 3. Аэротенки | | | | | | | + | + | | | + | + | + | | |

районов с достаточным увлажнением, как выяснено в главе XIV, противопоказателем для устройства полей орошения.

Станции аэрации требуют высококвалифицированных кадров инженерно-технического персонала и рабочих и относительно дешевой электроэнергии.

Нами сделана попытка систематизировать возможные местные условия, влияющие на выбор типа очистных сооружений, результаты которой сведены в табл. 61.

По вертикали расположены показатели, характеризующие сооружения по осветлению воды и обработке ила и сооружения по биологической очистке.

По горизонтали показателями являются местные условия: соотношение между речным расходом и расходом сточных вод, характер почв, недостаток увлажнения, нормы водоотведения, рельеф, стояние грунтовых вод, близость гидростанций, величина установки, высокая температура сточной жидкости, наличие поблизости шлака или гранита.

Условия, благоприятствующие тому или иному показателю, помечены знаком плюс (+), неблагоприятствующие — знаком минус (—).

Приведенная таблица позволяет на основании местных данных предварительно решить вопрос о желательном типе сооружений для очистки сточных вод.

Имеющиеся данные о стоимости устройства тех или иных сооружений по очистке сточных вод и о стоимости очистки на этих сооружениях позволяют выбрать тот или иной тип сооружений на экономической базе.

По каждой из проектируемых установок, в зависимости от выяснившейся степени необходимой очистки и местных условий, должны быть составлены варианты возможных схем очистных сооружений с применением различных типов одноименных сооружений.

Составленные варианты дают возможность подсчитать необходимые капиталовложения, а также выяснить эксплоатационные расходы.

При уточнении эксплоатационных расходов следует учесть возможность уменьшения себестоимости очистки путем использования сточных вод для целей орошения, а имеющиеся в сточных водах ценные вещества переработать с целью получения сброженного осадка, жира, газа и т. д.

Можно повысить рентабельность сооружений по очистке сточных вод на станциях биологической очистки путем совместной обработки со сточными водами домовых отбросов.

На станциях по очистке сточных вод необходимо вводить в расчет рентабельности:

1) использование метана;

2) использование сброженного сырого осадка в виде удобрения;

3) использование углекислоты из газов брожения для получения сухого льда;

4) использование жира для технических целей;

5) использование избыточного активного ила в качестве кормового вещества или путем сложной технологической обработки и т. д.

Для предварительных подсчетов по рентабельности очистных установок можно использовать данные С. Н. Строганова [97].

Стоимость очистки 1000 м³ сточных вод на станции типа Кожуховской при $БПК_5 = 150$ г/м³ составляет 40 руб., при полной очистке в аэротенках 60 руб. В эти цифры входит и обработка осадка, составляющая 2,26 руб. на 1 м³ осадка, при переводе на 1000 м³ сточной жидкости стоимость обработки осадка составляет 17 руб.

Потребность в электроэнергии на 1 т $БПК_5$ на станции типа Кожуховской составляет 400 квт-ч, для станций с аэротенками типа Люблинской — 1200 квт-ч.

Количество получаемого газа составляет около 15 м³ на 1 м³ свежего осадка, при стоимости его в 12 коп. за 1 м³.

На 1 квт-час электроэнергии расходуется этого газа 0,22 м³ (газогенераторная установка).

При работе газомоторов получается отбросное тепло в количестве 2420 ккал на 1 м³ сжигаемого газа.

Сухой лед, получаемый из углекислоты газов брожения в количестве 4 т на 1000 жителей в год, может дать доход до 150 руб. за тонну.

Осадок, остающийся после метанового брожения, представляет удобрение, по своей органической ценности не уступающее навозному удобрению.

Количество сброженного осадка при влажности в 80% составляет на 1000 человек в год 36,5 т. Примерная стоимость тонны такого осадка 10—15 руб.

Избыток активного ила составляет около 20 г на человека в сутки или в год 7,3 т на 1000 человек. При возможности применения избытка активного ила, подобно сухим кормовым дрожжам, в качестве белкового корма для скота и птицы, чистая доходность составит до 300 руб. за тонну осадка.

На крупных станциях возможна переработка осадка путем сушки и полукоксования в ряд ценных продуктов (воск, бензин, керосин, гудрон, полукокс, сера и пр.) [76]. На 1000 обслуживаемых человек доходность по этой статье могла бы составить 67 руб.

Совместная обработка со сточными водами около 50% домовых отбросов может значительно увеличить рентабельность очистных станций, увеличив при этом капиталовложения на 15%.

Эксплоатационные расходы при этом составят на 1000 м³ сточной воды на станциях с аэрофильтрами (типа Кожуховской) 52 руб., а на станциях с аэротенками на полную очистку 73 руб.

Количество свежего осадка увеличится в три раза; примерно в три раза увеличится и количество получаемого газа.

В табл. 62, заимствованной у С. Н. Строганова, приведены расходные (с учетом амортизации) и доходные статьи по двум станциям аэрации на 20 000 м³ сточных вод в сутки, обслуживающих 100 000 человек.

Таблица 62

| Наименование | Для станции без домовых отбросов | Для станции с домовыми отбросами |
|---|---|---|
| 1. Станция типа Кожуховской: | | |
| а) расходы | 286 000 | 376 000 |
| б) доходы | | |
| от газа | 53 000 | 165 000 |
| от удобрения осадком | 60 000 | 150 000 |
| от сухого льда | 60 000 | 187 000 |
| от активного ила, как норма | 220 000 | 276 000 |
| Всего | 393 000 | 778 000 |
| Превышение доходов над расходами | 107 000 | 402 000 |
| 2. Станция с аэротенками: | | |
| а) расходы | 445 000 | 535 000 |
| б) доходы (те же) | 393 000 | 778 000 |
| Превышение доходов над расходами | —52 000 | 243 000 |

Подобные подсчеты были сделаны нами в 1947 г. для станции аэрации на неполную очистку на 100 000 м³ сточной воды в сутки при средней норме отведения в 150 л/сутки. Результаты подсчетов приведены в табл. 63.

Таблица 63

| Наименование сооружений | Стоимость сооружения в руб. | |
|---|---|---|
| | Без домового мусора | С домовым мусором |
| Песколовки | 200 000 | 200 000 |
| Жироловки | 250 000 | 250 000 |
| Отстойники | 3 500 000 | 3 500 000 |
| Аэротеики | 2 000 000 | 2 500 000 |
| Вторичные отстойники | 3 000 000 | 3 000 000 |
| Контактные бассейны | 1 000 000 | 1 000 000 |
| Метантенки | 2 500 000 | 5 000 000 |
| Иловые площадки | 600 000 | 1 200 000 |
| Итого | 13 050 000 | 16 650 000 |

| Наименование статей расходов и доходов | Эксплоатация | | |
|---|---|---|---|
| | Без домового мусора | С домовым мусором | С домовым мусором и использованием избыточного активного ила для изготовления пластмассы |
| Эксплоатационные расходы на 1 м³ сточной жидкости в коп. | 5 | 7 | 11 |
| Всего за год | 1 820 000 | 2 550 000 | 4 000 000 |
| Доходы: | | | |
| а) от газа по 25 коп. за 1 м³ | 840 000 | 1 480 000 | 1 280 000 |
| б) от сброженного осадка из расчета 15 руб. за тонну | 375 000 | 675 000 | 550 000 |
| в) от избыточного актила, как сырья для пластмассы | — | — | 300 000 |
| г) от реализации жира | 200 000 | 200 000 | 200 000 |
| д) от использования сточной воды для целей орошения | 200 000 | 200 000 | 200 000 |
| Итого: | 1 615 000 | 2 555 000 | 5 230 000 |
| Превышение доходов над расходами | —205 000 | +5 000 | +1 230 000 |

Приведенные данные являются сугубо ориентировочными; они показывают возможные направления в повышении рентабельности сооружений по очистке сточных вод, по уменьшению себестоимости очистки сточных вод перед выпуском их в водоем.

Разрешение проблемы повышения рентабельности сооружений по очистке сточных вод требует дальнейшей настойчивой и упорной работы производственников и научных работников.

Глава XXII

# ОЧИСТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ МАЛЫХ КОЛИЧЕСТВ СТОЧНЫХ ВОД

## § 110. Очистка сточных вод отдельно стоящих зданий, групп зданий и поселков

Бытовые сточные воды отдельно стоящих зданий, групп зданий и поселков по своему составу ничем не отличаются от городских бытовых сточных вод. Концентрация же их зависит от нормы водоотведения, т. е. от количества сточных вод, приходящихся на одного жителя, пользующегося канализацией. Обычно концентрация сточных вод отдельных зданий или поселков выше, чем городских, что несколько усложняет их очистку.

Очистка сточных вод отдельно стоящих зданий, группы зданий и поселков может производиться на тех же сооружениях, что и очистка бытовых сточных вод. Вся разница в том, что количество сточных вод поселков и отдельных зданий мало по сравнению с количеством городских. Эта разность в масштабах, в количестве сточных вод, подлежащих очистке, требует несколько другого подхода при подборе сооружений для малых установок. Требуется простота обслуживания сооружений, возможность обойтись без квалифицированного инженерно-технического персонала. Очевидно, применяемые сооружения для очистки сточных вод в малых количествах должны быть просты по своему устройству и не требовать какого-либо сложного оборудования.

В силу сказанного, при очистке малого количества бытовых сточных вод необходимо отказаться от сооружений хотя и более экономичных, но и более сложных как метантенки, вакуум-фильтры, аэротенки, аэрофильтры и т. п.

Обычно в числе сооружений для очистки малых количеств сточных вод встречаются решетки, редко песколовки и горизонтальные отстойники и, в случае необходимости сбраживания осадка, — септиктенки и круглые двухъярусные бассейны малых диаметров. Для биологической очистки применяют поля орошения и обычные биофильтры. Для дезинфекции очищенных сточных вод применяют хлорную известь.

Применяемые для очистки малых количеств сточной жидкости сооружения стандартизированы (ГОСТ 2103—43). Выбор того или иного типа сооружений производится в каждом отдельном случае на основании данных предварительных изучений местных условий.

Вопросам очистки сточных вод в малых количествах посвящен ряд специальных сочинений, в том числе: «Альбом проектов малых очистных сооружений», Издатбюро ВСКХ, 1936; инж. В. В. Клюнков, «Малая канализация», 1941; «Инструкция по проектированию канализаций», Центральный военпроект, 1947 и др.

Ниже приведены краткие соображения о целесообразности применения того или иного типа сооружений.

Решетки устанавливают неподвижные, с прозорами в 20—25 мм, очищаемые вручную.

Отстойники при очистке малых количеств сточной жидкости почти не применяют, так как при наличии их не разрешается вопрос об обезвреживании удерживаемых в отстойнике осадков (ила). Чаще всего применяют септиктенки, описанные в главе IX.

Применение септиктенков является целесообразным для числа жителей до 200—250 человек. Полезный объем септика, согласно ГОСТу 2103—43, при удалении осадка два раза в год, принимается равным: а) при суточном расходе сточных вод до 10 м³ — четырехсуточному объему сточных вод; б) при суточном расходе свыше 10 м³ — трехсуточному объему сточных вод.

При обслуживании большого количества жителей целесообразно применение двухъярусных бассейнов круглого типа, диаметром не менее 4—5 м для обеспечения кругового движения сточной воды. Опыт показывает, что в двухъярусных бассейнах меньшего диаметра поступающая струя свежей сточной жидкости устремляется в нижнюю септическую часть и таким образом нарушается основной принцип работы двухъярусного бассейна.

Емкость септической части двухъярусных бассейнов определяется из расчета 100—150 л на одного обслуживаемого жителя.

Осадок из септиктенков и двухъярусных бассейнов обезвоживается на иловых площадках, а сточная жидкость обычно требует дальнейшей биологической очистки.

Наличие соответствующих участков земли позволяет устраивать поля орошения или, в крайнем случае, поля фильтрации. При устройстве полей орошения, в целях санитарно-гигиенических, желательно устройство подземного орошения.

Характерной особенностью полей орошения для малых количеств сточной жидкости являются малые масштабы оросительной сети, размеров карт и пр., в остальном работа их ничем не отличается от работы обычных городских полей орошения. При отсутствии земельных участков для устройства полей орошения приходится применять биологические фильтры.

Биологические фильтры, применяемые для очистки сточных вод отдельно стоящих зданий, групп их или небольших поселков, отличаются от обычно применяемых биологических фильтров для очистки сточных вод городов своей относительно небольшой величиной, что сказывается на конструкции как самих фильтров, так и их оборудования.

Утвержденных норм для расчета небольших биофильтров не существует. Для определения объема фильтрующего материала следует использовать норму, определяющую объем фильтрующего материала на одного жителя, пользующегося канализацией, в 0,2 м³ шлака. Норма эта дана при учете коэфициента неравномерности $K$ не больше двух. Так как в малых установках коэфициент неравномерности значительно выше, то необходимо увеличить норму в 0,2 м³ на жителя пропорционально увеличению коэфициента неравномерности.

Фильтрующим материалом для биологических фильтров малых установок служат: шлак, кокс, измельченные естественные породы. Размер частиц от 10 до 75 мм.

На некоторых установках в последние годы стали применять заполнения фильтров из деревянных реек, размерами $5 \times 2{,}5$ см, уложенных плашмя горизонтальными рядами с просветами между рейками в 7,5 см. При укладке реек четные и нечетные ряды их располагают взаимноперпендикулярно, причем рейки в каждом последующем (четном или нечетном) ряду смещаются на 6,25 см так, чтобы оказались перекрыты просветы между рейками в нижерасположенных рядах.

По литературным данным объем фильтрующего материала из реек равен объему шлака. Особого внимания заслуживает вопрос равно-

мерного распределения сточных вод на поверхности фильтра. Для этой цели могут быть использованы различного типа желоба (рис. 212 и 213) и, наконец, подвижные распределители типа водоналивного колеса. Неподвижные разбрызгиватели в малых установках редко применяются, хотя особой трудности в их установке и эксплоатации нет. Недостаток их — относительно большая потеря напора, определяемая в 2—2,5 м. Там, где по топографическим условиям местности имеется необходимый напор, следует применять разбрызгиватели. При отсутствии благоприятных условий приходится останавливаться на распределителях указанных выше типов.

Распределитель типа водоналивного колеса требует заводского изготовления и квалифицированного надзора со стороны опытного слесаря-механика. Проекты таких распределителей длиной в 4, 5, 6 м и более были разработаны Союзводстроем.

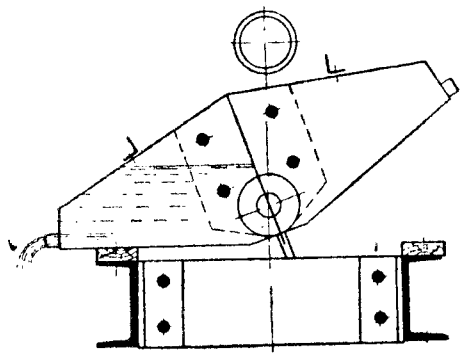


Рис. 212. Двойной качающийся жолоб

При распределении качающимися желобами их размеры зависят от размеров установки и не превышают по длине 4 м; этим определяется один из размеров биологического фильтра. На рис. 213 показана подача воды на биологический фильтр при помощи желобов.

Биологические фильтры для небольших установок обычно проектируют одноступенными, прямоугольной формы в плане. Высота фильтров от 1,5 до 2 м. Фильтры окружают боковой стеной из кирпичной ажурной кладки или из железобетонных дырчатых плит, устанавливаемых вертикально на ребро между двутавровыми стойками. На временных установках могут быть допущены стойки из углового железа с пропуском колючей проволоки между стойками.

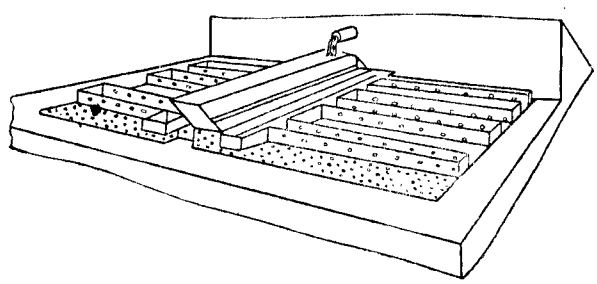


Рис. 213. Подача воды на фильтр качающимся жолобом

Устройство дренажа и основания для небольших по площади фильтров не отличается от таковых же для больших и средних по размерам фильтров, рассмотренных выше. В очень малых фильтрах дренаж устраивается в виде двойного дырчатого основания.

Биологические фильтры для малых установок должны располагаться в закрытых помещениях (зданиях), так как в зимнее время, особенно в часы минимального поступления сточной жидкости, они могут промерзать.

Здания должны обеспечивать свободный проход вокруг самых фильтров (ширина коридоров 1—1,5 м), должны быть хорошо вентилируемы и снабжены отопительными приборами. В летнее время воз-

дух поступает через открытые окна, зимой для этой цели служат оставляемые специально в стенах вентиляционные отверстия.

Помещения для биофильтров в зависимости от топографических условий местности могут быть надземными и подземными. При небольших подземных фильтрах, проходимых коридоров можно не устраивать, но тогда необходимо оставлять между фильтрами и наружными стенками промежуток в 0,1—0,15 м.

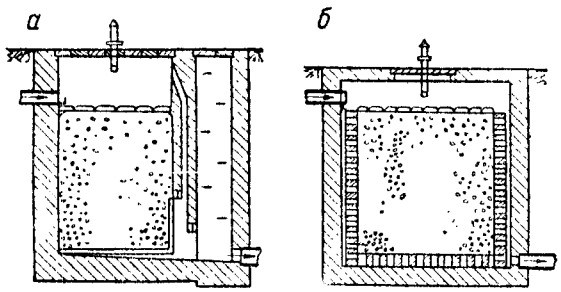



Рис. 214. Биофильтры для малых установок

На рис. 214 показаны фильтры: а) с наименьшим доступом воздуха и б) с нормальным доступом воздуха. В первых воздух поступает свободно лишь к одной из боковых стен фильтра, во вторых — ко всем стенам фильтра.

Боковая поверхность биологического фильтра, свободная для доступа воздуха, должна быть не меньше $4\sqrt[3]{Q^2}$, где $Q$ — объем загрузочного материала фильтра в м³.

Приведенная формула говорит о том, что фильтры должны быть по возможности большой высоты (около 2 м) и что размеры фильтра

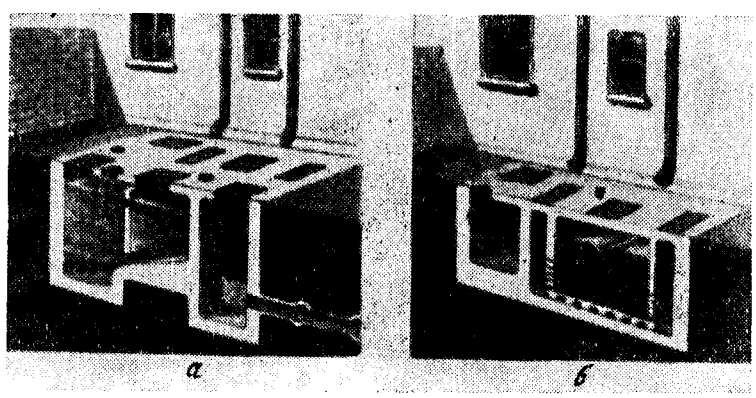



Рис. 215. Очистная установка для отдельно стоящего здания:
*а)* разрез по септику; *б)* разрез по биофильтру

в плане $B \cdot L$ (ширина и длина) должны быть подобраны так, чтобы $L > B$, причем соотношение между $L$ и $B$ тем больше, чем больше объем фильтра.

За фильтром должен быть обязательно предусмотрен вторичный отстойник для удержания выносимого ила.

Часто соединяют септик и биологический фильтр в одно сооружение.

На рис. 215 представлены два разреза очистной установки, изображающие камеру септика и биофильтр.

Очистная установка расположена у самого обслуживаемого здания, что нельзя признать удачным. Установка снабжена двумя вентиляционными трубами: над первой камерой септика и над помещением биофильтра. Над трубами, по которым переходит сточная жидкость из одной камеры в другую, имеются лазы, перекрытые круглыми рамами с крышками, позволяющими производить необходимую прочистку.

Прямоугольного сечения лазы, перекрытые двойными крышками, устроены над каждой камерой септика, биофильтра и отстойного колодца после него. Для лучшей вентиляции биофильтра устроены отверстия, перекрытые решетками. Установка предусматривает очистку сточных вод группы зданий.

Очищенная на биофильтре сточная жидкость перед выпуском ее в водоем или спуском в суходол (по согласованию с органами Госсанинспекции) обязательно должна быть продезинфицирована хлорной известью, согласно указаниям, приведенным в главе XVIII.

## ЛИТЕРАТУРА


1. Анализ городских сточных вод, под ред. С. Н. Строганова. Издательство НККХ РСФСР, 1945 г.

2. Архангельский И. А. Наружная канализация, Цекомбанк, 1932 г. Ленинградское областное издательство.

3. Белов П. С. Биологическая очистка сточных вод. 1910 г.

4. Атлас М. И., инж. К вопросу об очистке и отводе сточных вод г. Баку в связи с климатическими и орографическими условиями. Труды второго Всесоюзного водопр. и сан.-техн. съезда. 1927 г.

5. Атлас М. И., доц. Процесс самоочищения в морских водах. Рукопись. Баку. Индустриальный институт, 1947 г.

6. Базякина Н. А., проф. Баланс кислорода при работе аэротенка на полную очистку. АКХ, 1936 г. Изд. «Власть Советов».

7. Базякина Н. А., проф. Роль активного ила в работе аэротенка на полную очистку. АКХ, 1936 г. Изд. «Власть Советов».

8. Базякина Н. А., проф. Технология биологических фильтров. АКХ. Санитарная техника. Вып. 1, 1948 г. Изд. МКХ РСФСР.

9. Балашев и Качанов. Щелевая песколовка. Журнал «Слесарь-водопроводчик», № 9, 1935 г.

10. Барановский М. В. О приборе для измерения проточных вод в массовых количествах. Труды VII Водопроводного съезда, 1905 г.

11. Безенов В. В. Высоконагруженные биологические фильтры. АКХ. Санитарная техника. Вып. 1, 1948 г. Изд. МКХ РСФСР.

12. Бессонов И. С., Величкин Н. М. и Савостьянов П. С. Люберецкие поля фильтрации за первые 10 лет их работы, изд. МКХ, 1928 г.

13. Брудастов А. Д., проф. Осушение минеральных и болотных земель, 1934 г. ОНТИ.

14. Василькова Г. З. Роль полей орошения в эпидемиологии гельминтов. Институт коммунальной гигиены АМН СССР, 1948 г.

15. Великанов М. А. Применение теории вероятности к расчету осаждения наносов в турбулентном потоке. Известия НИИГ, № 18, 1936 г.

16. Великанов М. А. Динамика русловых потоков. 1946 г. Гидрометеоиздат.

17. Вознесенский С. А. Об очистке сточных вод коагулянтами. Труды второго Всесоюзного водопр. и сан.-техн. съезда, 1927 г.

18. Вознесенский С. А. Действие коагулянтов при очистке питьевых и сточных вод с физико-химической точки зрения. Труды 12 Всероссийского съезда водоснабжения и сан. техн., 1922 г.

19. Вопросы загрязнения и самоочищения водоемов. Под редакцией проф. Строганова С. Н. Издание ГЦНИИКС и Г. Москва, 1937 г.

20. Временные правила и нормы для проектирования хозяйственно-фекальных канализаций населенных мест. НККХ РСФСР, 1932 г.

21. Временные правила технической эксплоатации водопроводов и канализаций. Издательство НККХ РСФСР. 1940 г.

22. Гандельман А. В. канд. техн. наук, доц. Питьевые и сточные воды. Рукопись. Одесской инж.-стр. институт, 1947 г.

23. Генцев Н. Н., проф. Краткий курс водоснабжения, 1931 г. ОНТИ.

24. Генцмер Э. Канализация городов, под ред. доц. Я. Я. Звягинского. Справочная книга для инженеров-строителей, ч. III, 1934 г. Стройиздат.

25. Данилов Ф. А., инж. Биологическая очистка сточных вод, 1912 г.

26. Демидов Л. Г., инж. Предварительная обработка сточных вод. Справочник проектировщика, т. VI, 1933 г. Стройиздат.

27. Демидов Л. Г., инж. Выпускные сооружения. Справочник проектировщика, т. VI, 1933 г. Стройиздат.

28. Демина А. Т. К вопросу о величине расчетной скорости движения жидкости в вертикальных отстойниках для активного ила. Сборник трудов канализационного сектора к V Всесоюзному водопроводному съезду, 1934 г. Стройиздат.

29. Демина А. Т. О расчете времени пребывания жидкости в аэротенке, 1934 г. Журн. «Водоснабжение и санит. техника».

30. Демина А. Т. Зависимость предельной концентрации ила во вторичных отстойниках от нагрузки. Журнал «Водоснабжение и санит. техника», № 2, 1938 г.
31. Демина А. Т. Предварительные наблюдения над работой первичных отстойников вертикального типа. Госстройиздат, 1934 г.
32. Денисеико В. К. Хлораторная установка Алмазо-Марьевского водопровода. Журнал «Водоснабжение и санит. техника», № 6, 1937 г.
33. Диатроптов Б. Н. Одесские поля орошения, 1898 г.
34. Долгов Г. И. Неоднородность состава воды в реках в связи с впадением притока и спуском сточных вод. Труды второго Всесоюзного водопр. и сан.-техн. съезда, 1927 г.
35. Дунбар, проф. Очистка сточных вод, 1910 г.
36. Евилевич А. З. Удаление канализационных осадков по напорным трубам. Госстройиздат, 1939 г.
37. Жуков А. И., инж. Работа горизонтальных отстойников и их расчет, 1930 г. Изд. ВНИТО ВиСТ.
38. Жуков А. И., инж. Влияние скоростей протока в отстойниках на их эффективность. Госстройиздат, 1934 г.
39. Жуков А. И., инж. Работа и расчет ловушек Фойта и фильтров Вольфа. 1932 г. Изд. ВНИТО ВиСТ.
40. Загрязнение и самоочищение водоемов в СССР, под редакцией проф. Сысина А. Н. Издание ВНИИКС и Г, 1938 г.
41. Зауэрбрей И. И., инж. Обзор современных работ по установлению связи между водными свойствами и механическим составом почво-грунтов. Известия НИИГ, 1927 г.
42. Захаров Н. Г. и Константинова Е. Ф. Очистительные пруды на Люблинских полях фильтрации в 1919—1920 гг., 1929 г. Труды Совещания по очистке сточных вод.
43. Златогоров С. И. Результаты бактериологических исследований рек: Лопани, Уды и Северного Донца, 1926 г.
44. Зуев В. И., инж. Одесские поля орошения, 1900 г.
45. Иванов В. Ф., проф. с соавторами. Канализации населенных мест. ОНТИ, 1935 г.
46. Иваиов В. Ф., проф. Очистка сточных вод. ОНТИ, 1929 г.
47. Калабина М. М., биолог и Мудрецова К. А. Образование биологической пленки на шлаке и распределение организмов в теле биологического окислителя. Сборник трудов канализац. сектора к V Всесоюзному водопроводному съезду, 1934 г. Стройиздат.
48. Канардов И. П. Переносный поливной трубопровод. Сельхозгиз, 1948 г.
49. Кожуховская станция аэрации московской канализации. Издательство МКК РСФСР, 1948 г.
50. Константинова Е. Ф. и Захаров Н. Г. Влияние хлорирования сточной жидкости на работу окислителей. ОНТИ, 1937 г.
51. Корольков К. Н. Распад осадка сточной жидкости в анаэробных условиях. Издательство МКХ, 1926 г.
52. Корнилов К. П., инж. Об интенсивности процесса минерализации в стоячих и текучих водоемах, 1931 г., ГНТИ.
53. Коровицкий Л. К., проф. и Адаменко В. Д. Материалы по изучению роли полей орошения в эпидемиологии глистных инвазий. Медиц. паразитол., т. III, Вып. 2, 1934 г.
54. Костяков А. Н., проф. Основы мелиорации, 1933 г. Сельхозгиз.
55. Макеров Н. С., инж. Устранение и утилизация канализационного ила, 1928 г. Изд. Сиб. Техн. Инст.
56. Мейен В. А. Очистка сточной жидкости в прудах и выращивание в них рыбы. Изд. ВНИТО водосн. и сан. техники, 1932 г.
57. МКХ. Юбилейный сборник, посвященный 25-летию совещания по очистке сточных вод. Издательство МКХ, 1930 г.
58. НИКХ, Сборник работ. Ленинград, 1933 г. Лен. Обл. Изд.
59. Николаев Н. Н., инж. Испытание пористых пластинок Брянского завода. Журнал «Сан. техника», № 5, 1934 г.
60. Николаев Н. Н., канд. техн. наук, доц. Технические условия на изготовление коксо-бакелитовых фильтросов Брянского завода. Журнал «Водоснабж. и сан. техника», 1940 г.
61. Обухов Е. С. и Жуков А. И. Наблюдение и уход за канализационными очистными сооружениями. ОНТИ, 1938 г.
62. Овсянникова К. А. Термофильное брожение осадка сточных вод. ОНТИ, 1938 г.
63. Орлов А. Е., инж. Современные методы обработки, утилизации и удаления осадков сточных вод, 1931 г.
64. Орловский З. А., инж. О применении эрлифтов на станциях аэрации. Сборник «Очистка сточных вод», 1934 г. Стройиздат.
65. Орловский З. А., инж. Сооружения Курьяновской станции аэрации. Журнал «Водоснабжение и сан. техника», № 7, 1939 г.

66. Орловский З. А., канд. техн. наук. Механическое обезвоживание осадка городских суточных вод. Издательство НККХ РСФСР, 1939 г.
67. Орловский З. А., канд. техн. наук. Очистка городских сточных вод в аэротенках, 1948 г. Отчет Мосводканалпроекта.
68. Павловский Н. Н., проф. Неравномерное движение грунтовых вод. Гос. технич. изд., 1930 г.
69. Павловский Н. Н., акад. Гидравлический прыжок, как водомер. Известия НИИГ, Ленинград, 1931 г.
70. Павловский Н. Н., акад Гидравлический справочник. ОНТИ, 1937 г.
71. Панов Н. Н. Вертикальные отстойники. Труды второго Всесоюзного водопр. и сан.-техн. съезда, 1927 г.
72. Папин М. Г Выбор способа очистки городских сточных вод. Харьковский инж.-стр. институт. Сборник трудов, № 3, 1937 г. ГНТИУ.
73. Пономарева А. Н., доц. Перколяторные окислители. Госстройиздат, 1933 г.
74. Поперечная циркуляция в открытом потоке и ее гидротехническое применение. Под ред. проф. Потапова. Сельхозгиз, 1936 г.
75. Попова Н. М. и Нагибина Г. С. Самоочищение реки Пехорки в нижнем течении после спуска в нее дренажных вод с Люблинских полей фильтрации. 1934 г. Сборник «Очистка сточных вод». Стройиздат.
76. Попова Н. М., Раковский Е. В., проф. и Строганов С. Н., проф. Полукоксование, как метод утилизации осадков из сточных вод. Издательство НККХ РСФСР, 1940 г.
77. Почвенные методы обезвреживания сточных вод и отбросов, под ред. С. Н. Строганова. Издательство НККХ РСФСР, 1939 г.
78. Проблемы водоснабжения и очистки сточных вод Москвы. Издательство МКХ РСФСР, 1948 г.
79. Производственные сточные воды. Медгиз, 1948 г.
80. Промышленные сточные воды и их обработка. Под редакцией проф. Жукова А. И. Стройиздат, 1948 г.
81. Ремезова Т. С. Исследование процесса нитрификации при аэрации с активным илом. ОНТИ, 1938 г.
82. Руффель М. А. Кислородный режим водоемов, как основа при решении санитарных задач. Санитарный институт им. Эрисмана, 1945 г.
83. Санитарные нормы и правила проектирования. ГОСТ 1324—47. Стандартиздат, 1947 г.
84. Савостьянов П. С., агр. Поля орошения и биологические станции, как база для создания огородов и молочных ферм. Изд. ВНИТО водосн. и сан. техники. Москва, 1931 г.
85. «Санитарная техника». Сборник работ. Вып 1. АКХ нм. К. Д. Памфилова, 1948 г. Изд. МКХ РСФСР.
86. Сергеев М. И., проф. Очистка и спуск в реку городской канализации Ростова-на-Дону. Журнал «Сан. техн.», № 1, 1935 г.
87. Соколов Д. Я. Отстойные бассейны для ирригации и гидростанций. Сельхозгиз, 1945 г.
88. Строганов С. Н., проф. Метантенк, его расчет. Труды второго Всесоюзного водопр. и сан.-техн. съезда, 1930 г.
89. Строганов С. Н., проф. Очистка сточных вод. Сборник работ под ред. С. Н. Строганова, 1934 г. Стройиздат.
90. Строганов С. Н., проф. Методы биологической очистки. Справочник проектировщика, т. VI, 1933 г. Стройиздат.
91. Строганов С. Н., проф. Пути развития методов очистки сточных вод во второй пятилетке. Труды Академии коммунального хозяйства, вып. II, 1933 г. Изд. НККХ РСФСР.
92. Строганов С. Н., проф. и Корольков К. Н. Биологическая очистка сточных вод. ОНТИ, 1934 г.
93. Строганов С. Н., проф. Обзор современного состояния очистки сточных вод посредством искусственной аэрации с активным илом. Изд. МКХ, Москва, 1925 г.
94. Строганов С. Н., Кононова З. Ф., Лихтуров Я. И., Захаров Н. Г. Аэротенк с механической аэрацией. ОНТИ, 1938 г.
95. Строганов С. Н. Научно-исследовательская работа в тресте Мосочистводк. «Городское хозяйство Москвы», № 7, 1948 г.
96. Строганов С. Н., проф. Некоторые соображения о действии современных очистных устройств. Труды второго Всесоюзного водопр. и сан.-техн. съезда, 1930 г.
97. Строганов С. Н., проф. Возможна ли самоокупаемость сооружений для очистки бытовых сточных вод. Журнал «Коммунальное строительство», 1939 г.
98. Турчинович В. Г., проф. Улучшение качества воды. Стройиздат, 1940 г.
99. Учебник гигиены под редакцией проф. А. Н. Сысина. Медгиз, 1934 г.
100. Филиппов В. Д. Улавливание песка и жира из сточных вод Ленмясокомбината, Журнал «Водоснабж. и сан техн.», 1937.
101. Черкес Д. С. Канализация Харькова. Труды второго Всесоюзного водопр. и сан.-техн. съезда, 1929 г.

102. Черкес Д. С., проф. Краткий справочник проектировщика канализации, изд. 1935 и 1937 гг. ГНТИУ.
103. Черкинский С. Н., проф. Санитарные условия спуска сточных вод в водоемы. Изд. МКХ РСФСР, 1947 г.
104. Шпилев Д. И. Опыты по определению движения воды в отстойниках беспрерывного движения, 1930 г. Изд. ВНИТОВ и СТ.
105. Фр. Энгельс. Анти-Дюринг, 1948 г. Гос Изд. Пол. Лит.
106. Эттингер А. И. Химический состав сточной воды Василеостровской канализации в Ленинграде, 1933 г. Сборник ЛНИИКХ. Изд. НККХ РСФСР.
107. Якимов Г. В. Современные типы двухъярусных колодцев. Труды второго Всесоюзного водопр. и сан.-техн. съезда, 1927 г.
108. Яковлев Е. А. Хлорирование сточных вод, 1932 г. ГНТИ.
109. Яковлев С. В., канд. техн. наук. Электролитическая очистка сточных вод. АКХ. Материалы санитарно-технической конференции, 1948 г. Изд. МКХ РСФСР.
110. Труды III Всесоюзного водопроводного сан.-технич. съезда. Москва, 1930 г.
Журналы: «Водоснабжение и санитарная техника», «Слесарь-водопроводчик», «Городское хозяйство Москвы», «Труды Всесоюзных водопроводных и санитарно-технических съездов».

# ОГЛАВЛЕНИЕ


Стр.

От автора . . . . . 3

Глава I. **Общая часть**

§ 1. Задачи и способы очистки бытовых сточных вод . . . . . 5
§ 2. Краткие исторические данные о развитии сооружений для очистки сточных вод в СССР . . . . . 6
§ 3. Основные направления в развитии дела очистки сточных вод . . . . . 8

Глава II. **Состав и свойства сточных вод**

§ 4. Бытовые и промышленные сточные воды . . . . . 10
§ 5. Состав бытовых сточных вод . . . . . 11
§ 6. Бактериальное загрязнение сточных вод . . . . . 12
§ 7. Изменения, происходящие в сточных водах. Аэробные и анаэробные процессы . . . . . —
§ 8. Биохимическая потребность в кислороде . . . . . 13
§ 9. Нитрификация и денитрификация . . . . . 14
§ 10. Реакция сточных вод . . . . . 15
§ 11. Стабильность или стойкость сточных вод . . . . . —
§ 12. Определение концентрации сточных вод . . . . . 16

Глава III. **Самоочищение и загрязнение водоемов**

§ 13. Требования, предъявляемые к сточным водам, спускаемым в естественные водоемы . . . . . 18
§ 14. Загрязнение водоемов и их самоочищение. Советское законодательство о защите водоемов от загрязнения . . . . . —
§ 15. Определение необходимой степени очистки сточных вод перед выпуском их в реку . . . . . 20
§ 16. Выпуск сточных вод в море . . . . . 29

Глава IV. **Классификация методов очистки сточных вод**

§ 17. Сооружения для механической очистки бытовых сточных вод . . . . . 33
§ 18. Классификация существующих сооружений для биологической очистки сточных вод . . . . . —
§ 19. Основные схемы очистных сооружений . . . . . 35

Глава V. **Песколовки**

§ 20. Общие соображения . . . . . 41
§ 21. Типы песколовок и их расчет . . . . . —
§ 22. Конструкции песколовок . . . . . 47
§ 23. Очистка песколовок . . . . . 51

Глава VI. **Решетки и сита**

§ 24. Решетки. Общая часть . . . . . 53
§ 25. Гидравлический расчет решеток . . . . . —
§ 26. Неподвижные решетки . . . . . 55
§ 27. Подвижные решетки . . . . . 59
§ 28. Сита . . . . . 60
§ 29. Промывные сита . . . . . 61
§ 30. Количество и характер задерживаемых отбросов . . . . . 62
§ 31. Помещения для решеток и сит . . . . . 63

Глава VII. **Осадочные бассейны** (отстойники)


| | Стр. |
|---|---|
| § 32. Общие замечания | 64 |
| § 33. Горизонтальные отстойники. Основные принципы работы и расчет | — |
| § 34. Конструкции отстойников | 70 |
| § 35. Механическое удаление ила из горизонтальных отстойников | 72 |
| § 36. Существующие типы горизонтальных отстойников | 73 |
| § 37. Вертикальные отстойники | 78 |
| § 38. Выбор типа отстойника | 84 |


Глава VIII. **Жироловки**


| | |
|---|---|
| § 39. Назначение жироловок. Типы жироловок | 85 |


Глава IX. **Химическое осаждение**


| | |
|---|---|
| § 40. Современное состояние вопроса | 90 |
| § 41. Электролитический метод очистки сточных вод | 92 |


Глава X. **Гнилостные бассейны — септиктенки**


| | |
|---|---|
| § 42. Общие принципы применения септиков | 94 |


Глава XI. **Двухъярусные бассейны**


| | |
|---|---|
| § 43. Гидролитический тенк | 96 |
| § 44. Двухъярусные бассейны. Сущность их работы | 97 |
| § 45. Назначение и конструкция отдельных частей двухъярусных бассейнов | 99 |
| § 46. Расчет двухъярусных бассейнов | 101 |
| § 47. Конструкции двухъярусных бассейнов | 103 |


Глава XII. **Метантенки**


| | |
|---|---|
| § 48. Назначение. Сущность работы. Расчет | 108 |
| § 49. Интенсификация распада ила в метантенках | 112 |
| § 50. Конструкции метантенков | 114 |


Глава XIII. **Обезвоживание и использование ила**


| | |
|---|---|
| § 51. Иловые площадки, конструкции их | 121 |
| § 52. Расчет иловых площадок | 123 |
| § 53. Вакуум-фильтры | 125 |
| § 54. Транспортировка ила | 127 |
| § 55. Использование ила | 131 |


Глава XIV. **Поля орошения и поля фильтрации**


| | |
|---|---|
| § 56. Общие соображения | 134 |
| § 57. Сущность биологической очистки на полях орошения | 135 |
| § 58. Почвы. Способы орошения. Дренаж | 136 |
| § 59. Проектирование полей орошения. Общие соображения | 140 |
| § 60. Расчет необходимой площади полей орошения и полей фильтрации | 141 |
| § 61. Разбивка участка на карты. Разность по высоте. Размеры участков и карт | 148 |
| § 62. Оросительная сеть и сооружения на ней | 149 |
| § 63. Дренажная сеть и сооружения на ней | 155 |
| § 64. Культуры растений на полях орошения | 161 |
| § 65. Эксплоатация полей орошения и полей фильтрации | 163 |
| § 66. Поля удобрительно-увлажнительного орошения | 165 |


Глава XV. **Биологические пруды**


| | |
|---|---|
| § 67. Общие соображения. Расчет биологических прудов | 167 |
| § 68. Биологические пруды Харьковской очистной установки | 170 |
| § 69. Московские биологические пруды | 171 |


Глава XVI. **Сооружения для биологической очистки сточных вод в искусственно созданных условиях**


| | |
|---|---|
| § 70. Биологические фильтры | 173 |
| § 71. Фильтрующий материал | 174 |
| § 72. Постоянно действующие биологические фильтры. Общие понятия. Определение основных размеров фильтра | — |
| § 73. Основные части биологического фильтра. Основание фильтра. Боковые стены. Фильтрующий материал | 177 |
| § 74. Распределение сточной жидкости | 179 |
| § 75. Дренажная система | 197 |

Стр.

§ 76. Вентиляция фильтра . . . . . 199
§ 77. Ступенные биологические фильтры . . . . . 200
§ 78. Созревание фильтра и его нормальная работа . . . . . 201
§ 79. Перекрытие биологических фильтров . . . . . 202
§ 80. Вторичные отстойники . . . . . —
§ 81. Описание установок с биологическими фильтрами . . . . . —
§ 82. Аэрофильтры . . . . . 204
§ 83. Высоконагружаемые биологические фильтры . . . . . 206

Глава XVII. **Сооружения для биологической очистки сточных вод в искусственно созданных условиях**

§ 84. Аэротенки. Общие соображения . . . . . 213
§ 85. Типы аэротенков . . . . . 215
§ 86. Расчет аэротенков с продувкой воздухом . . . . . 219
§ 87. Конструкция аэротенков с продувкой воздухом . . . . . 225
§ 88. Расчет воздуховодов . . . . . 228
§ 89. Вторичные отстойники и их расчет . . . . . 234
§ 90. Иловые камеры. Илоуплотнители . . . . . 239
§ 91. Описание установок с аэротенками . . . . . 243
§ 92. Схемы работы аэротенков в комплексе очистных сооружений . . . . . 245

Глава XVIII. **Хлорирование сточных вод**

§ 93. Общие соображения . . . . . 248
§ 94. Бассейны для контакта сточной жидкости с хлором . . . . . 254

Глава XIX. **Выпуск очищенных сточных вод в водоем**

§ 95. Общие соображения . . . . . 256
§ 96. Типы выпусков . . . . . —

Глава XX. **Определение расходов сточной жидкости на очистной установке**

§ 97. Общие соображения . . . . . 262
§ 98. Суженный лоток . . . . . 263
§ 99. Суженный лоток с быстротоком . . . . . 264
§ 100. Затопленное истечение из-под щита . . . . . 267
§ 101. Гидравлический прыжок . . . . . 269
§ 102. Водомер Барановского . . . . . 270

Глава XXI. **Очистные установки и контроль за их работой**

§ 103. Схемы очистных установок и эффективность их работы . . . . . 272
§ 104. Краткие экономические показатели строительства и эксплоатации очистных сооружений для сточных вод . . . . . 277
§ 105. Площадка для очистных сооружений . . . . . 280
§ 106. Нормы и правила проектирования очистных сооружений для бытовых сточных вод . . . . . 282
§ 107. Расчет лотков (каналов) . . . . . 283
§ 108. Контроль за работой очистной установки . . . . . 285
§ 109. Выбор сооружений для очистки сточных вод . . . . . 288

Глава XXII. **Очистные сооружения для малых количеств сточных вод**

§ 110. Очистка сточных вод отдельно стоящих зданий, групп зданий и поселков 293

Литература . . . . . 298