

**В.В. Афонин, Ю.В. Бондаренко,
В.С. Белов**

ОТВОД И ОЧИСТКА ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА С ГОРОДСКИХ И РЕКРЕАЦИОННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Саратов 2007

Министерство сельского хозяйства Российской Федерации
Федеральное государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Саратовский государственный аграрный университет
имени Н.И. Вавилова»

Афонин В.В., Бондаренко Ю.В., Белов В.С.

**Отвод и очистка поверхностного стока с городских и
рекреационных территорий**

Допущено

Министерством сельского хозяйства Российской Федерации
в качестве учебного пособия для студентов высших
сельскохозяйственных учебных заведений

УДК 628.29 (075.8)

Рецензенты:

доктор технических наук,
профессор кафедры гидравлики, водоснабжения и водоотведения
Саратовского государственного технического университета
В.С. Попов

кандидат технических наук, доцент,
заведующий кафедрой строительных конструкций и гидротехнических сооружений
Саратовского государственного аграрного университета им. Н.И. Вавилова
С.В. Затицацкий

Афонин В.В., Бондаренко Ю.В., Белов В.С.

Отвод и очистка поверхностного стока с городских и рекреационных территорий:
учебное пособие/ Издательский центр «Наука». – Саратов, 2007 – 156 с.

В учебном пособии освещен широкий круг вопросов, касающихся обеспечения отвода поверхностных вод с городских и рекреационных территорий, которые в настоящее время приобретают все большее значение и остроту.

Большая часть пособия уделена схемам организации отведения поверхностного стока, а также назначению и области применения сооружений на сетях водоотвода.

Излагаются основные закономерности формирования поверхностного стока с искусственных покрытий и методы определения расчетных расходов водостоков. Представлены основные этапы проектирования и расчета водоотводящих сетей. Даны характеристики загрязненности поверхностного стока и схемы его очистки. Изложен алгоритм расчета очистных сооружений.

Для эффективной самостоятельной работы студентов в учебном пособии широко представлена теоретическая часть с достаточным количеством иллюстраций и расчетная, где излагается порядок проектирования.

Учебное пособие предназначено для выполнения курсовых и дипломных проектов студентами высших учебных заведений, обучающимися по направлениям:

280300 - «Водные ресурсы и водопользование»;

280400 - «Природообустройство».

Может быть использовано студентами других направлений, а также инженерно-техническими работниками, занимающимися вопросами инженерного обустройства городских и рекреационных сооружений.

УДК 628.29 (075.8)

ББК 38.761.1 я 73

ISBN 978-5-91272-387-2

© В.В. Афонин, Ю.В. Бондаренко, В.С. Белов, 2007

© Издательский центр «Наука», 2007

Предисловие

Обеспечение отвода поверхностных вод с искусственных покрытий, неукрепленных площадок, газонов в настоящее время приобретает все большее значение и остроту. Это связано с широкой программой развития городов, повышением уровня их благоустройства, развитием сети автомобильных дорог, строительством и реконструкцией аэродромов, а также в связи с возросшими требованиями к надежности и долговечности покрытий, безопасности движения на дорогах и городских улицах.

Системы отведения атмосферных осадков с городских и рекреационных территорий призваны обеспечить нормальные условия жизнедеятельности в населенных пунктах во время выпадения дождей и снеготаяния. Недостаточное внимание к своевременному отведению атмосферных осадков нередко приводит к затоплению территорий, перерывам в работе предприятий и транспорта, порче оборудования и материалов, размещенных в нижних этажах зданий, и другим чрезвычайным ситуациям. Ущерб, вызванный сильными ливнями, в некоторых случаях можно сравнить с уроном, нанесенным крупными пожарами.

Перед сбросом в водные объекты дождевые и талые воды, должны быть очищены до такой степени, чтобы не вызвать сверхнормативного загрязнения воды в водоемах. Иногда экономически оправдано накопление поверхностного стока с целью его использования для водоснабжения, орошения и рекреации.

Расчеты сетей отведения дождевых вод, как правило, сложнее расчетов сетей производственно-бытового водоотведения, ибо формирование дождевых стоков происходит при непрерывно изменяющемся во времени притоке воды с прилегающей территории. Характер выпадения дождей зависит от климатических условий и предсказуем только с определенной степенью вероятности, а сток, в свою очередь, зависит от вида поверхности, рельефа и местных условий.

В настоящем учебном пособии подробно описаны системы отведения поверхностного стока и методы их расчета. Пособие предназначено в основном для студентов, обучающихся по направлению подготовки дипломированного специалиста 280300 «Водные ресурсы и водопользование», но может быть использовано студентами других направлений и специальностей, а также инженерно-техническими работниками, осуществляющими свою деятельность в данной области.

Краткая история, перспективы и пути развития дождевой канализации

Сооружения для отвода атмосферных осадков известны с глубокой древности. Археологические исследования показывают, что древнейшие поселения, например, в Индии, имели сооружения для отвода сточных вод. При раскопках в Междуречье были обнаружены канализационные каналы, выложенные из обожженного кирпича, обмазанного битумом. Аналогичные сооружения были обнаружены также у ассирийцев.

Для древнегреческих городов был характерен высокий уровень благоустройства и комфорта. Санитарное состояние городских площадей, улиц и дворов обеспечивалось хорошо организованной системой водостоков, обложенных камнем и перекрытых плитами. В Афинах был обнаружен канализационный канал, проложенный через весь город, причем первоначально это была небольшая речка, которая была преобразована в канал шириной до 4,2 м. В городах назначались специальные должностные лица - *астиномы*, которые следили за санитарным состоянием города.

Еще большим умением строить инженерные сооружения отличались древние римляне. Для отведения вод использовались ручьи, переделанные в канализационные каналы. Так возникла, например, известная "*клоака максима*" - большой сточный канал, сооруженный в IV веке до н.э. и частично сохранившийся до настоящего времени.

В России дренажные трубы впервые были проложены в Новгороде Великом еще в XI в. В XIV в. там же были применены круглые деревянные водосточные трубы. Новгород Великий – первый город в Европе, в котором в XI в. были замощены все улицы. Начало работ по устройству водосточной сети в Москве относится к середине XIV в., к моменту сооружения на территории Кремля закрытого деревянного канала для отвода ливневых вод в р. Москву.

В середине XVIII в. в связи со значительным масштабом работ по замощению улиц строительство водостоков в России получает широкое для то-

го времени развитие. При устройстве улиц необходимо было уделять внимание отведению атмосферных вод. Екатерина II в 1770 г. своим Указом повелела начать строительство на главных улицах Петербурга подземных каналов для отвода дождевых вод. Трубы выкладывали из кирпича или устраивали из деревянных щитов, собранных из пластин. В определенных местах над трубами устраивались колодцы, перекрытые сверху металлическими решетками, через которые поверхностная вода попадала в трубы и по ним стекала в реки и каналы. Эти приемные колодцы представляли собой первый тип дождеприемников отечественной конструкции. Уже в 1832 г. протяженность водосточков Петербурга составляла 95 км и превышала протяженность сетей Парижа.

В конце XVIII в. в Москве была устроена система водосточных каналов с отстаиванием осадка, который использовался для удобрения. Самотечный и Неглинный каналы после 1812 г. были перекрыты сводами, над Неглинным (длина 3 км) был устроен Цветной бульвар.

В течение XIX и начале XX в. водостоки строятся во многих российских городах. К этому же времени относится строительство общесплавных систем канализации в Гатчине, Самаре, Выборге, Орехово-Зуеве, Пензе, Пскове, Рыбинске, Симбирске и др.

Первая техническая литература в России, посвященная дренажным трубам, выгребам и водостокам, выходит в свет в 1857-1860 гг. В Петербурге в это время ведется большая работа по сравнению различных систем канализации. Практически во всех городах строится общесплавная система канализации, когда в одну систему трубопроводов сбрасываются бытовые, производственные и атмосферные стоки.

Несмотря на то, что дождевые и общесплавные канализации строятся очень давно, научно обоснованные методы их расчета отсутствовали. Хорошо зарекомендовал себя на практике и до настоящего времени используется так называемый рациональный метод определения расчетных расходов, предложенный в 1851 г. ирландским инженером Мальвани, основанный на допущении, что любой водосбор имеет характерное время концентрации сто-

ка, равное времени добегания стока до замыкающего створа. По этому методу, используя данные об осадках в рассматриваемом районе, можно выбрать интенсивность ливня и перейти от нее к интенсивности стока на конкретном водосборе.

Оригинальный метод расчета дождевого стока, известный как «способ предельных интенсивностей», принадлежит профессору П.Ф. Горбачеву. В своей работе «Методы расчета ливневого стока» П.Ф. Горбачев писал, что предложенный способ предельных интенсивностей исходит не из эмпирического подбора местных метеорологических данных для каждого проекта ливневой канализации, а из общего теоретического обоснования расчетов для всех случаев, позволяя охватить и учесть все многообразие местных и временных условий стока.

Крупные теоретические исследования с постановкой обширных экспериментов проведены профессором Н.Н. Беловым. Значительный вклад в исследования вопросов дождевой канализации внесли Г.Г. Шигорин и М.В. Молоков.

Ранее дождевые и талые воды относили к условно-чистым и их без ограничения можно было отводить в водоемы. Исследованиями установлено, что в дождевых и талых водах содержится значительное количество загрязнений, поэтому в последнее время уделяется большое внимание очистке этих вод, особенно с территорий промышленных предприятий, автозаправочных станций и других объектов.

В настоящее время при застройке населенных пунктов многоэтажными зданиями устраиваются современные системы отведения поверхностных стоков, в основном закрытые, т.е. в виде подземных трубопроводов.

По мнению академика С.В. Яковлева, уровень отечественных и зарубежных разработок примерно одинаков. Однако внедрение разработанных сооружений в России идет чрезвычайно медленно.

Важнейшие проблемы систем водоотведения, которые предстоит решить в ближайшие годы:

- ликвидация имеющейся диспропорции в развитии городской инфраструктуры и системы водоотвода;
- устройство водотова в малых населенных пунктах, которые не имеют, как правило, квалифицированных специалистов, материальной базы и достаточных денежных средств;
- повышение качества строительства новых водоотводящих сетей и реконструкция уже существующих;
- снижение материалоемкости и трудозатрат при строительстве систем водоотведения.

Глава 1

ОРГАНИЗАЦИЯ ОТВЕДЕНИЯ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА С ГОРОДСКИХ И РЕКРЕАЦИОННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

1.1. Назначение дождевой водоотводящей сети и организация поверхностного водоотвода

При благоприятных топографических условиях дождевые воды и воды от таяния снегов стекают по поверхности земли в ближайшие водоемы. При отсутствии таких условий поверхностные стоки застаиваются, образуя заболоченные зоны, что недопустимо на территории населенных пунктов и промышленных предприятий. Для предотвращения подтопления подвальных помещений и затопления территорий строят специальные сооружения для отвода поверхностного стока с крыш и проездов в ближайшие водоемы.

Итак, назначение дождевой водоотводящей сети состоит в организации своевременного и достаточно быстрого отвода выпавших на территории населенного пункта или промышленного предприятия осадков, талых вод и вод от поливки улиц, а также предотвращения затопления улиц и заболачивания низких мест.

Организованное удаление атмосферных осадков, выпавших на поверхность земли, является одним из основных требований благоустройства населенных мест, промышленных и рекреационных территорий.

Отвод дождевых и талых вод в городских условиях может производиться:

а) самостоятельно – по открытым лоткам и каналам или подземными трубопроводами (*раздельная система водоотведения*) (рис. 1.1);

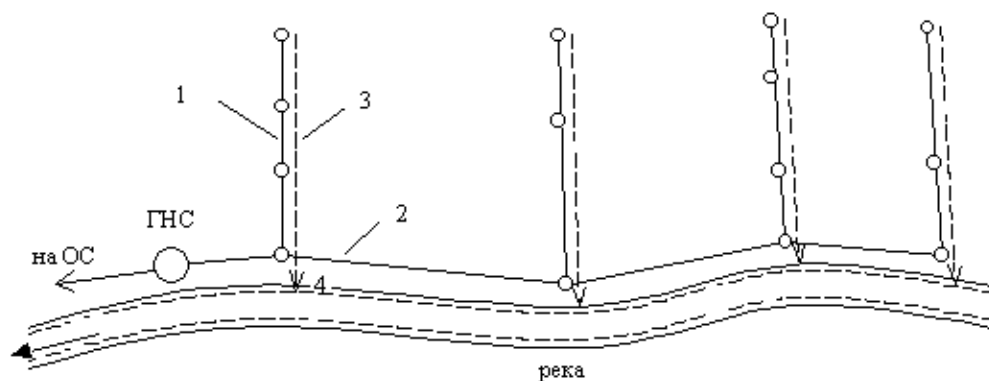


Рис. 1.1. Схема раздельной системы водоотведения
1 –коллектор бытовой сети, 2 – главный коллектор, 3 – коллектор дождевой сети,
4 – выпуск, ОС – очистные сооружения, ГНС – головная насосная станция

б) совместно с бытовыми и производственными сточными водами (**общесплавная система водоотведения**) (рис. 1.2);

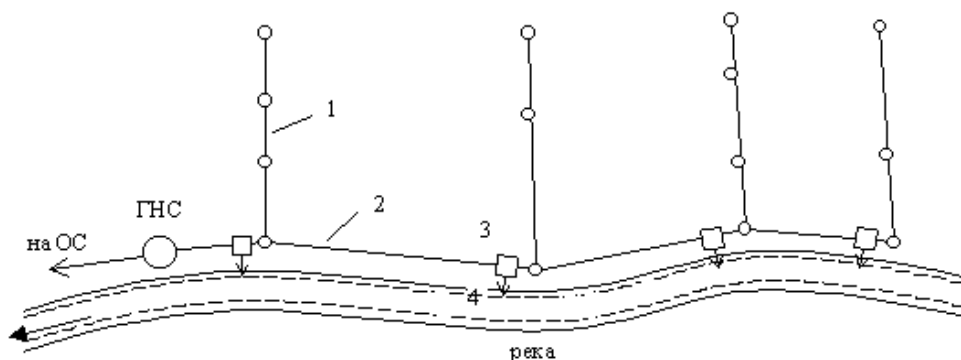


Рис. 1.2. Схема общесплавной системы водоотведения
1 –коллектор бассейна водоотведения, 2 – главный коллектор, 3 – ливнепуск,
4 – выпуск

Во время сильных дождей часть смеси производственно-бытового и дождевого стока сбрасывается в водный поток через ливнепуски.

в) полураздельно, когда при дождях малой интенсивности вода в раздельной камере направляется в общий коллектор и отводится на городские очистные сооружения. При интенсивных дождях условно чистые поверхностные воды из раздельной камеры, минуя коллектор бытовых вод, отводятся в водоемы без очистки. Таким образом, в производственно-бытовую сеть через раздельные камеры поступает только наиболее загрязненная часть ливневых сточных вод (**полураздельная система водоотведения**) (рис. 1.3).

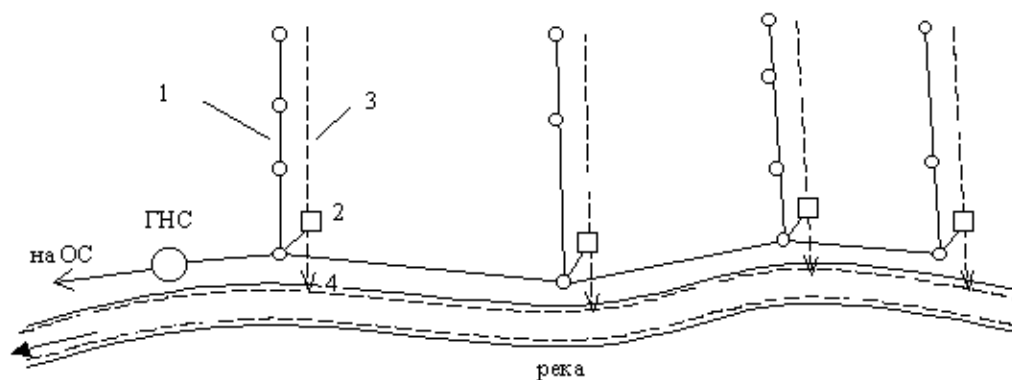


Рис. 1.3. Схема полураздельной системы водоотведения
1 – коллектор бытовой сети, 2 – разделительная камера, 3 – коллектор дождевой сети, 4 – выпуск

Кроме этих основных систем в некоторых развивающихся городах исторически складывается **комбинированная система** водоотведения – это такая система, при которой населенный пункт в одной части оборудован общесплавной системой, а в другой – полной раздельной.

1.2. Сравнительная технико-экономическая и экологическая оценка систем водоотведения

Полная раздельная система

Достоинства:

- меньшие капитальные вложения по сравнению с общесплавной системой;
- меньшая стоимость насосных станций и очистных сооружений по сравнению с общесплавной системой;
- невозможность поступления производственно-бытовых стоков в водоем.

Недостатки:

- большая протяженность сети;
- повышенные эксплуатационные затраты;
- сброс всех дождевых стоков в водоем.

Основные условия применимости:

- при допустимости сброса всех дождевых стоков в водоем;
- при малом количестве районных насосных станций;

- при дождях высокой интенсивности.

Общесплавная система

Достоинства:

- меньшая протяженность трубопроводов по сравнению с остальными системами;
- сброс неочищенных стоков может быть отрегулирован с учетом самоочищающей способности водоема;
- уменьшение количества сооружений на сети;
- значительно меньше стоимость эксплуатации по сравнению с полной раздельной системой.

Недостатки:

- больше диаметры труб, и, как следствие, увеличение капитальных вложений на строительство сети;
- высокая стоимость насосных станций и очистных сооружений;
- сброс в водоемы во время ливней смеси бытовых, дождевых и производственных стоков;

Основные условия применимости:

- при расходах в водном потоке не менее $5 \text{ м}^3/\text{с}$;
- при большом количестве районных насосных станций;
- при высокой плотности населения;
- при дождях малой интенсивности.

Полураздельная система

Достоинства:

- отсутствие сброса производственно-бытовых и сильно загрязненных дождевых сточных вод в водоем;
- очистка наиболее загрязненной части дождевого стока.

Недостатки:

- Самая высокая стоимость строительства.

Основные условия применимости:

- при малых или непроточных водоемах;

- для районов акваторий, использующихся для отдыха населения;
- при повышенных требованиях к защите водоемов

1.3. Типизация водоотводов

Различают водоотводы *закрытого, открытого и смешанного* типов.

Закрытые водоотводы обычно состоят: из открытых лотков на поверхности улиц, водоприемных (дождеприемных) колодцев (принимают воду из лотков), трубопроводов для отвода воды из водоприемных колодцев, сети водосточных труб различных диаметров, отводящих воду в главный коллектор, главного коллектора, смотровых колодцев, камер различного назначения, водовыпуска и т.п. Также закрытые водоотводы находят применение при устройстве сети во дворах и соединении их с водосточными трубами, отводящими воду с крыш зданий непосредственно к подземным водоводам, минуя выпуск воды на тротуары;

Водоотвод *открытого* типа состоит из лотков и кювет, входящих в конструкцию дорог, а также водоотводных канав и русел протоков, мостиков или труб при пересечении с улицами и тротуарами. Наряду с этим имеются специальные сооружения: перепады, быстротоки с соответствующими гасящими устройствами в нижнем бьефе.

Водоотвод *смешанного* типа соединяет элементы закрытых и открытых сетей водоотвода.

Как правило, отвод дождевых стоков производится самотеком. Исключения очень редки, например, когда имеются особо неблагоприятные условия рельефа местности.

Выбор системы и типа водоотведения, а также схем расположения дождевых коллекторов выполняют на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом санитарно-гигиенических показателей.

1.4. Назначение и область применения сооружений на сетях водоотвода

На водоотводящих сетях устраивают следующие основные типы сооружений:

1. **Дождеприемники** – служат для отвода поверхностных вод из лотков в подземную водосточную сеть.

2. **Смотровые колодцы** (камеры, шахты) – одни из основных конструктивных элементов водоотводящих сетей, которые устраиваются в местах присоединения трубопроводов, изменения их диаметров, глубины заложения и уклонов, а также на прямолинейных участках сети через определенные СНиП 2.04.03-85 [7] расстояния.

Различают *линейные, узловые, поворотные, контрольные* и другие типы смотровых колодцев, через которые производится наблюдение за работой сети и осуществляется профилактические мероприятия и ремонт.

3. **Перепадные колодцы** – специальные сопряжения трубопроводов, лежащих на разных глубинах.

4. **Дюкеры и самотечные переходы** – устраиваются при пересечении рек, оврагов и инженерных сооружений.

5. **Ливнеспуски и разделительные камеры** – имеются на сетях общесплавной и полураздельной систем водоотведения для сброса части дождевого стока в водоем.

6. **Регулирующие резервуары** – служат для сглаживания пиковых дождевых расходов.

7. **Сливные станции и пункты** – предусматриваются для приема жидких отходов от неканализованных районов доставкой их ассенизационным транспортом.

8. **Насосные станции** – для перекачки жидкости на более высокие геодезические отметки.

9. **Выпуски** – служат для сброса стоков в водоемы.

В некоторых случаях на сетях могут применяться и другие сооружения специального назначения (снеготаялки, колодцы для сброса снега и т.д.).

1.5. Расположение и конструкция дождеприемников

Дождеприемники устраиваются:

- в пониженных местах и в конце улиц с затяжными спусками;
- на перекрестках и у пешеходных переходов;
- на затяжных спусках – в промежуточных точках;
- при плоском рельефе местности – в пониженных местах лотков улиц;
- внутри кварталов, дворов и парков.

Конструктивно дождеприемник представляет собой колодец, состоящий из съемной решетки, стакана и дна с лотком. Он бывает без осадочной части и с осадочной частью (рис. 1.4).

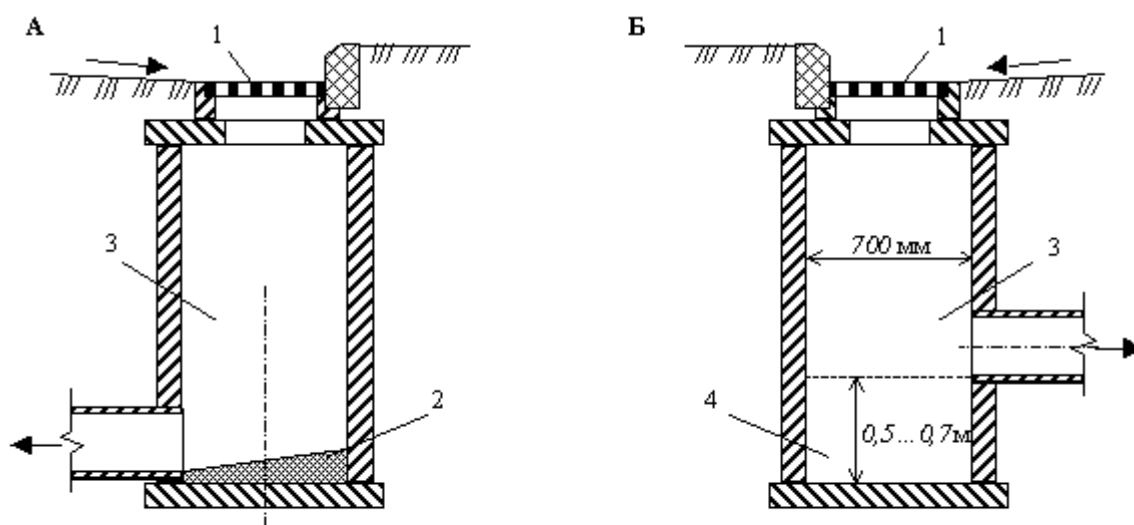


Рис. 1.4. Дождеприемник

А – без осадочной части, Б – с осадочной частью

1 – съемная решетка, 2 – дно с лотком, 3 – колодец, 4 – осадочная часть

Дождеприемники с осадочной частью целесообразно применять при плоском рельефе местности и малоблагоустроенных территориях. Для нормальной эксплуатации такого колодца необходима регулярная его прочистка.

Дождеприемные колодцы обычно собирают из железобетонных колец диаметром 0,7 и 1 м. Глубина зависит от глубины промерзания грунтов и составляет от 910 до 2020 мм (по типовым проектам). На одной ветке можно

размещать 2 – 4 дождеприемника. Дождеприемники могут располагаться как **внутри кварталов**, так и **на уличных проездах**, причем в последнем случае дождеприемники могут находиться и по длине всего проезда, или только на перекрестках. Схема размещения дождеприемников показана на рис. 1.5.

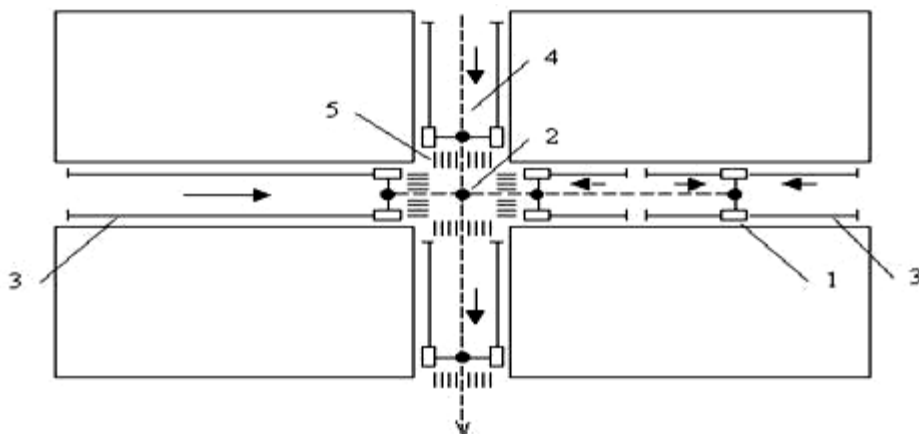


Рис. 1.5. Схема размещения дождеприемников
1 – дождеприемники, 2 – колодцы, 3 – лотки, 4 – закрытые трубопроводы,
5 – пешеходный переход

Длина присоединения от дождеприемников к коллекторам должна быть не более 40 м, диаметр – не менее 200 мм. Дождеприемники обязательно устанавливаются на перекрестках улиц, не доходя до “зебры”.

В зависимости от конструкции верхней (принимающей сточные воды) части дождеприемники бывает трех типов: *с горизонтальным отверстием, перекрытым решеткой; с вертикальным отверстием в плоскости бордюрного камня; комбинированные* (рис. 1.6).

Пропускная способность решеток зависит от схемы расположения их в уличном лотке. Различают два принципиально различных варианта размещения:

1. Установка решеток в *пониженных местах*. Дождеприемники в этом случае принимают весь объем сточных вод. Обычно эта схема применяется в городах с плоским рельефом.

2. Установка решеток на участках с *продольным уклоном одного знака*, т.е., например, на участке затяжного спуска или подъема. При этом в одном лотке располагается последовательно несколько решеток. В данном

случае возможен **проскок** части расхода мимо дождеприемника. Часть водного потока, которая проскакивает мимо первой решетки, улавливается следующими. По этой схеме работает большая часть решеток в городах с пересеченным рельефом.

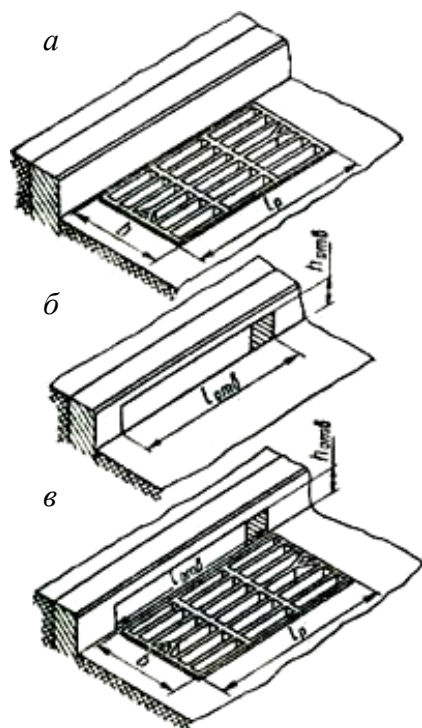


Рис. 1.6. Типы дождеприемников
а – с горизонтальным отверстием, перекрытым решеткой;
б – с вертикальным отверстием в плоскости бордюрного камня;
в – комбинированные

У дождеприемников в лотках с продольным уклоном могут быть выделены два характерных режима работы:

1. Когда идущий по лотку расход Q_p не превышает пропускную способность дождеприемника Q_0 , т.е. $Q_0 \geq Q_p$. В этом случае **весь** идущий по лотку расход Q_p поступает в дождеприемник (рис. 1.7, *а*).

2. Когда $Q_0 < Q_p$ и в дождеприемник поступает лишь **часть** общего расхода, а другая его часть – **расход проскока** Q_{np} – проходит мимо дождеприемника (рис. 1.7, *в*).

Граничным является положение, когда по лотку движется предельный расход Q_0 , полностью принимаемый дождеприемником $Q_0 = Q_p = Q_0$ (рис. 1.7, *б*). Величина Q_0 является,

таким образом, критерием, определяющим режим работы дождеприемника.

В наиболее часто встречающихся условиях поток в лотке является бурным. Он обладает значительной кинетической энергией. Поэтому при $Q_p > Q_0$ часть потока (при интенсивных дождях – бо́льшая по значению) обтекает дождеприемник и движется по лотку далее.

К каждому из расположенных ниже дождеприемников притекает все больший расход. Согласно расчетной схеме (рис. 1.8, *а*) расход в лотке перед дождеприемником определяется как сумма расчетного расхода дождевых вод с площади водосбора, относящегося к данному дождеприемнику, и расходов проскока мимо предыдущего дождеприемника.

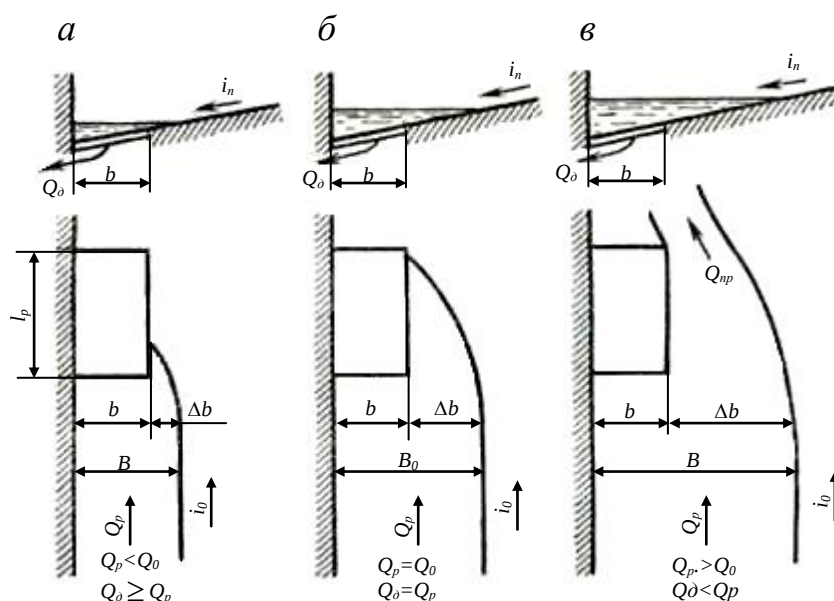


Рис. 1.7. Схема режимов работы дождеприемников в лотках с продольным уклоном
 $a - (Q_0 \geq Q_p)$, $б - Q_0 = Q_p$, $в - Q_0 < Q_p$

В наиболее тяжелых условиях оказываются дождеприемники, установленные в пониженных местах – в конце участков спусков (дождеприемник K на рис. 1.8, a). Неэффективная работа таких дождеприемников часто является причиной затоплений пониженных мест улиц, дорог и других сооружений.

При установке дождеприемников в пониженных местах лотков с **пилообразным** продольным профилем (рис. 1.8, $б$) расход в лотке перед каждым из таких дождеприемников равен расчетному расходу дождевых вод с площади водосбора (водосборного бассейна) и целиком принимается дождеприемником.

Расстояние между дождеприемниками при пилообразном продольном профиле лотков (уклоне улиц менее 0,005) назначается в зависимости от продольного уклона улиц и глубины воды в лотке у дождеприемника, которая, как правило, не должна превышать 0,06 м. Расстояние между дождеприемниками при затяжном уклоне улиц не менее 0,005 устанавливается исходя из условия, что ширина потока перед решеткой не должна превышать 2 м. На территории кварталов дождеприемники должны устанавливаться на расстоянии 50, 60, 70 или 80 м

при уклоне улицы соответственно 0,004; 0,004 – 0,006; 0,006 – 0,01 и 0,01 – 0,03.

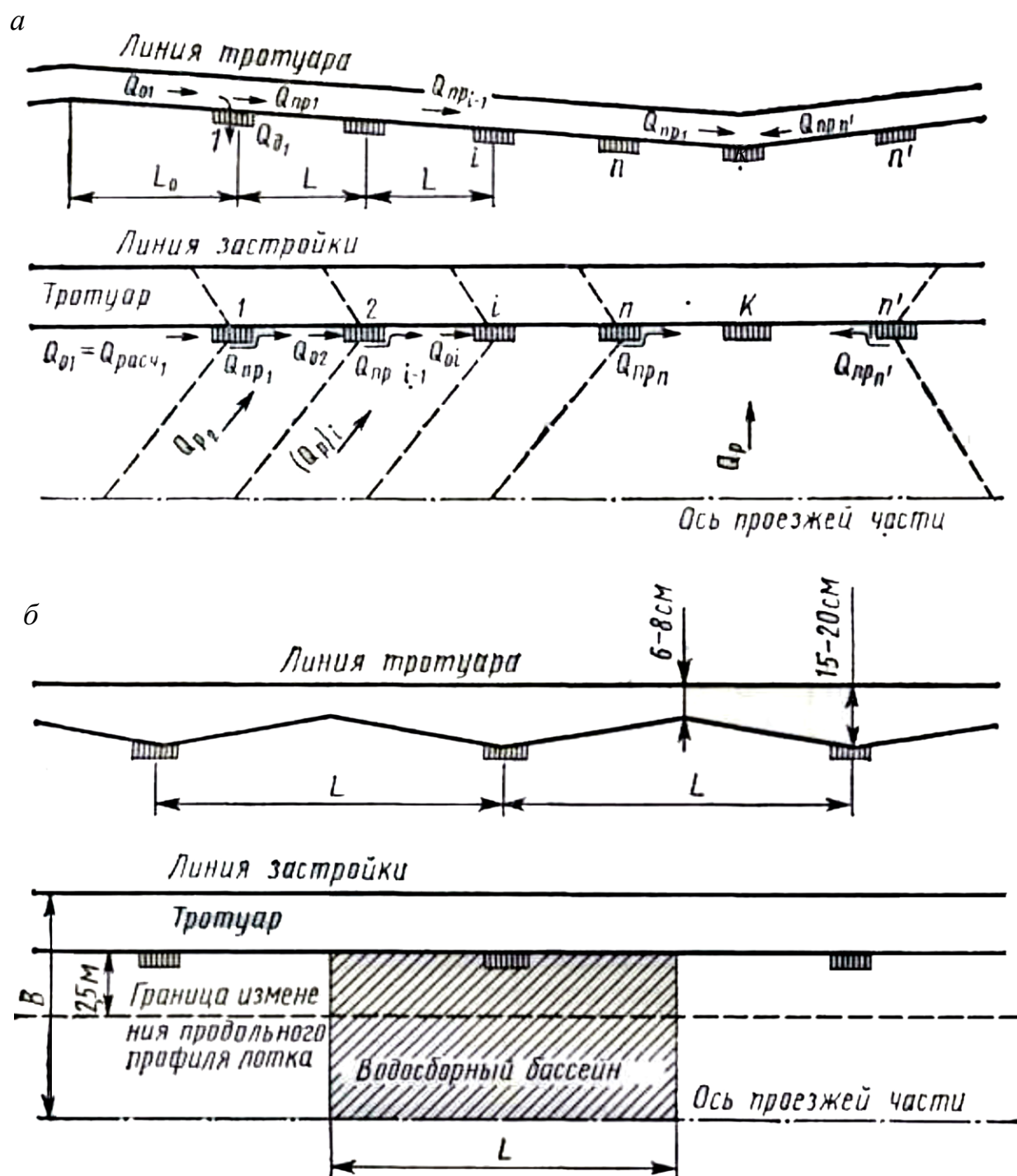


Рис. 1.8. Расчетная схема к определению расходов воды в лотке перед дождеприемником
а – лоток с продольным уклоном одного знака на участке затяжного спуска;
б – лоток с пилообразным продольным профилем

Согласно многочисленным исследованиям установлено, что в лотках с продольным уклоном одного знака при одних и тех же условиях пропускная

способность дождеприемника с вертикальным отверстием в бордюрном камне (рис. 1.6, б) в 5-8 раз ниже, чем решетки (рис. 1.6, а). Несмотря на низкую гидравлическую эффективность бордюрные впуски, т.е. боковые проемы в бордюре, широко используются в районах с интенсивным транспортным сообщением. Они меньше подвержены повреждениям от транспорта и не создают таких помех для движения, как решетки. Эффективность бордюрных впусков оценивается по количеству отводимой воды. Некоторые дополнительные меры позволяют улучшить боковое отведение воды. Это может быть устройство поверхностей более крутых, чем общий поперечный уклон дороги, выемок или диагональных отражающих выступов на поверхности дороги.

Горизонтальные решетки на дорожной поверхности привлекательны тем, что имеют большую пропускную способность. Однако при большой нагрузке от транспорта решетки могут ломаться, а при их повреждении колеса автомобилей могут проваливаться во впускные отверстия. Решетки подвержены засорению, а наиболее эффективные в гидравлическом отношении решетки с продольной щелью шириной 25 мм представляют опасность для велосипедистов.

В соответствии с ГОСТ 26008-83 [2] на дождеприемниках в пониженных местах на улицах при пилообразном продольном профиле лотков (уклон улиц $< 0,005$) и в парках рекомендуется устанавливать малые чугунные прямоугольные решетки типа ДМ (решетка прямоугольная малая) с размерами $l_p = 58$ см и $b = 30$ см. В населенных пунктах с пересеченным рельефом при продольном уклоне улиц не менее 0,005 рекомендуется применять большие чугунные прямоугольные решетки типа ДБ с размерами $l_p = 80$ см и $b = 40$ см.

Для реконструкции и ремонта существующих дождеприемных колодцев, которые нередко оборудованы круглыми в плане решетками, указанный выше ГОСТ предусматривает изготовление круглых решеток. Для приема дождевой воды в садах, парках, а также во дворах при отсутствии регулярного движения транспорта разрешается применять чугунные облегченные или железобетонные решетки.

1.6. Смотровые колодцы, соединительные камеры и промывные колодцы

Смотровым колодцем или *камерой* называют шахту, расположенную над водоотводящим трубопроводом, внутри которой труба или коллектор заменены открытым лотком. Назначение этих колодцев состоит в обеспечении возможности прочистки, контроля и вентиляции сети.

Места расположения смотровых колодцев следующие (см. рис. 1.9) [1]:

1. В местах изменения диаметра или уклона трубопровода.
2. При изменении направления трубопровода в плане (повороты).
3. В местах присоединения боковых веток.
4. На прямолинейных участках через 35 – 300 м в зависимости от диаметра трубопровода.

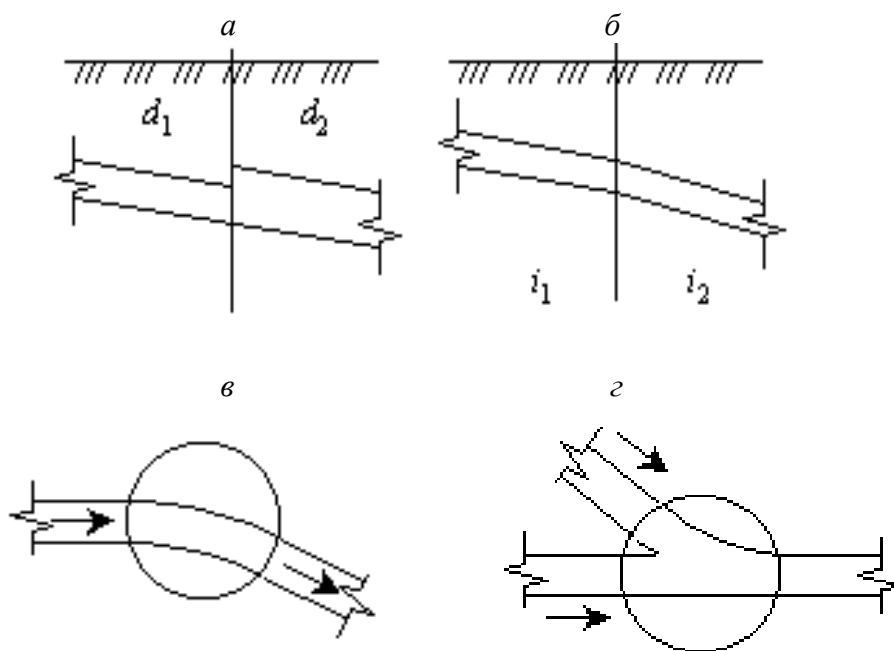


Рис. 1.9. Места расположения смотровых колодцев

a – место изменения диаметра трубопровода; $б$ – место изменения уклона трубопровода; $в$ – место изменения направления трубопровода в плане (поворот);
 $г$ – место присоединения боковых веток

Колодцы и камеры выполняются из сборного или монолитного железобетона, кирпича. В плане колодцы бывают круглыми, прямоугольными или полигональными.

Смотровые колодцы состоят из следующих основных элементов: *рабочей камеры, горловины и переходной части между ними, основания и люка с крышкой над горловиной* (см. рис. 1.10).

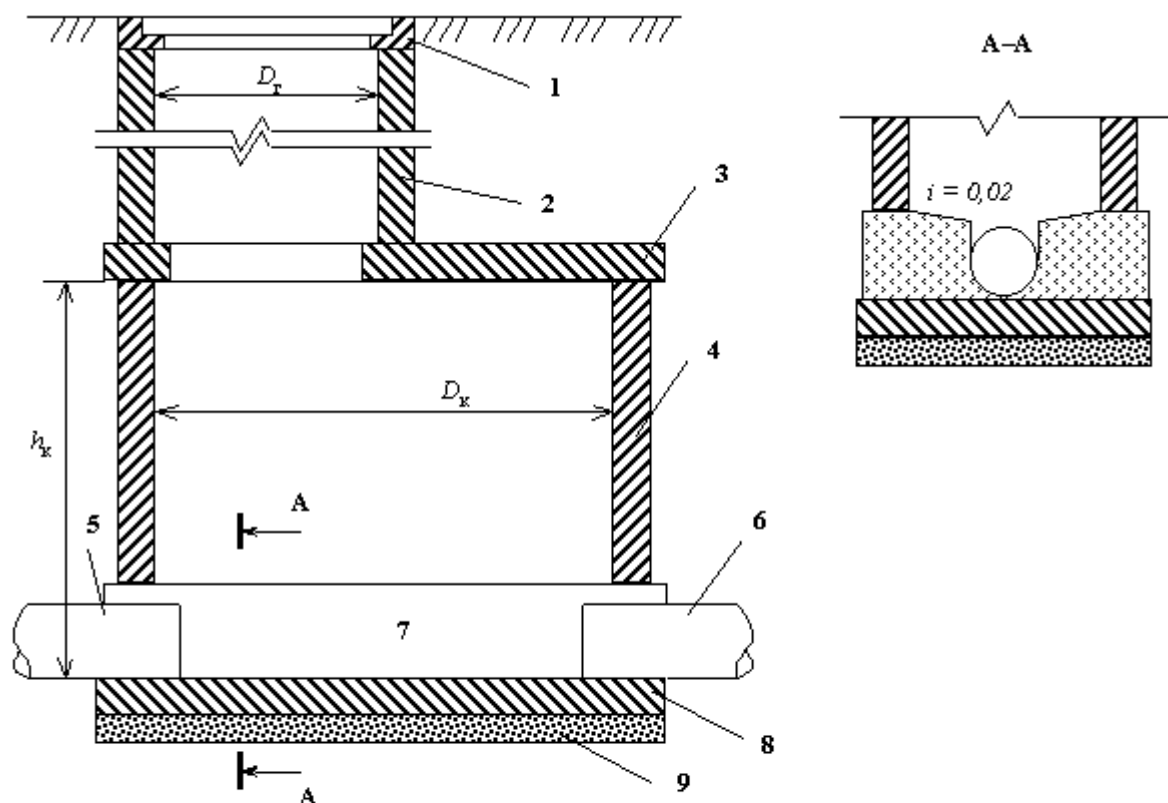


Рис. 1.10. Основные конструктивные элементы смотрового колодца

1 – люк с крышкой; 2 – горловина колодца; 3 – плита перекрытия; 4 – рабочая камера; 5 – подводящая труба; 6 – отводящая труба; 7 – открытый лоток; 8 – плита основания; 9 – песчаная подготовка

Лоток в колодце делается из бетона, в нижней части он полукруглый, в верхней – имеет вертикальные стенки. С двух сторон лотка создаются полки с уклоном к центру. Рабочая камера должна иметь следующие минимальные размеры: высота h_k – 1,8 м, диаметр D_k – 1,0 м. Минимальный диаметр горловины D_g – 0,7 м. Рабочие камеры и горловины оборудуются скобами или лестницами для спуска или подъема. Стенки рабочих камер и горловин могут выполняться из типовых железобетонных элементов – колец и плит.

Поворотные колодцы предусматриваются в случае изменения направления трассы трубопровода, причем для устранения большого гидравлического сопротивления необходимо, чтобы угол между присоединяемой и отводящей трубами был не менее 90° , а радиус поворота – от 1 до 5 диаметров труб. Лоток такого колодца плавно искривлен.

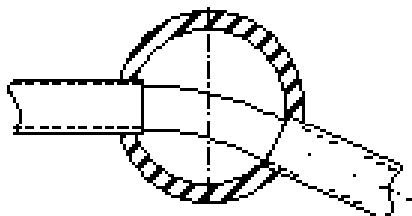


Рис. 1.11. Поворотный колодец

Узловые колодцы устраивают в местах соединения двух-трех трубопроводов. Они имеют узел лотков, соединяющих не более трех подводящих труб и одной отводящей. Узловые колодцы на крупных коллекторах называют *соединительными камерами* (рис. 1.12).

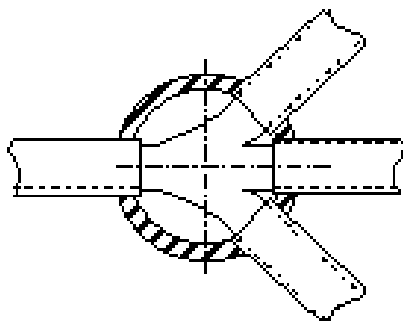


Рис. 1.12. Узловой колодец

Контрольные колодцы выполняются в местах присоединения дворовой или внутриквартальной сети к уличной и располагаются за пределами **красной линии** (красная линия – термин, применяемый в градостроительстве для обозначения условных границ, отделяющих территорию площадей, улиц, проездов и магистралей от территории, отведенной под застройку. Установленный в градостроительстве порядок разрешает строительство зданий только по красной линии или с отступлением от нее в глубину квартала).

Промывные колодцы служат для периодической промывки начальных участков сети, которые имеют малые диаметры. В этом качестве могут использоваться обычные смотровые колодцы и специальные конструкции с запорными устройствами и подводом воды.

1.7. Перепадные колодцы

Сопряжение труб, уложенных на разной глубине, осуществляется с помощью *перепадных колодцев*, которые могут быть установлены на любой системе водоотведения. Необходимость их применения возникает в следующих случаях (рис. 1.13):

- при присоединении боковых веток к коллекторам или внутриквартальных сетей к уличным трубопроводам (вариант *а*);
- при пересечении трубопроводов с инженерными сооружениями и естественными препятствиями (вариант *б*);
- при устройстве затопленных выпусков воды в водоемы (вариант *в*);
- при больших уклонах земли для исключения превышения максимально допустимой скорости движения (вариант *г*).

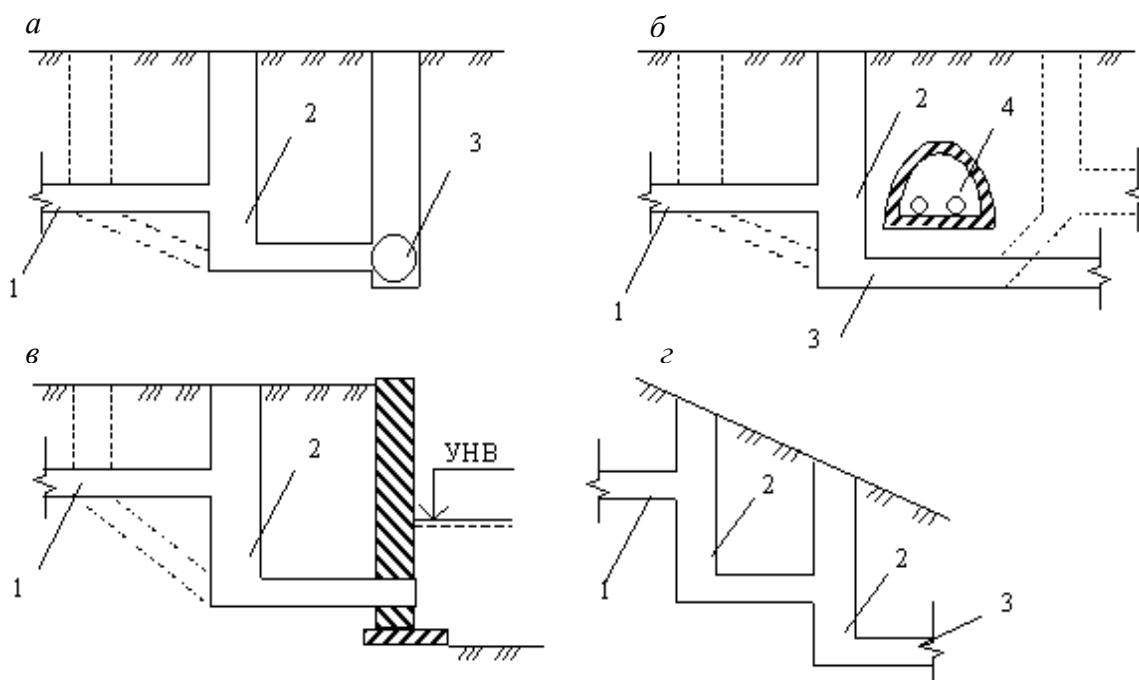


Рис. 1.13. Случаи установки перепадных колодцев
1 – подводящий трубопровод; 2 – перепадный колодец;
3 – отводящий трубопровод; 4 – препятствие

На рис. 1.13 пунктиром показаны другие технические решения, однако устройство перепадных колодцев позволяет значительно сократить объем земляных работ и стоимость строительства сети. Поэтому эти колодцы более предпочтительны с экономической точки зрения.

По конструкции водоотводящие перепады можно разделить на следующие основные типы (см. рис. 1.14):

1. Перепады с водосливом практического профиля и водобойным колодцем в нижнем бьефе (а).
2. Трубчатые перепады, которые бывают различной конструкции, но с обязательной вертикальной трубой (б).
3. Перепады с отбойно-водосливной стенкой (в).
4. Шахтные многоступенчатые перепады различных конструкций. Гашение падающей энергии происходит на каждой ступени (г).
5. Быстротоки – короткие каналы с большим уклоном (д).

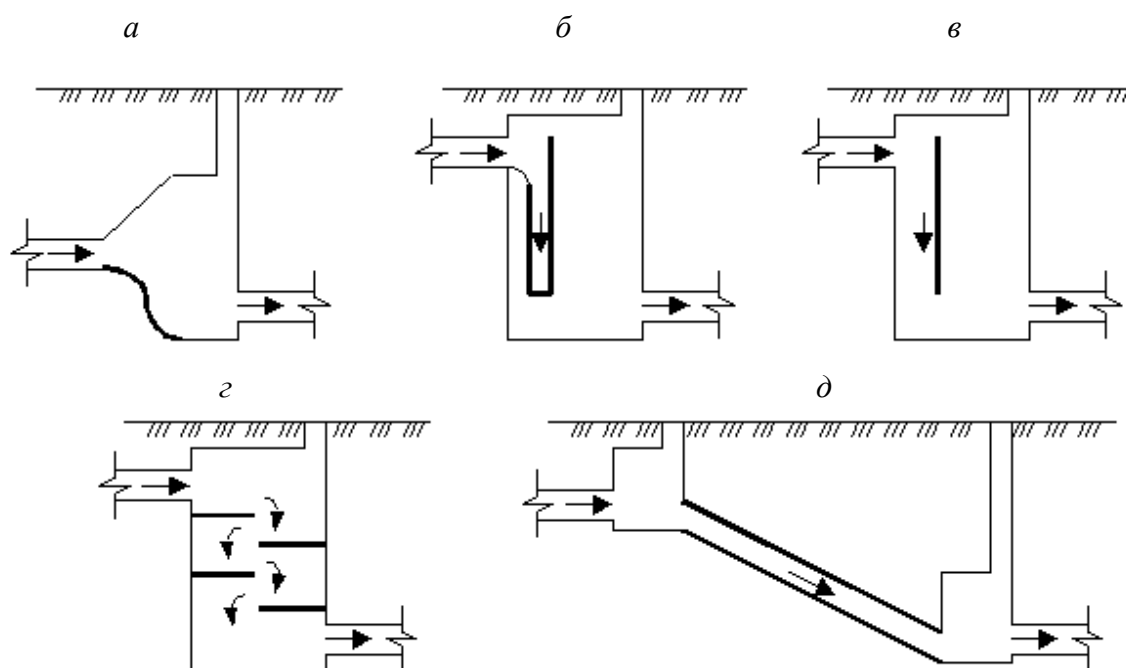


Рис. 1.14. Типы перепадов

Согласно [1], перепады высотой до 3 м на трубопроводах диаметром 600 мм и более принимают в виде водосливов практического профиля, а высотой до 6 м при диаметрах до 500 мм – принимают трубчатые перепады.

1.8. Дюкеры

Дюкеры служат для транспортирования сточных вод через реки, овраги и при пересечении с различными подземными сооружениями.

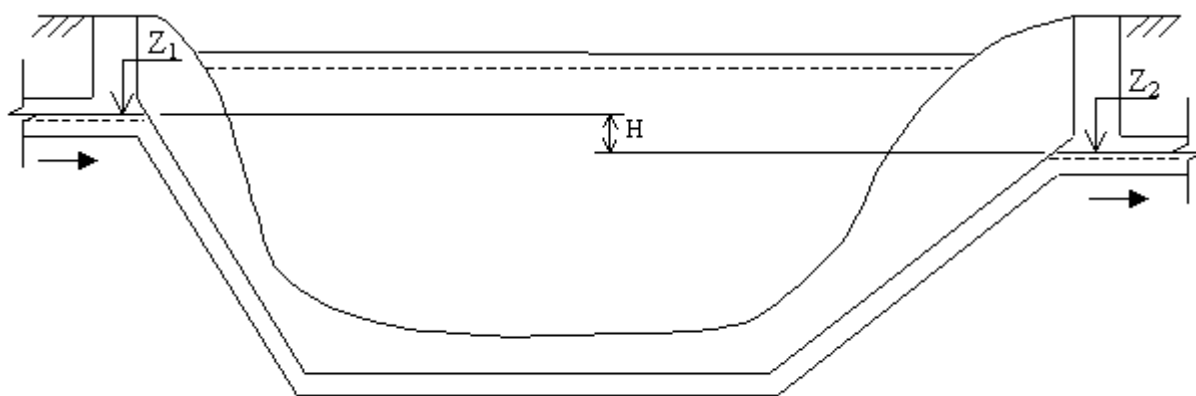


Рис. 1.15. Схема дюкера

Дюкеры работают полным сечением, жидкость в них движется под действием столба воды, определяемого разностью уровней стоков во входной и выходной камерах ($H = Z_1 - Z_2$). Значение H соответствует потерям напора в дюкере.

В соответствии со СНиП 2.04.03-85 диаметры труб дюкеров должны быть не менее 150 мм. Дюкеры при пересечении водоемов и водотоков необходимо проектировать не менее чем в две рабочие линии из стальных труб с усиленной антикоррозионной изоляцией. Каждая линия дюкера должна проверяться на пропуск расчетного расхода с учетом допустимого подпора. При пересечении оврагов и суходолов допускается предусматривать дюкеры в одну линию.

1.9. Разделительные камеры

Разделительные камеры, устраиваемые на дождевой сети полураздельной системы водоотведения, аналогичны по конструкции *ливнеспускам*, которые имеются в общесплавной системе. Поэтому их иногда объединяют под общим названием – **ливнесбросные камеры**. По принципу работы разделительные камеры можно подразделить на следующие основные типы (см. рис.1.16):

- с водосливами различной конфигурации (прямолинейными, боковыми одно- и двухсторонними, криволинейными боковыми, кольцевыми и т.д.);
- с различной дальностью отлета струи (типа донного слива, с вертикальной разделительной стенкой);
- с сифонами, механическими устройствами и др.;
- комбинированные.

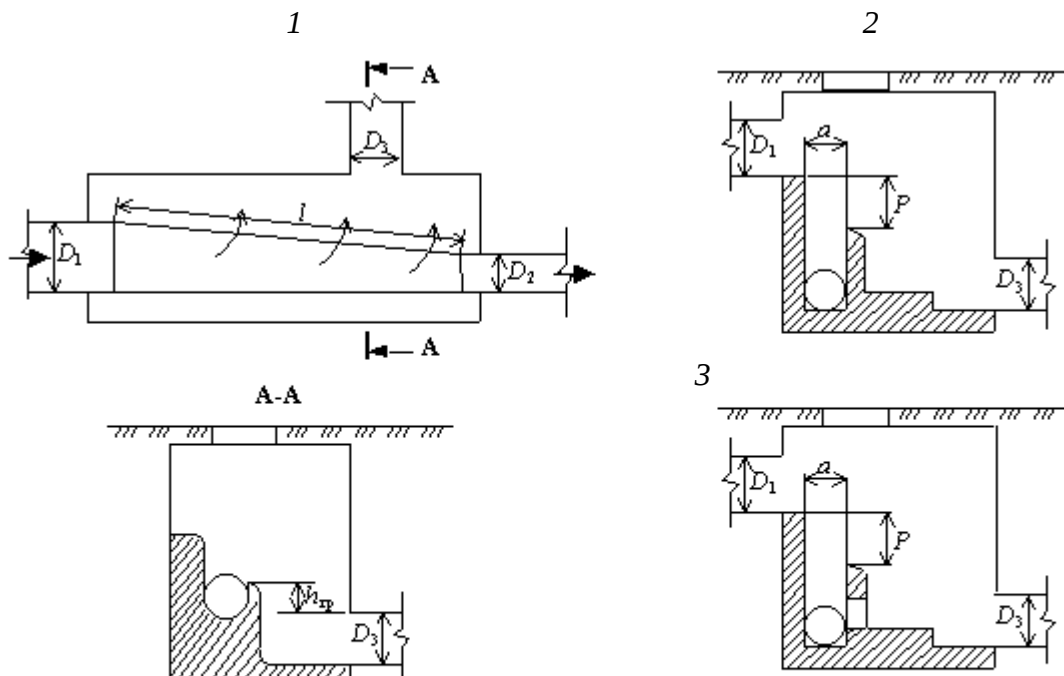


Рис. 1.16. Некоторые типы разделительных камер
1 – с прямолинейным водосливом; 2 – с разделительной стенкой;
3 – то же, с отверстием

Камеры с водосливами

Диаметр подводящего коллектора D_1 (рис. 1.16, 1) принимают по расчетному расходу дождевых вод $Q_{p\%}$ при полном заполнении. Диаметр отводящего трубопровода D_2 рассчитывается на пропуск предельного расхода воды Q_{lim} , отводимой на очистку. Ливнеотвод диаметром D_3 должен обеспечить отведение разности расходов $Q_{p\%} - Q_{lim}$ при принятом напоре зависящем от $h_{зр}$ – высота гребня водослива.

Камеры с вертикальными разделительными стенками

В зависимости от конструкции камеры перелетевший через стенку поток ударяется о дно лотка и:

- или удаляется целиком на сброс в водоем;
- или разделяется на два противоположных потока: один направляется в ливнеотвод, другой – на очистку (в случае отверстия в стенке) (рис. 1.16, 3). Параметры работы такой камеры определяются расстоянием между вертикальной стенкой и подводящим коллектором a и высотой падения (разностью отметок дна лотка и верха стенки) P .

Для гашения энергии может быть устроен водобойный колодец перед ливнеотводом.

Параметры работы разделительных камер

В полураздельной системе водоотведения считается, что при всех значениях расходов, больших предельного, на очистку будет направляться постоянный расход, равный разности между расчетным $Q_{p\%}$ и предельным значением Q_{lim} .

Однако для большинства конструкций величина расхода, отводимого на очистку $Q_{оч}$, изменяется в зависимости от общего расхода и принятого коэффициента разделения K_{div} (см. рис. 1.17). В камерах всех типов при расходе Q , меньшем Q_{lim} , весь расход отводится на очистку. При превышении этого расхода наибольший рост $Q_{оч}$ наблюдается в камерах с прямолинейными боковыми водосливами (рис. 1.17, кривая 1) [1, 9].

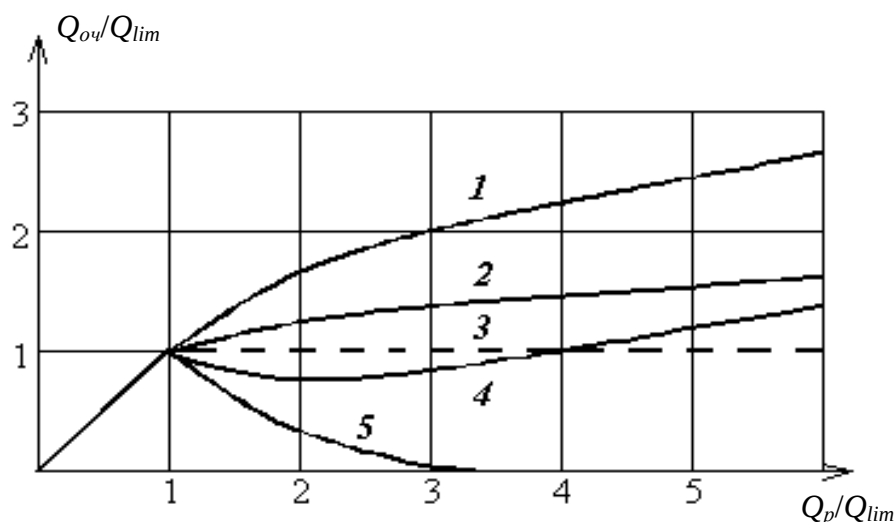


Рис. 1.17. Графики изменения расходов, отводимых на очистку, в разделительных камерах разных типов
 1 – с прямолинейным боковым водосливом; 2 – с криволинейным боковым водосливом; 3 – теоретическая прямая для условия $Q_{оч} = Q_{lim}$; 4 – с разделительной стенкой и отверстием; 5 – с разделительной стенкой без отверстия

В камерах донного слива и с разделительной стенкой с отверстием (рис. 1.17, кривая 4) можно условно принять, что $Q_{оч} \approx Q_{lim}$. Самая значительная часть дождевого стока будет сбрасываться в водоем через камеры с разделительной стенкой без отверстия (рис. 1.17, кривая 5).

Для достижения равенства суммарного расхода дождевых вод и предельного расхода можно использовать чередование различных конструкций.

1.10. Регулирующие резервуары

Расходы стока дождевых вод в сетях водоотведения обычно быстро нарастают, достигая максимума в моменты концентрации стока со всего бассейна, затем снижаются до полного прекращения стока. Продолжительность максимальных расходов невелика, поэтому целесообразен временный сброс пиковых расходов дождевого стока в емкости-резервуары, которые будут опорожняться после прекращения поступления стока. Таким путем может быть уменьшена необходимая пропускная способность, а, следовательно, размеры коллекторов и других сооружений, расположенных за резервуарами.

Регулирование расходов в системах водоотведения позволяет уменьшить диаметры трубопроводов перед отводными коллекторами большой протяженности, понизить мощность насосных станций и очистных сооружений. Очевидны преимущества регулирующих резервуаров для работы очистных сооружений, на которые целесообразно подавать мало изменяющийся по величине расход сточных вод. Это повышает эффективность работы сооружений, уменьшает их объем и стоимость. В городах США, Германии, Франции и других стран Европы существуют общесплавные системы канализации, в которых используются регулирующие емкости для приема части дождевого стока при переполнении транспортных коммуникаций канализации в периоды ливневых дождей.

На практике рекомендуют три основные схемы включения регулирующих емкостей в общую систему водоотведения (рис.1.18).

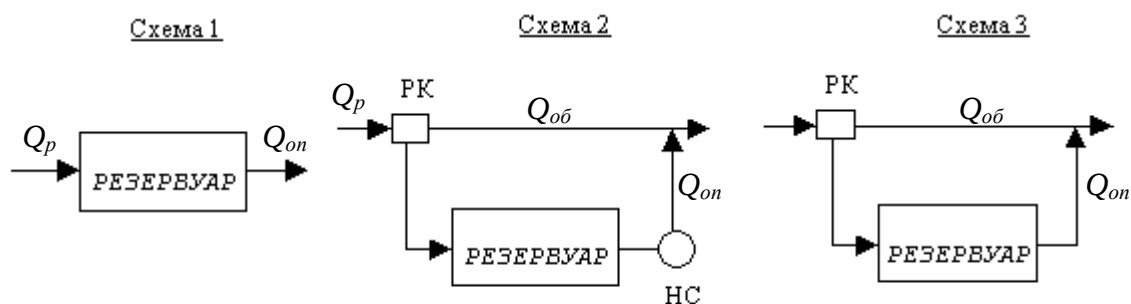


Рис.1.18. Схемы подключения регулирующих резервуаров к дождевой сети
РК – разделительная камера; НС – насосная станция

При подключении по схеме 1 весь расход дождевых вод подводится к резервуару по трубе большого диаметра с одновременным отводом части расхода Q_{on} по трубе малого диаметра (опорожнением резервуара). По схеме 2 на подводящем дождевом коллекторе устраиваются разделительные камеры, через которые часть дождевого стока направляется в регулирующие емкости, а часть $Q_{об}$ идет в обход резервуара. Опорожнение происходит через насосную станцию. Схема 3 похожа на схему 2, только опорожнение резервуара происходит самотеком через трубу малого диаметра.

Особенностями работы регулирующих резервуаров, влияющими на их конструкцию, является *периодичность заполнения* дождевым стоком и *выпадение взвеси*, которое приводит к частичному осветлению воды. Различают два вида регулирующих резервуаров: *открытого* и *закрытого* типов.

Открытые резервуары проще по конструкции и удобнее в эксплуатации, однако, их устраивают за пределами жилой застройки. Закрытые резервуары, как правило, должны иметь надежную вытяжную вентиляцию и устройства для смыва и удаления осадка. Схема секционного регулирующего резервуара представлена на рис. 1.19.

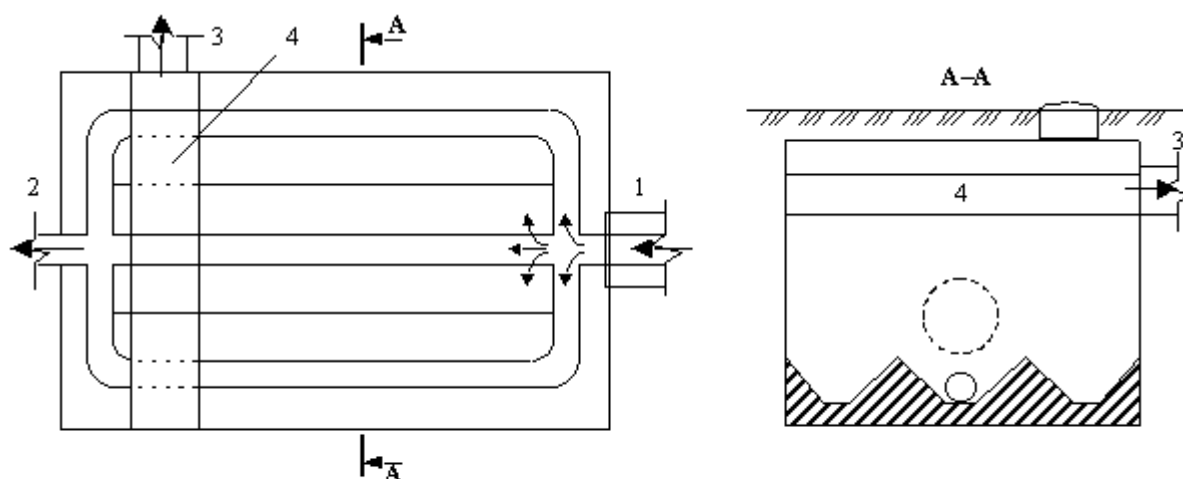


Рис. 1.19. Секционный регулирующий резервуар закрытого типа
1 – подводящий трубопровод; 2 – отводящий трубопровод; 3 – переливной трубопровод; 4 – переливной водослив

Самые благоприятные условия для выпадения взвеси возникают в период, когда прекращается поступление стока в резервуар, а заполнение его объема близко к наибольшему расчетному. При большой площади резервуаров сбор и удаление осадка из них затруднены, особенно из резервуаров закрытого типа. При конструировании резервуаров в этих случаях требуются специальные технические решения. Для опорожнения резервуаров через насосную станцию следует предусматривать прокладку трубопроводов, по которым можно подавать воду для промывки и взмучивания осадка. Во избежание переполнения при выпадении дождей большой интенсивности и

продолжительности в верхней части резервуаров могут предусматриваться переливные трубопроводы и водосливы с полупогружными досками для предотвращения выноса в водоем плавающих веществ.

Для удаления осадка в закрытых резервуарах предусматривают приямок и люк над ним, открытые резервуары чистят бульдозерами и погрузчиками. В этом случае при устройстве резервуаров нужно предусматривать специальные подъездные пути для работы техники. К настоящему моменту разработано множество конструкций резервуаров для накопления и регулирования поверхностных вод.

1.11. Выпуски сточных вод в водоемы

Выпуски сточных вод – это специальные сооружения, целью которых является обеспечение сброса стоков в водоем. При выборе типа выпуска и места его расположения исходят из того, чтобы было обеспечено как можно более полное смешение стоков с водой. Поэтому выпуски всех типов надлежит размещать в местах с повышенной турбулентностью, т.е. на порогах, в протоках, сужениях и т.д. Выпуски можно классифицировать [9]:

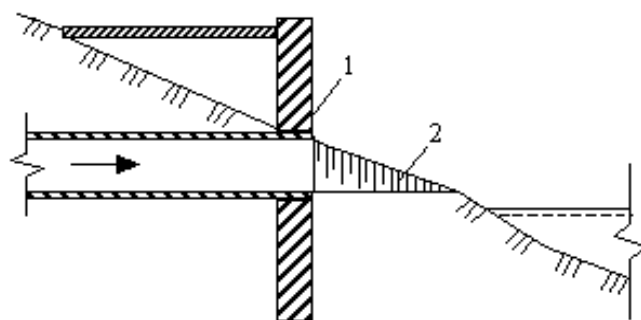


Рис. 1.20. Незатопленный береговой выпуск
1 – бетонная стенка; 2 – лоток

- по типу водоема:
речные, озерные и морские,
- по месту расположения: *береговые, русловые и глубинные,*
- по конструкции: *затопленные, незатопленные, сосредоточенные, рассеивающие и эжекторные.*

Береговые выпуски могут быть **затопленные** и **незатопленные**. Затопленные выпуски представляют собой береговые колодцы с выходом стоков под уровень воды в водоеме. Незатопленные береговые выпуски устраивают

в виде открытых быстротоков, каналов, консольных сбросов и оголовков (рис. 1.20).

Из-за небольшой эффективности смешения стоков береговые выпуски используют в основном для сброса дождевых и условно-чистых стоков.

Русловой выпуск представляет собой трубопровод, выдвинутый в русло реки. Выпуски этого типа подразделяются на **сосредоточенные**, **рассеивающие** и **эжекторные** (см. рис. 1.21).

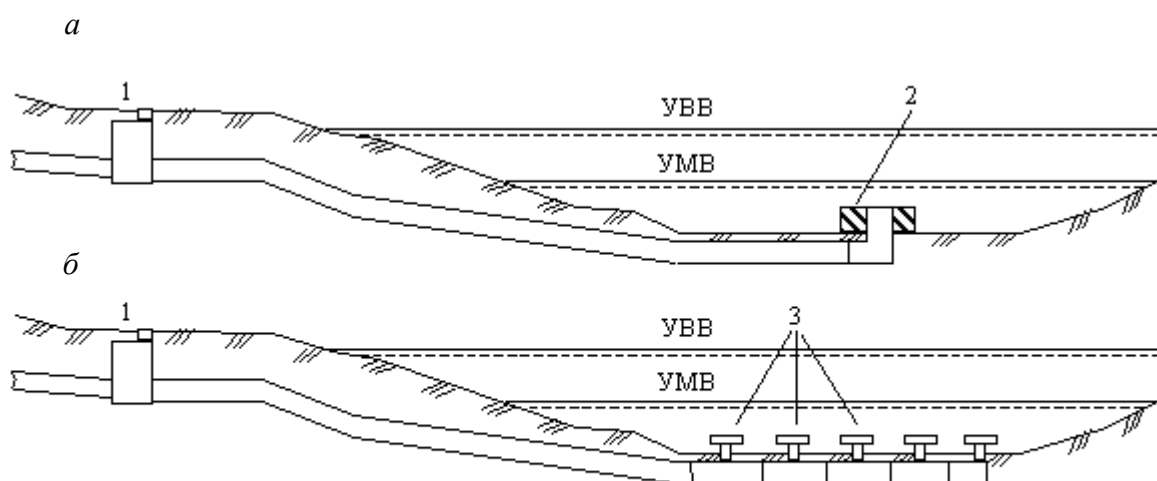


Рис. 1.21. Схемы русловых выпусков
а – сосредоточенный; б – рассеивающий
1 – береговой колодезь; 2 – бетонный оголовок; 3 – оголовки с насадками

Сосредоточенный русловой выпуск заканчивается оголовком в виде бетонного блока.

Рассеивающие выпуски имеют горизонтальный участок трубопровода, по всей длине которого расположены несколько оголовков или сделаны прорезы. Такой участок может быть расположен в канаве с засыпкой или приподнят над дном реки. Эжекторные выпуски имеют несколько эжектирующих насадков на трубопроводе. Оголовки могут быть самых различных конструкций (рис. 1.22), которые призваны увеличивать скорость истечения жидкости.

Глубинные выпуски аналогичны русловым. Они применяются при спуске стоков в озера, водохранилища и моря. Эти выпуски отличаются большим заглублением оголовков.

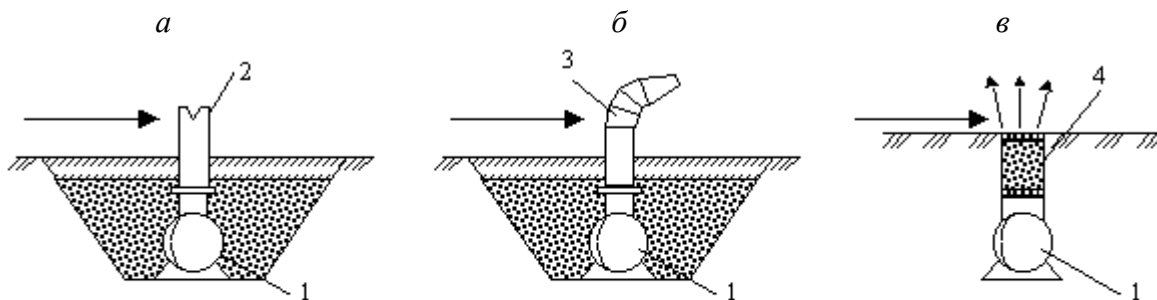


Рис. 1.22. Оголовки рассеивающих выпусков

а – с конусным растекателем; *б* – с отводом и соплом; *в* – без насадки

1 – распределительный трубопровод; 2 – растекатель; 3 – сопло; 4 – гравийная засыпка

Трубопроводы для русловых выпусков изготавливаются из стальных или пластмассовых труб.

1.12. Конструкции труб и коллекторов

Коллекторы, трубопроводы водосточных веток в системах поверхностного водоотвода закрытого типа обычно устраивают из **круглых** труб: железобетонных, асбестоцементных, чугунных и др. Исключение составляют магистральные коллекторы. Они бывают, как правило, железобетонные (монолитные или сборные). Их сечения могут быть простых форм – прямоугольные и круглые, а так же более сложных форм (рис. 1.23).

Форма поперечного сечения труб и коллекторов водоотводящих сетей выбирается исходя из гидравлических, технологических и строительных требований.

Наиболее экономична **круглая** форма поперечного сечения. Круглые трубы хорошо сопротивляются внешним нагрузкам, удобны в эксплуатации и поэтому, как указывалось выше, получили наибольшее распространение ($\approx 90\%$ всех сетей).

При малой глубине заложения коллекторам придают **полукруглую** форму сечения с вертикальными боковыми стенками.

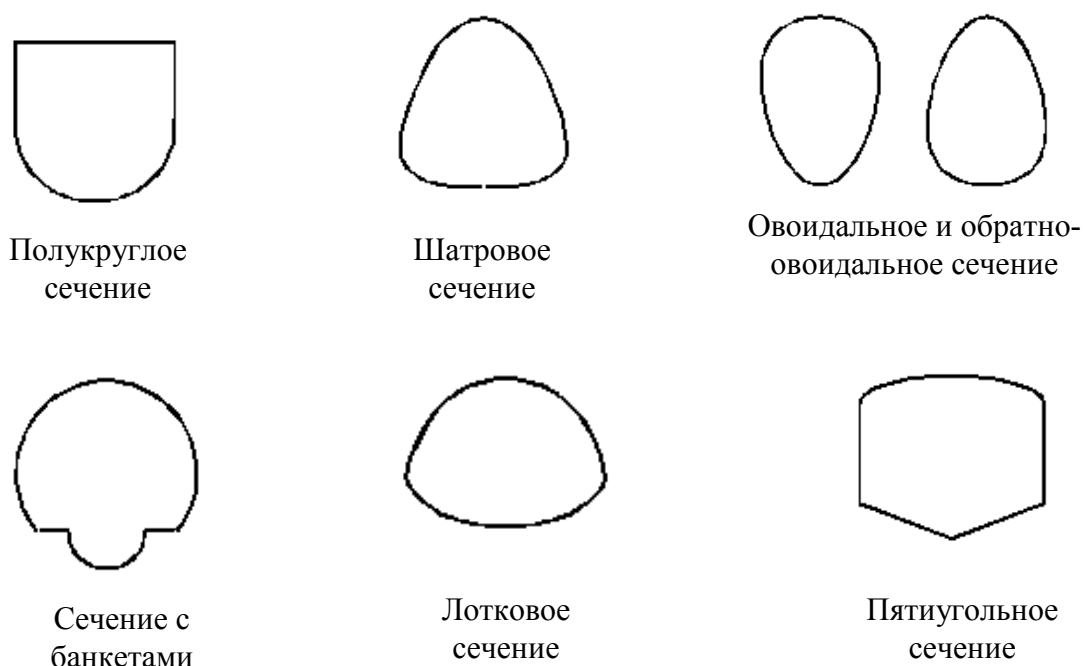


Рис. 1.23. Формы поперечного сечения труб и коллекторов

Коллекторы с **банкетами** также относят к круглым, их используют для общесплавной водоотводящей системы.

В целях уменьшения толщины стенок крупным коллекторам придают **шатровое сечение**.

Овоидальные формы коллекторов хорошо сопротивляются давлению грунта и временным нагрузкам, однако не индустриальны. Они нашли распространение при строительстве общесплавной водоотводящей сети.

Сжатые сечения позволяют уменьшить глубину заложения труб: к ним относятся **лотковая** и **пятиугольная** форма. Такие коллекторы используются в основном при строительстве дождевой сети.

Открытые каналы и лотки **трапецеидального** и **прямоугольного** сечений применяются при строительстве открытой дождевой сети.

1.13. Трассировка дождевых коллекторов

Трассу водостоков прокладывают с учетом рельефа. Она может совпадать с направлением улиц, а трасса главного коллектора проходит часто в пределах квартала. На улицах небольшой ширины (до 20...25 м) трассу водо-

стока располагают по оси проезжей части или с одной стороны на расстоянии 1,5...2 м от тротуара. При большей ширине улицы могут прокладываться дублирующие коллекторы.

Уличные дождевые коллекторы в зависимости от рельефа местности трассируют по *объемлющей схеме*, при которой сеть трассируют по проездам, опоясывающим квартал со всех сторон (рис. 1.24), или *по пониженной грани* – сеть прокладывают только по наиболее низким граням кварталов (рис. 1.25).

Первый способ прокладки принимают при уклоне местности $i \leq 0,01$, второй при $i > 0,01$.

При трассировании водоотводящих сетей следует избегать пересечений с водными потоками, железнодорожными путями и другими подземными сооружениями, так как устройство этих пересечений сложно и вызывает затруднения в эксплуатации сети.

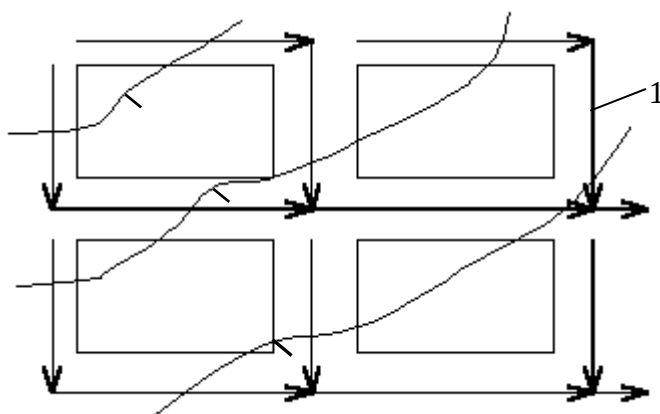


Рис. 1.24. Объемлющая схема трассировки сети водоотвода
1 – направление водоотвода

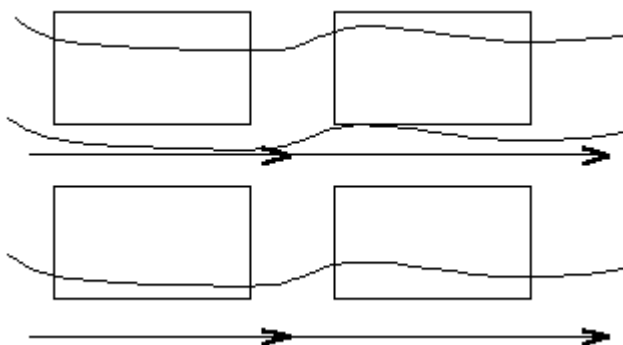


Рис. 1.25. Схема трассировки сети водоотвода по пониженной грани

При небольших расходах и малых диаметрах коллекторов сеть водоотвода необходимо трассировать небольшими участками. Коллекторы большого сечения прокладывают с малыми уклонами и большой протяженности.

При *полной раздельной системе* водоотведения предусматривают прокладку по проездам двух сетей – дождевой и бытовой. *Дождевую сеть* трассируют так, чтобы расстояние от места выпуска сточных вод в ближайший водоем или тальвег было наименьшим. При *общесплавной системе* главный коллектор трассируют вдоль берега водоема или глубокого тальвега, в который может быть сброшена через ливнеспуски часть дождевого стока. При *полураздельной системе* трассировку бытовой сети необходимо предусматривать таким образом, чтобы коллекторы бассейна водоотведения и главный коллектор имели заглубление большее, чем дождевая сеть.

1.14. Размещение водоотводящих сетей на плане и в поперечном профиле улиц

Водоотводящие сети различных систем в крупных городах при развитом подземном хозяйстве должны трассироваться с учетом других подземных сооружений. Кроме этого необходимо учитывать возможности размещения механизмов при строительно-монтажных работах.

Согласно требованиям СНиП II-89-80 [8] дождевую сеть трассируют по середине проезда.

При очень развитом подземном хозяйстве под магистральными проездами все инженерные сети, кроме газопроводов, прокладывают в общих коллекторах–туннелях.

Кроме трассировки в плане водоотводящие сети необходимо зонировать и по глубине заложения. При подземной прокладке сети должны быть уложены на наименьшей технически оправданной глубине. В плане сети желательно укладывать от оси застройки к оси проезжей части по возрастающей глубине (рис. 1.26).

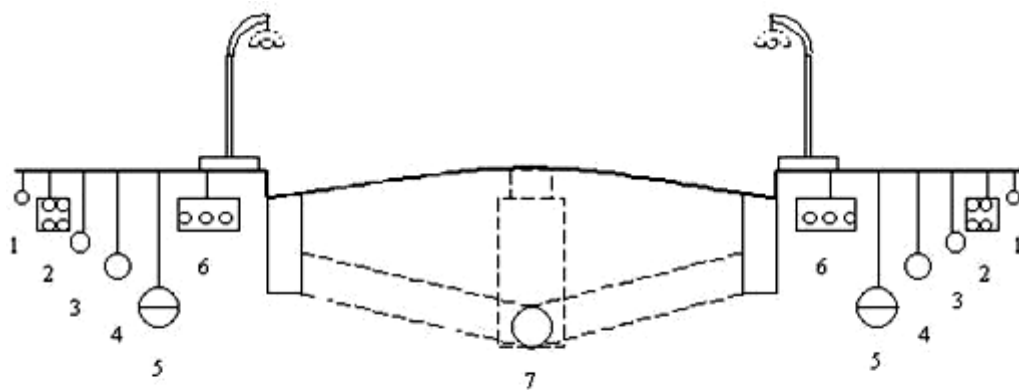


Рис. 1.26. Размещение подземных сетей в профиле улицы
 1 – электрокабель; 2 – телефонный кабель; 3 – газопровод; 4 – водопровод;
 5 – бытовая водоотводящая сеть; 6 – тепловая сеть; 7 – дождевая водоотводящая сеть

Глубина заложения труб водоотводящих сетей должна быть не более глубины промерзания грунта, но не менее 1 м (по нагрузке от транспорта).

1.15. Основные правила конструирования водоотводящей сети

- Между смотровыми колодцами трубопроводы следует проектировать прямолинейными. В местах изменения диаметра, направления, присоединения труб, а также на прямых участках через определенные СНиП 2.04.03-85 [7] расстояния устраиваются смотровые колодцы.
- Угол в присоединениях между присоединяемой и отводящей трубами не должен быть менее 90° во избежание образования подпоров и местных сопротивлений.
- Необходимо просчитывать потери напора в местных сопротивлениях и не допускать подпора и подтопления сети.
- Расчетная скорость в боковом присоединении не должна быть больше, чем в основном коллекторе. Уровни воды в боковых присоединениях должны быть не выше, чем в основной трубе.
- С увеличением уклона трубопровода допускается (после предварительных расчетов) уменьшение диаметра при трубах диаметром 250 мм и более.

1.16. Минимальные диаметры труб. Степень наполнения труб и каналов

В начальных участках внутриквартальной и уличной канализации расчетный расход обычно невелик и его можно было бы пропустить по трубам небольшого диаметра. Однако практика показывает, что количество засорений в трубах геометрически растет с уменьшением диаметра. Поэтому при уменьшении диаметра эксплуатационные затраты на прочистку увеличиваются. Граничное значение расхода, при котором капитальные затраты на устройство сети равны эксплуатационным расходам на ее содержание – около 10 л/с.

Исходя из этих соображений установлены минимальные диаметры труб [7], которые зависят от вида стоков, системы и сети водоотведения (табл. 1.1)

Таблица 1.1

Минимальные диаметры водоотводящих сетей, мм

Вид водоотводящей сети	Системы водоотведения	
	Общесплавная	Дождевая
Уличная	250	250
Внутриквартальная и производственная	200	200
Присоединения от дождеприемников	200-250	200-250
Напорные трубопроводы	200	200

Кроме минимальных диаметров, регламентируется и наполнение трубопроводов. **Расчетное наполнение** – максимально допустимое отношение глубины потока сточных вод в трубе к ее диаметру.

Необходимо отметить, что общесплавную и дождевую водоотводящие сети рассчитывают на **полное наполнение** при максимальной интенсивности дождя.

При открытой системе водоотвода расчетное максимальное наполнение каналов с поперечным сечением любой формы следует принимать не более 0,7.

1.17. Расчетные скорости движения. Минимальные уклоны трубопроводов, лотков и каналов

Ил, песок и органические вещества смываются с поверхности водосбора, поступают в трубопроводы и переносятся по ним. Если в ливневых водах в районах застройки количество взвешенных наносов по массе редко превышает 1%, то в сельской местности оно может возрасти до 5% и более, когда эрозия почвы приобретает большие масштабы. Мельчайшие частицы (диаметром менее 0,04 мм) обычно полностью перемешиваются с водой, и создается практически однородная смесь. При наличии в воде более крупных частиц появляется тенденция к их осаждению, а смесь становится гетерогенной. Вследствие затрат энергии на поддержание частиц во взвешенном состоянии уклоны трения оказываются больше, чем в чистой воде, а пропускная способность водоотводящих сетей при этом уменьшается. Главной причиной переноса твердых частиц из нижележащих слоев в верхние и транспортирования их потоком во взвешенном состоянии являются поперечные пульсационные скорости в турбулентном потоке. Крупные частицы, особенно при малых скоростях, будут осаждаться, катиться, скользить или скачкообразно передвигаться (сальтировать) по дну, а не пребывать во взвешенном состоянии.

Для создания нормальных условий работы водоотводящим сетям придают определенные уклоны, обеспечивающие течение сточных вод с самоочищающимися скоростями. Скорость течения возрастает с увеличением уклона и гидравлического радиуса.

Как известно, распределение скоростей по сечению канала (трубы) является неравномерным. Наименьшая скорость наблюдается у дна. Однако проведение расчета только по придонным скоростям связано с большими трудностями, поэтому проектирование сети ведут на так называемую *расчетную скорость* течения.

Минимальной незаиливающей расчетной скоростью называется наименьшая допустимая скорость протока сточных вод, при которой обеспечивается самоочищение труб и каналов.

Выпадение взвеси обуславливается поперечными пульсациями скорости потока, причем выпадение не происходит, если значение этой скорости больше на 40-50% гидравлической крупности ω_0 расчетной взвеси.

Согласно СНиП 2.04.03-85 для дождевой сети минимальная скорость принимается равной 0,6 м/с.

Кроме минимальных, нормируются и максимальные скорости движения стоков.

Максимальной расчетной скоростью называют наибольшую допустимую скорость течения, не вызывающую снижения механической прочности материала труб при истирающем действии песка и твердых веществ в стоках.

Для металлических труб дождевой канализации значение максимальной расчетной скорости составляет 10 м/с, а для неметаллических – 7 м/с.

Минимальные уклоны трубопроводов и каналов следует принимать в зависимости от допустимых минимальных скоростей движения сточных вод.

Уклоны водоотводящей сети следует вычислять по формулам Дарси и ли Шези.

Трубы с начальным минимальным диаметром не рассчитываются, скорость и наполнение в них неизвестны, поэтому принят минимальный уклон для труб диаметром 200 мм равный 0,007 [7]. В зависимости от местных условий при соответствующем обосновании для отдельных участков сети допускается принимать уклон для труб диаметром 200 мм – 0,005.

В открытой дождевой сети наименьшие уклоны лотков, кюветов и канав принимают в пределах 0,003 – 0,005 [7].

Максимальные уклоны могут быть найдены по тем же формулам, что и минимальные.

1.18. Основные правила назначения уклонов трубопровода

Как указывалось выше, уклон водоотводящей сети задается таким образом, чтобы скорости потока обеспечивали самоочищение трубопроводов.

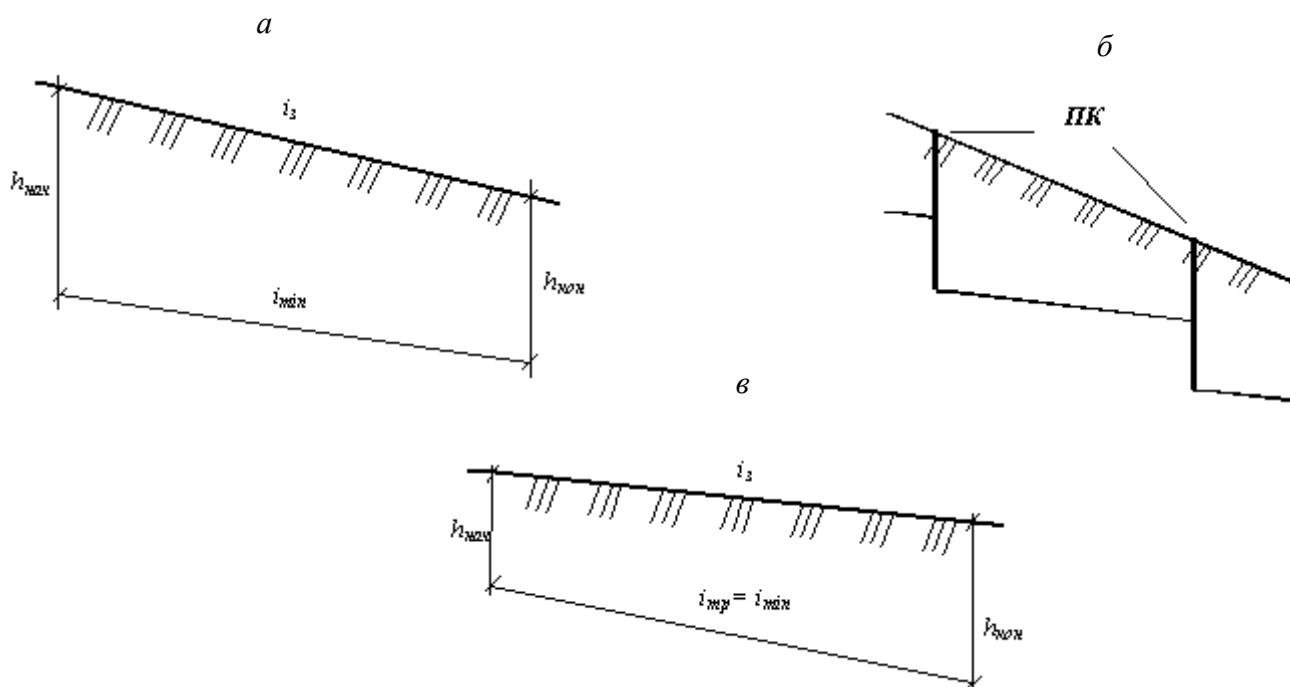


Рис. 1.27. Соотношение величин уклонов трубопровода и поверхности земли
 $a - i_з > i_{min}$; $б -$ с устройством перепадных колодцев (ПК); $в - i_з < i_{min}$

Имеются три возможных случая соотношения величин уклонов трубопровода и поверхности земли:

1. Когда уклон поверхности земли больше минимального уклона трубопровода, т.е. $i_з > i_{min}$ (рис. 1.27, а). Под минимальным уклоном в данном случае понимают уклон, при котором обеспечиваются незаиливающие скорости. В этом случае начальная глубина заложения будет не меньше конечной: $h_{нач} \geq h_{кон}$. Если величина $h_{кон}$ получается при уклоне трубы $i_{тр} = i_{min}$ меньше минимальной глубины заложения, то $i_{тр}$ назначают из условия $h_{нач} = h_{кон}$ (равенства глубин заложения в начале и конце трубопровода).

Часто встречаются такие случаи, когда даже при равенстве заложений в начале и конце участка, скорость потока из-за большого уклона выходит за

пределы допустимой. Тогда участок следует разбить на два или более коротких участка и запроектировать перепадный колодец (ПК на рис. 1.27, б).

2. Когда уклон поверхности земли меньше минимального уклона, т.е. $i_3 < i_{min}$ (рис.1.27, в). В этом случае глубина заложения в начале участка будет меньше глубины заложения в конце: $h_{нач} < h_{кон}$. Поэтому, как правило, трубопровод укладывают с минимальными уклонами.

3. Когда уклон поверхности земли равен минимальному уклону. В этом случае уклон трубопровода также принимается равным минимальному. Глубины заложения в начале и конце участка равные: $h_{нач} = h_{кон}$.

1.19. Сопряжение трубопроводов

Сопряжение трубопроводов двух смежных участков водоотводящей сети производится тремя способами:

1. **По уровню воды.** Это сопряжение делают в тех случаях, когда глубина воды во второй трубе больше, чем в первой, т.е. $h_1 < h_2$ (рис. 1.28, а).

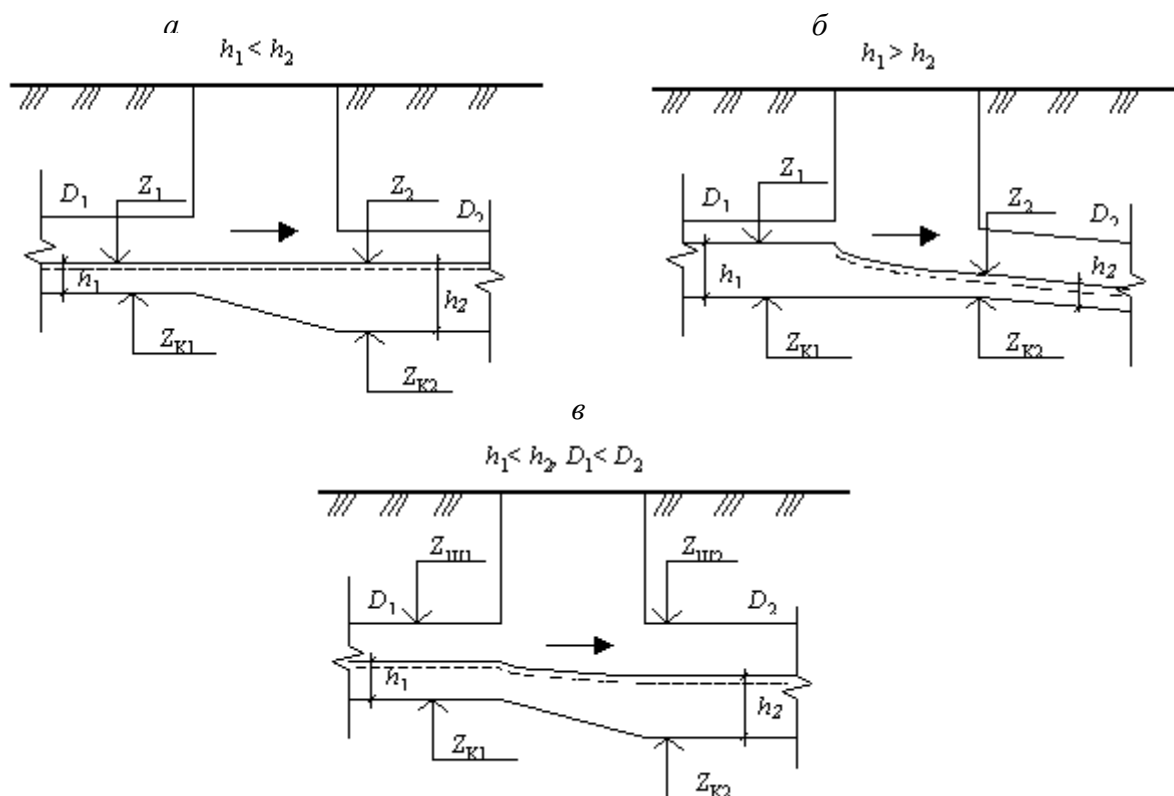


Рис. 1.28. Сопряжение трубопроводов
а – по уровню воды; б– по дну; в– по шельгам

Отметки уровня воды в обоих трубах равны: $Z_1 = Z_2$.

Отметка лотка трубы: $Z_{K2} = Z_{K1} - \Delta h$, где $\Delta h = h_2 - h_1$.

2. По дну трубопровода. Это сопряжение применяют тогда, когда глубина воды в первом трубопроводе больше, чем во втором, т.е. при $h_1 > h_2$ (рис. 1.28, б).

Отметки лотка обеих труб равны: $Z_{K2} = Z_{K1}$.

Отметка воды: $Z_2 = Z_1 - (h_1 - h_2) = Z_1 + \Delta h$.

3. По шельгам труб. Это сопряжение рекомендуется при сопряжении труб разных диаметров. Глубина воды на первом участке меньше, чем на втором, и диаметр первой трубы тоже меньше, чем второй, т.е. $h_1 < h_2$ и $D_1 < D_2$ (рис. 1.28, в).

Отметки шельг обеих труб равны: $Z_{ш2} = Z_{ш1}$.

Отметки поверхности воды: $Z_2 = Z_1 + (h_2 - h_1) + (D_1 - D_2)$.

Отметки лотка: $Z_{K2} = Z_{K1} + (D_1 - D_2)$.

1.20. Водоотвод с автомобильных дорог

Вода на поверхности дороги создает серьезную опасность для водителей и вызывает перебои в транспортном сообщении, мешающие нормальной хозяйственной деятельности. Когда пленка воды достигает определенной толщины, шины начинают пробуксовывать или скользить при торможении. Наличие пленки влияет также на разгон автомобилей и мешает их управлению. Коэффициент трения на влажных поверхностях меньше, чем на сухих. Разбрызгивание воды ухудшает условия видимости, снижает комфорт пассажиров, а шум воды может мешать езде.

Хорошей является такая поверхность, которая имеет значительную шероховатость и быстро сохнет. Этого можно добиться, создав проницаемое покрытие, через верхний слой которого вода будет просачиваться. Обычно строят дороги с выпускным профилем или поперечным уклоном, хотя в этом случае вождение вблизи края дороги, где наибольший уклон, может быть опасным и неудобным. В число факторов, определяющих допустимую высоту слоя воды на

дороге, входят: *скорость движения, устройство протектора шин, масса автомобиля, материал шин, материал дорожного покрытия, поперечный уклон дороги, наличие нефти, масел и грязи на дороге, скорость течения воды.*

Пленка воды толщиной 1-2 мм может сильно влиять на сцепление колес с дорогой. При большой толщине слоя скорость движения ограничивается условием видимости. При высоте слоя воды более 5 мм вождение становится опасным. Тормозной путь автомобиля с новыми шинами, движущегося по мокрой дороге со скоростью 70 км/ч, изменяется от 60 м на шероховатом асфальте, до 120 м на гладком. При изношенных шинах тормозной путь увеличивается до 80 м на мокром шероховатом асфальте и до 160 м - на гладком. Это примерно вдвое больше, чем на сухих дорогах. На дороге, залитой водой, тормозной путь может быть намного больше. Коэффициент трения на влажных дорогах уменьшается от 0,6 при скорости движения 2 км/ч до 0,1 при скорости 45 км/ч на гладком мокром асфальте.

Поверхностные воды удаляются с полотна автомобильных дорог **з а к р ы т ы м и** или **о т к р ы т ы м и** системами водоотвода. Первая схема была описана выше (см. п. 1.5). Так же может отводиться вода из продольных прикромочных лотков (рис. 1.29).

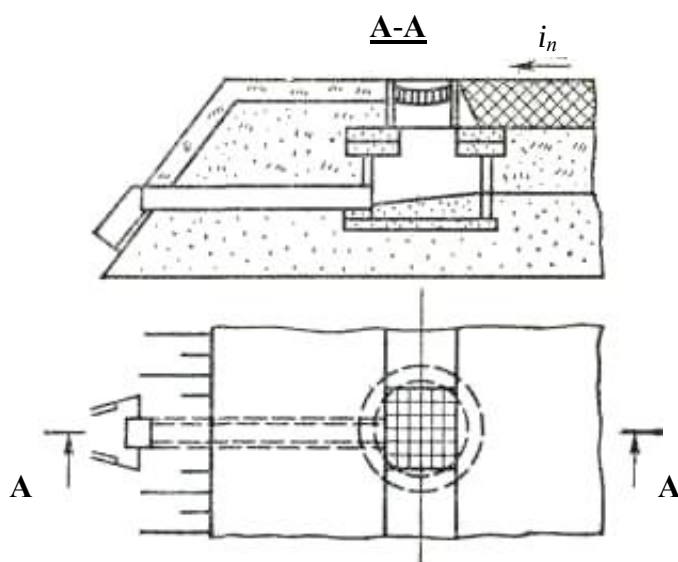


Рис. 1.29. Схема продольных прикромочных лотков

Сооружения системы открытого водоотвода с покрытия автомобильных дорог I—III категорий включают прикромочные водоотводные лот-

ки, дождеприемные (переходные, сопрягающие) лотки, поперечные водосбросные (откосные) лотки, водобойные устройства на выходе из откосных лотков (рис. 1.30).

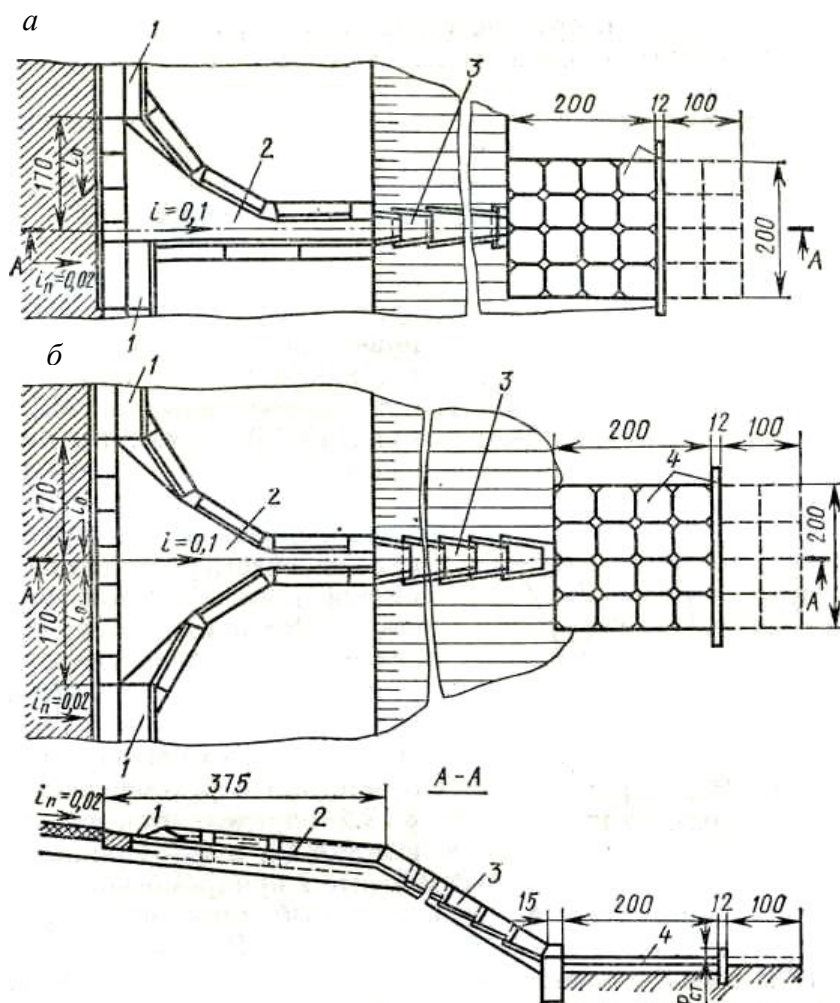


Рис. 1.30. Сооружения системы открытого водоотвода с покрытия автомобильных дорог

1 – прикромочные водоотводные лотки; 2 – дождеприемные (переходные, сопрягающие) лотки; 3 – поперечные водосбросные (откосные) лотки; 4 – водобойные устройства на выходе из откосных лотков

Водоотводные прикромочные лотки располагают вдоль кромки проезжей части или остановочной полосы дороги. Их выполняют из сборных блоков шириной 75 или 50 см. Лотки имеют треугольное сечение и глубину 7 – 9 см. Симметричный треугольный поперечный профиль имеют и лотки разделительной полосы.

Дождеприемные решетки в прикромочных водоотводных лотках и на разделительных полосах на участках спусков (подъемов) автомобильных дорог рассчитывают способом фрагментов.

Дождеприемные (переходные, сопрягающие) лотки водоотвода открытого типа на участках спусков имеют в плане несимметричное очертание (рис. 1.30, а), а в пониженных местах — симметричное (рис. 1.30, б).

Водобойное сооружение за телескопическими лотками представляет водобойную стенку высотой $P_{\text{СТ}}=10 \div 15$ см и длиной 2,65 м, устанавливаемую за укрепленной площадкой размером $2 \times 2 \text{ м}^2$ против телескопического лотка (см. рис. 1.30).

Глава 2

ОСНОВЫ ФОРМИРОВАНИЯ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА И ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ РАСХОДОВ ВОДОСТОКОВ

Особенности формирования и величины поверхностного стока влияют на генеральные размеры дорожных водопропускных сооружений и систем водоотвода. Расчетные значения гидравлических характеристик для указанных сооружений получают на основе данных о стоке. Превышение характеристик потока над расчетными является основной причиной, угрожающей нормальной эксплуатации большинства гидротехнических сооружений. Поэтому определение характеристик стока – главная задача гидрологического обоснования сооружений.

Величины поверхностного стока в свою очередь определяются характеристиками дождей, к которым относятся слой, интенсивность выпадения дождя, общая продолжительность выпадения, площадь, охваченная дождем.

2.1. Основные закономерности выпадения дождей

На Европейской территории России (ЕТР) доля жидких осадков составляет 61 % годового объема осадков. Любой дождь характеризуется двумя основными величинами: *количеством выпавшей воды* и *продолжительностью выпадения*. Количество выпавшей воды измеряется высотой слоя или объемом, деленным на площадь. Продолжительность выпадения дождей выражается в единицах времени – часах, минутах и секундах.

Кроме перечисленных, важной характеристикой дождя является производная величина – **интенсивность**, которая представляет собой отношение количества выпавших осадков к продолжительности выпадения. Различают *мгновенную* и *среднюю интенсивность*. В инженерных расчетах используют единицу измерения интенсивности q (л/с на 1 га) и i (мм/мин). Соотношение между ними:

$$q = 166,7i \quad (2.1)$$

Следующая важная характеристика – **повторяемость** (или **период повторяемости**) p представляет собой средний промежуток времени между дождями с интенсивностью, не меньшей заданного значения. Повторяемость измеряется в годах. Чем больше повторяемость, тем меньше вероятность S превышения (частота превышения) интенсивности этого дождя:

$$S = 1/p \quad (2.2)$$

Для явлений, случайно распределяющихся по годам, обеспеченность $p_{об}$ или вероятность ежегодного превышения связана с периодом однократного превышения рассматриваемой величины по закону распределения событий Пуассона:

$$p_{об} = (1 - e^{-S}) \cdot 100\% = (1 - e^{-1/p}) \cdot 100\%, \quad (2.3)$$

где e – основание натуральных логарифмов; S – вероятность превышения интенсивности дождя.

По морфологическим признакам различают *морось* ($i \leq 0,01$ мм/мин); *обложные мелкокапельные* (0,01...0,2 мм/мин), *дожди обложные крупнокапельные* (0,3...0,5 мм/мин) и *ливневые* ($i \geq 0,5$ мм/мин).

2.2. Распределение осадков по площади и продолжительности

Распределение осадков по территории крайне неравномерно. Поле осадков представляет собой комплекс пятен повышенного и пониженного количества осадков. Другими словами **поле атмосферных осадков** – участок подстилающей поверхности, увлажненный выпавшими за разные интервалы времени осадками. Поля осадков характеризуются изогиетами – линиями, соединяющими точки с одинаковыми суммами осадков. Чтобы иметь представление о распределении осадков по площади, вычерчивают изогиеты через интервалы 0,1...50 мм.

Выделяют несколько типов конфигурации полей осадков. **Первый тип** – выпадение осадков отличается лишь на отдельных пунктах. **Второй тип** – осадки распределяются в виде отдельных пятен. Внутри этих пятен выпадение осадков отмечается сразу в нескольких пунктах (в отдельных точках).

Третий тип – характеризуется одновременным наличием нескольких участков с осадками. Количество пунктов внутри каждого участка больше, чем при втором типе. К этому типу можно отнести распределение осадков в виде полос, состоящих из цепочки отдельных пятен, следующих один за другим.

Четвертый тип – поле осадков представляет собой практически одну сплошную область, занятую, как правило, одним сплошным массивом облачности нижнего яруса, т.е. имеет ярусную структуру, с большей плотностью пятен и на большей площади.

Для системы водоотведения представляют интерес короткопериодные поля осадков, формирующиеся за 3 – 12 мин в средних районах юга и за 15 – 40 мин в климатической зоне достаточного и избыточного увлажнения. В этом случае поля осадков отождествляют с зонами осадков в атмосфере. Зоны осадков состоят из отдельных пятен, имеющих вид кругов или эллипсов с характерными горизонтальными размерами – от сотен метров в случае отдельных ливней до нескольких десятков километров при обложных дождях. Сплошную область выпадения дождя называют **очагом**, форму которого обычно принимают в виде деформированного эллипса протяженностью до 10 км. Характерные размеры *очага* вдоль большой оси в степных районах – 3 км, в зоне достаточного и избыточного увлажнения – 6 км. Наиболее вероятные размеры площадей *очагов* 10 км² (около 60-65%) и 20 км² (около 40-35 %).

В степных районах *одноочаговые* поля занимают 60% территории, *многоочаговые* – 40%, в зоне достаточного и избыточного увлажнения *одноочаговые* поля – 22 %, *многоочаговые* – 78%. Время жизни очагов – от нескольких минут до получаса.

Одноочаговые дожди, как правило, имеют один максимум, многоочаговые – несколько. Многоочаговые дожди более продолжительны и дают большее количество осадков, чем одноочаговые. Средняя продолжительность одноочаговых ливней равна 45 мин, многоочаговых – 75 мин. Наибольшую площадь покрывают дожди в первой половине их выпадения. Дожди выпадающие на сравнительно небольшой площади, характеризуются резким из-

менением слоя осадков в зависимости от ее величины и, наоборот, при дождях, выпадающих на большой площади, слой осадков при увеличении площади изменяется мало. Это положение учитывается **коэффициент неравномерности выпадения осадков η** :

$$\eta = 1/(1 + 0,001F^{2/3}), \quad (2.4)$$

где F – площадь бассейна стока, га.

Этот коэффициент можно рассматривать как отношение средней интенсивности осадков по всей площади к максимальной интенсивности в одной точке этой площади. На небольших участках города и на однородной поверхности можно считать $\eta = 1$.

По продолжительности выпадения дождей вся территория России разделена на 4 климатические зоны. В северной и центральной части ЕТР средняя продолжительность выпадения осадков теплого периода составляет 500...700 часов.

2.3. Формирование дождевого стока

Рассмотрим бассейн стока площадью F , на который выпадает дождь (см. рис. 2.1). Точка **А** – наиболее удаленная точка бассейна стока. При выпадении дождя стоки достигают точки **Б**, образуя линии равного времени добегания воды (*изохроны*). За 1 минуту точки **Б** достигают стоки с площади f_1 , за вторую f_2 и т.д.

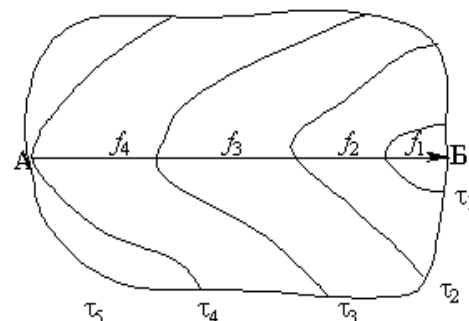


Рис. 2.1. Расчетная схема к методу изохрон

Толщина слоя осадков на площади постепенно изменяется по зависимости, представленной на графике (рис. 2.2). Расход в точке **Б** по истечении 1-й минуты будет: $Q_1 = f_1 h_1$, за вторую минуту: $Q_2 = f_1 h_2 + f_2 h_1$, за третью: $Q_3 = f_1 h_3 + f_2 h_2 + f_3 h_1$ и т.д.

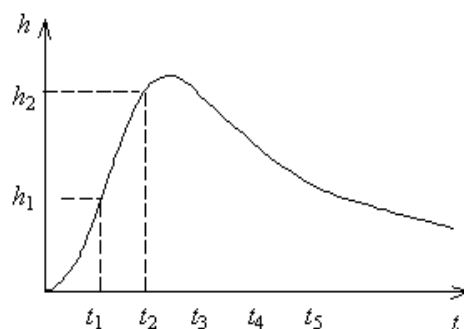


Рис. 2.2. Гистограмма дождя

Путем интегрирования расхода получается

формула для любого момента времени выпадения
дождя T :

$$Q_{\max} = \int_0^T i(t) \cdot f(T-t) dt, \quad (2.5)$$

где i – интенсивность дождя, мм/мин;

Формула (2.5) применима, если T меньше времени добегания воды от точки A (τ_c).

При $T > \tau_c$:

$$Q_{\max} = \int_0^T i f dt = i \int_0^T f dt = iF \quad (2.6)$$

Наконец, когда дождь кончился, формула стока примет следующий вид:

$$Q_{\max} = \int_{T-T_0}^T i(t) f(T-t) dt = i \int_{T-T_0}^T f(T-t) dt, \quad (2.6)$$

где T_0 – общая продолжительность дождя.

Если площади f равномерно возрастают, т.е. $f = F/\tau_c$, то максимальный расход будет равен произведению площади стока на среднюю интенсивность дождя при продолжительности стока $t = \tau_c$:

$$Q_{\max} = F \cdot i_{cp}, \quad (2.7)$$

где i_{cp} – средняя интенсивность дождя, мм/мин;

2.4. Расчетные расходы дождевых вод

2.4.1. Метод предельных интенсивностей

Сток с водосбора, появляющийся при выпадении осадков, будет возрастать до некоторого максимума и затем убывать. *Гидрограф стока* представляет собой график расходов воды в различные периоды времени (рис. 2.3).

Форма гидрографа зависит от многих факторов, в том числе от характеристики ливня и рельефа местности. Форма ветви подъема

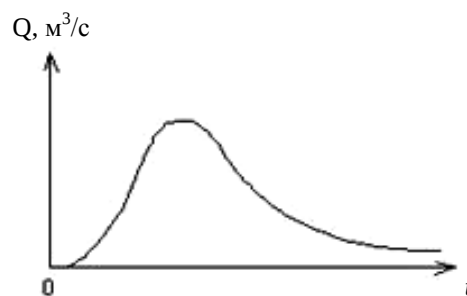


Рис. 2.3. Гидрограф стока

гидрографа зависит от интенсивности концентрации стока. На первой стадии выпадении дождя часть поступивших на водосбор осадков не будет участвовать в стоке вследствие аккумуляции воды на поверхности и потерь на фильтрацию. В процессе дальнейшего выпадения дождя потери будут уменьшаться, и все большее количество осадков будут участвовать в стоке. Поэтому расходы на ветви подъема гидрографа будут возрастать в экспоненциальной зависимости. Через некоторое время сток с самых удаленных частей водосбора достигнет замыкающего (расчетного) сечения и расходы перестанут расти. Уменьшению притока осадков будет соответствовать ветвь спада гидрографа.

Метод определения максимального расхода основан на допущении, что любой водосбор имеет время концентрации стока, равное времени добегания стока до замыкающего сечения. Данное допущение положено в основу так называемого метода **предельных интенсивностей**, который формулируется следующим образом:

Расход сточных вод в рассматриваемом сечении будет иметь максимальное значение в том случае, когда продолжительность расчетного дождя (T) равна или более времени протока сточных вод от наиболее удаленной точки площади стока до рассчитываемого сечения (T_p).

Таким образом, из всего множества дождей, выпадающих на расчетную площадь стока, как бы выбирается дождь такой продолжительности, которая равнялась бы T_p .

Максимальный расход дождевого стока, рассчитанный по принципу предельных интенсивностей, определяется по следующей формуле:

$$Q_{max} = \Psi \cdot F \cdot q_T, \quad (2.8)$$

где F – расчетная площадь, га; Ψ – коэффициент стока; q_T – максимальная из равновероятных интенсивностей дождя, отвечающая продолжительности T , равной времени добегания от наиболее удаленной точки площади стока до расчетного сечения, л/с на 1 га.

2.4.2. Коэффициент стока

Не вся вода, выпавшая на территорию водосбора в виде осадков, превращается в сток. Выделяют следующие виды потерь осадков:

1. *Потери на перехват* – происходят прежде всего в лесных массивах и составляют примерно 2...10 мм.

2. *Испарение* - в период дождя имеет небольшую интенсивность – до 0,3 мм/ч, однако продолжается и после прекращения выпадения осадков.

3. *Поверхностное задержание* – это потери воды на образование пленки и заполнение бессточных неровностей, составляет для песков до 5 мм, для глин – 2,5 мм, для мостовых – 1,6 мм.

4. *Инфильтрация в грунт* – просачивание осадков. За период выпадения ливня инфильтрация постепенно уменьшается по мере наполнения пор водой. Это процесс можно выразить зависимостью:

$$q_{ин} = q_{ин}^y + (q_{ин}^0 - q_{ин}^y) / e^{kt}, \quad (2.9)$$

где $q_{ин}$ – интенсивность инфильтрации осадков в грунт, мм/ч; $q_{ин}^0$ – начальная интенсивность инфильтрации, мм/ч; $q_{ин}^y$ – установившаяся интенсивность инфильтрации, мм/ч; t – время, ч; k – коэффициент снижения инфильтрации.

Для песчаных слоев инфильтрация к концу первого часа составляет 13...25 мм/ч, для глинистых – 0,4- 0,8 мм/ч.

Осадки, достигающие дождеприемников, характеризуются общим объемом (объемом) стока.

Отношение объема поверхностного стока на водосборе в течение одного ливня к общему объему осадков, выпавших за время этого ливня, называется **коэффициентом поверхностного стока** Ψ . Для оценки годовых средних объемов стока используют коэффициент годового стока Ψ_2 :

$$\Psi_2 = W_2 / W_{2.ос}, \quad (2.10)$$

где W_2 – годовой объем стока, м³; $W_{2.ос}$ – годовой объем осадков, м³.

Годовой объем стока:

$$W_z = 10F \int_0^{s_0} h_p ds, \quad (2.11)$$

где F – площадь стока, га; s_0 – количество дождей за теплый период, h_p – высота суточного слоя дождевого стока, ее можно определить по формуле Г.А. Алексеева [1]:

$$h_p = (\sqrt{H_p} - \sqrt{H_0})^2, \quad (2.12)$$

где H_p – высота суточного слоя осадков, мм; H_0 – высота слоя начальных потерь, мм.

Годовой объем осадков:

$$W_{z.oc} = 10 \cdot H_z \cdot F, \quad (2.13)$$

где H_z – годовой слой осадков, мм.

Для конкретных расчетов расходов дождевых вод в водоотводящей сети используют еще один вид коэффициента стока – Ψ_0 , который учитывает поверхностное задержание и инфильтрацию, а также учитывает гидродинамику поступления воды к расчетному сечению. Коэффициент стока в этом случае представляет собой отношение максимальной интенсивности стока определенной повторяемости к средней интенсивности осадков той же повторяемости в предположении соблюдения водного баланса на водосборе, т.е. долю интенсивности осадков, за счет которой достигается максимум стока.

Еще до Великой Отечественной войны Н.И.Беловым была предложена простая формула для определения коэффициента стока, которая и рекомендована нормами [1]:

$$\Psi_0 = zq^{0,2}t^{0,1}, \quad (2.14)$$

где z – эмпирический коэффициент, зависящий от вида поверхности стока – *коэффициент покрова*; q – интенсивность дождя, л/с на 1 га; t – продолжительность выпадения дождя, мин.

Г.А. Алексеев предложил другую формулу для коэффициента стока:

$$\Psi_0 = (1 - \sqrt{H_0 / H_p})^2 \quad (2.15)$$

Значения коэффициента покрова z представлены в приложении 2 (табл. 1 и 2). Например, значение z для водонепроницаемых поверхностей (кровля зданий, асфальтобетон дорог и т.д.) принимается в зависимости от параметра A . Для водопроницаемых поверхностей коэффициент покрова постоянен, например, для газонов он равен 0,0038, для гравийных дорожек – 0,09 и т.д.

При необходимости расчета коэффициента покрова для территории, имеющей различные виды поверхностей, следует принимать средневзвешенное значение z_{mid} :

$$z_{mid} = \Sigma(F_i z_i / F_{общ}), \quad (2.16)$$

где F_i – площадь i -того вида покрытия, га; $F_{общ}$ – общая площадь территории, га; z_i – коэффициент покрова i -того вида покрытия.

Величина коэффициента стока Ψ_0 может приниматься постоянной (≈ 1), если водонепроницаемые поверхности крыш и асфальтовые покрытия составляют более 50 % всей площади.

2.4.3. Расчетная интенсивность дождя

Для расчета дождевой сети необходимо найти расчетный расход сточных вод. С этой целью необходимо установить зависимость между расчетной интенсивностью и расчетной продолжительностью дождя.

В общем виде эта зависимость может быть представлена так:

$$q_T = A/T^n, \quad (2.17)$$

где A и n – параметры зависящие от географического расположения; T – расчетная продолжительность дождя, мин.

Методика получения расчетной интенсивности различается в зависимости от наличия исходных данных. Возможны два случая:

1. Имеются данные только о среднегодовом слое выпавших осадков, или же данные наблюдений охватывают период менее 25 лет, что недостаточно для вывода расчетной зависимости.

2. Имеется большое число наблюдений на метеорологических станциях за длительный период и с помощью расшифровки может быть получена расчетная формула.

В первом случае имеется несколько методов и расчетных зависимостей для получения численного значения параметров A и n . СНиП 2.04.03-85 рекомендована следующая формула для расчета параметра A :

$$A = 20^n \cdot q_{20}(1 + \lg p / \lg m_r)^\gamma, \quad (2.18)$$

где q_{20} – интенсивность дождя для данной местности 20-минутной продолжительности с периодом однократного превышения 1 год, л/с на 1 га, определяется по приложению 1, n – показатель степени, определяется по приложению 3; m_r – среднее количество дождей за год, принимается по приложению 3; γ – показатель степени, принимаемый по приложению 3; p – период однократного превышения расчетной интенсивности дождя, принимаемый по приложению 4.

Во втором случае значения A и n определяются по методу, разработанному в Академии коммунального хозяйства им. К.Д. Памфилова.

2.4.4. Определение расчетных расходов дождевых вод

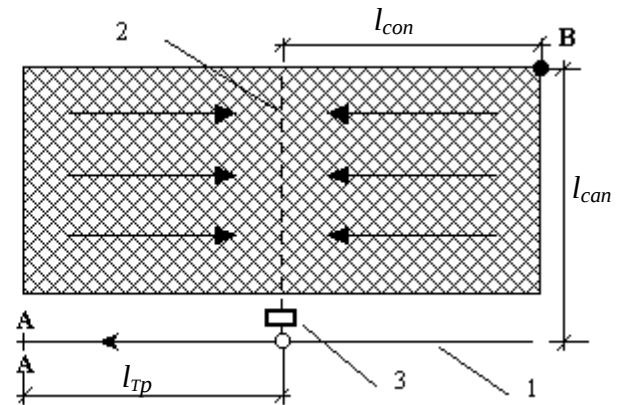
Размеры сечений лотков, каналов и труб, служащих для отведения дождевых стоков, определяются по расчетному расходу, величина которого зависит от переменной величины интенсивности q (л/(с·га)), величины коэффициента стока ψ и площади стока F (га). Согласно методу предельных интенсивностей расход дождевых вод в рассматриваемом сечении будет максимальным, когда продолжительность расчетного дождя равна времени протока сточных вод от наиболее удаленной точки площади стока до рассчитываемого сечения T_p (мин).

Формула расчетной продолжительности дождя имеет следующий вид:

$$T_p = t_{con} + t_{can} + t_{Tp} \quad (2.19)$$

Рассмотрим подробнее входящие в формулу (2.19) характеристики. Для этого проанализируем расчетную схему (рис. 2.4). На данном рисунке представлен квартал жилого массива, имеющий плоский рельеф местности. Согласно этой схеме, расчетная продолжительность дождя T_p равна времени добегания капли дождя от точки **В** до расчетного сечения **А-А**.

Рис. 2.4. Схема для определения расчетной продолжительности дождя
1 – дождевая уличная водоотводящая сеть;
2 – лоток; 3 – дождеприемник; **В** – наиболее удаленная точка квартала; **А-А** – расчетное сечение



Таким образом, в формуле (2.19):

t_{con} – время протекания (время поверхностной концентрации) от наиболее удаленной точки до уличного лотка (на рис. 2.4 длина пути стока l_{con}), мин. Многочисленными подсчетами установлено, что в городских условиях среднее время протекания воды колеблется от 5 до 10 мин. СНиП 2.04.03-85 рекомендует это время принимать равным 3...5 мин при наличии внутриквартальных закрытых дождевых сетей, а при их отсутствии – 5...10 мин.

t_{can} – время протекания по уличному лотку до дождеприемника рассчитывается по выражению, мин:

$$t_{can} = 1,25 \cdot \sum (l_{can} / 60v_{can}) = 0,021 \cdot \sum (l_{can} / v_{can}), \quad (2.20)$$

где l_{can} – длина участков лотков или канала (см. рис. 2.4), м; v_{can} – скорость течения воды в конце участка, м/с. Поскольку скорость течения воды в лотках и каналах увеличивается при их наполнении, расчетное время протока по лотку должно быть несколько больше, чем время, определенное при максимальном расчетном расходе. Поэтому в формулу (2.20) введен коэффициент 1,25.

t_{tr} – время протекания по трубам от дождеприемника до расчетного сечения (время протока воды по дождевой сети) принимается как сумма времени протока по отдельным участкам при расчетных для каждого участка расходах, мин:

$$t_{tr} = 0,017 \sum (l_{tr} / v_{tr}), \quad (2.21)$$

где l_{tr} – длина расчетных участков коллектора (см. рис. 2.4), м; v_{tr} – расчетные средние скорости на участках, м/с.

Таким образом, продолжительность дождя, по которой принимают соответствующую его интенсивность, можно представить в виде:

$$T_p = l_{con} + 0,021 \cdot \sum (l_{can} / v_{can}) + 0,017 \cdot \sum (l_{Tp} / v_{Tp}) \quad (2.22)$$

Учитывая то, что $q_T = A/T_p$, **расход дождевых вод** по формуле предельной интенсивности стока будем определяться:

$$Q_{max} = \Psi \cdot F \cdot A / T_p, \quad (2.23)$$

или

при постоянном значении коэффициента стока:

$$Q_{max} = \Psi \cdot F \cdot A / (t_{con} + t_{can} + t_{Tp})^n, \quad (2.24)$$

при переменном значении коэффициента стока:

$$Q_{max} = z_{mid} A^{1,2} F / (t_{con} + t_{can} + t_{Tp})^{1,2n-0,1}, \quad (2.25)$$

При расчете по методу предельных интенсивностей в момент максимального расхода в расчетном сечении коллектора на верхних участках возникает свободная емкость. *Поэтому расчет дождевых коллекторов ведут не на максимальный, а на расчетный расход:*

$$Q_{col} = \beta_e \eta Q_{max}, \quad (2.26)$$

где β_e – коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости коллектора, зависит от n и уклона местности i может быть принят по приложению 5 или рассчитываться по ниже представленным схемам в зависимости от типа дождя; η – коэффициент неравномерности выпадения дождя принимается по приложение 6.

Итак, особенностью формирования дождевых стоков в канализационных коллекторах является не одновременность возникновения расчетных (максимальных) расходов на разных их участках. Нижние участки труб рассчитаны на большее время протекания, а значит, на дождь большей продолжительности, следовательно, *меньшей* интенсивности. Тогда при выпадении этого дождя верхние участки будут заполняться не полностью, т.к. они рас-

считаны на меньшую продолжительность, следовательно, на *большую* интенсивность дождя.

Поэтому при возникновении расчетного расхода на одном участке, другие будут работать с неполным заполнением.

Учет свободной емкости (см. формулу 2.26) при расчете производится с помощью коэффициента β_e :

$$\beta_e = Q_p / Q_{max}, \quad (2.27)$$

где Q_p - расчетный расход, Q_{max} - максимальный расход, л/с.

Значения коэффициента β_e зависят от того, каким образом происходит изменение интенсивности дождя во время его выпадения. Возможны 5 типов дождей:

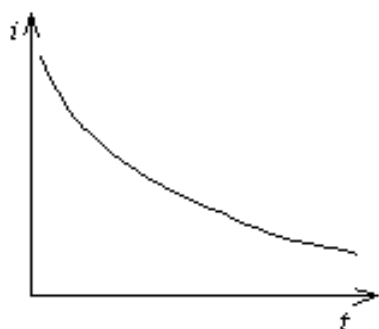


Рис. 2.5. Гидрограф дождя с максимальной интенсивностью в начале

1. Интенсивность дождя максимальна в начале (рис. 2.5): Вероятность выпадения такого дождя – 37%. Гидрограф стока описывается зависимостью:

$$Q_t = Q_{max} (t / T)^{1-n} \quad (2.28)$$

где $Q_{max} = AF/T^n$, T - полное время добегания, мин. Коэффициент свободной емкости: $\beta_I = 1-n$.



Рис. 2.6. Гидрограф дождя с равномерной интенсивностью

2. Интенсивность дождя равномерна (рис. 2.6): Вероятность выпадения такого дождя – 11%. Гидрограф стока описывается зависимостью:

$$Q_t = Q_{max} (t / T) \quad (2.29)$$

Коэффициент свободной емкости: $\beta_{II} = 1-0,5n$.

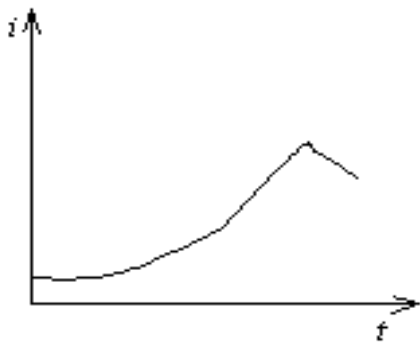


Рис. 2.7. Гидрограф дождя с максимальной интенсивностью в конце

3. Интенсивность максимальна в конце дождя (рис. 2.7): Вероятность выпадения такого дождя – 13%. Гидрограф стока описывается зависимостью:

$$Q_t = Q_{\max} (t/T)^n \quad (2.30)$$

Коэффициент свободной емкости: $\beta_{III} = 4/3(1-0,5n)$.

4. Интенсивность максимальна в середине (1) или два максимума (2) (рис. 2.8):

Вероятность выпадения соответственно – 28% и 11%.

Коэффициент свободной емкости:

$$\beta_{IV} = \beta_V = 1-0,5n.$$

Если рассчитать общий коэффициент β как средневзвешенное значение коэффициентов по вероятностям, то: $\beta_e = 1-0,7n$, если каждый дождь считать равновероятным, то: $\beta_e = 1-0,5n$.

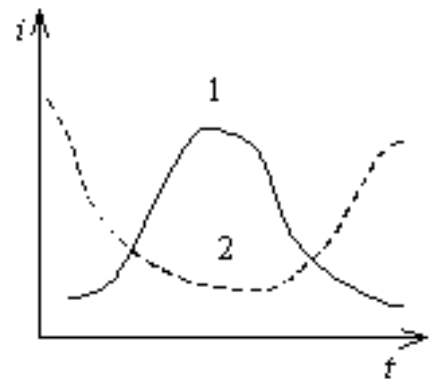


Рис. 2.8. Гидрограф дождя с максимальной интенсивностью в середине (1) и двумя максимумами (2)

Таким образом, используя коэффициент β_e , можно уменьшить расчетный расход (см. формулу 2.25) или, наоборот, уменьшить уклон трубопровода при старом диаметре:

$$i_{ce} = i_0 \beta_e^{2/3}, \quad (2.31)$$

где i_0 – уклон трубопровода без учета свободной емкости.

Скорость воды рассчитывается при полном заполнении трубы, хотя на самом деле она увеличивается в $1/\beta_e$ раз.

При больших уклонах местности ($i > 0,03$): $\beta_e = 1$, а при $i = 0,01 \dots 0,03$: $\beta_e = 1-0,35n$.

В практике бывают случаи, когда максимальный расход рассчитывают не по всей, а только по части площади стока:

- при резкой неравномерности распределения площадей стока по длине трассы,
- при значительной разнице в коэффициентах стока,
- при резком различии уклонов по трассе,
- при стоке с 2-х самостоятельных бассейнов.

2.5. Сток талых и поливомоечных вод

При расчете дождевой сети на часто повторяющиеся дожди малой интенсивности при периоде однократного превышения расчетной интенсивности дождя $p = 0,25 \dots 0,33$ и при большой площади бассейна стока необходимо проводить поверочные расчеты на сток талых вод.

Наиболее простой способ расчета интенсивности снеготаяния q , мм/сут – это способ с применением температурных коэффициентов:

$$q = k_c \Sigma t_2, \quad (2.32)$$

где Σt_2 – сумма положительных среднесуточных значений температуры воздуха на высоте 2 м, °С; k_c – коэффициент стаивания, значение его составляет примерно 2,5...6 мм/°С.

Для приближенных расчетов средний многолетний слой талых вод с водосборных бассейнов площадью $F > 100 \text{ км}^2$ может быть принят по карте изолиний (рис. 2.9). Для малых бассейнов ($F < 100 \text{ км}^2$) вводятся поправочные коэффициенты: 1,1 – при холмистом рельефе и глинистых почвах; 0,9 – при равнинном рельефе и песчаных почвах; 0,5 – при особо больших потерях стока (сосновый лес на песках).

Плотность свежавыпавшего снега составляет 0,07...0,14 г/см³, плотность снега к концу зимы $\approx 0,5$ г/см³. При повышении температуры выше 0°С начинается таяние снега с образованием плотной корки – *наста*. Снежный покров предохраняет почву от глубокого промерзания. В период таяния снег поглощает около 50 % солнечной энергии.

Расчетный слой суммарного стока различной обеспеченности можно вычислить по формуле:

$$h_p = \bar{h}(1 + C_v \Phi), \quad (2.33)$$

где $\bar{h}$ – среднее значение годового слоя стока талых вод, мм; C_v – коэффициент вариации среднегодового слоя стока талых вод (рис. 2.10); Φ – нормированное отклонение от среднего значения ординат биномиальной кривой обеспеченности, находится по специальным таблицам.

Для расчетов расхода от снегового стока используют формулу:

$$Q_{сн} = k_0 k_y h_p F / (F + 1)^n, \quad (2.34)$$

где F – площадь водосборного бассейна, га; k_0 – коэффициент дружности таяния снега; k_y – коэффициент, учитывающий частичный вывоз и окучивание снега, n – табличное значение, принимается в зависимости от климатической зоны.

Среднегодовой объем W , (м^3) талого стока в период весеннего снеготаяния будет:

$$W_T = 10 h_0 F \psi_T k_y, \quad (2.35)$$

где ψ_T – коэффициент стока талых вод; F и k_y – (см. в формуле (2.33)). При этом F следует брать равной всей площади бассейна независимо от его конфигурации и характера.

Сток поливочных вод из-за небольшого объема не учитывается при гидравлическом расчете сетей водоотведения, однако обязательно учитывается в расчетах загрязненности стоков при их очистке.

Объем поливочного стока за год:

$$Q_{год} = 0,09 k_{дор} F a_m, \quad (2.36)$$

где $k_{дор}$ – доля площади дорог в городе ($\approx 20\%$); F – площадь бассейна водосбора, га; a_m – количество дней, в течение которых производится мойка (≈ 150).

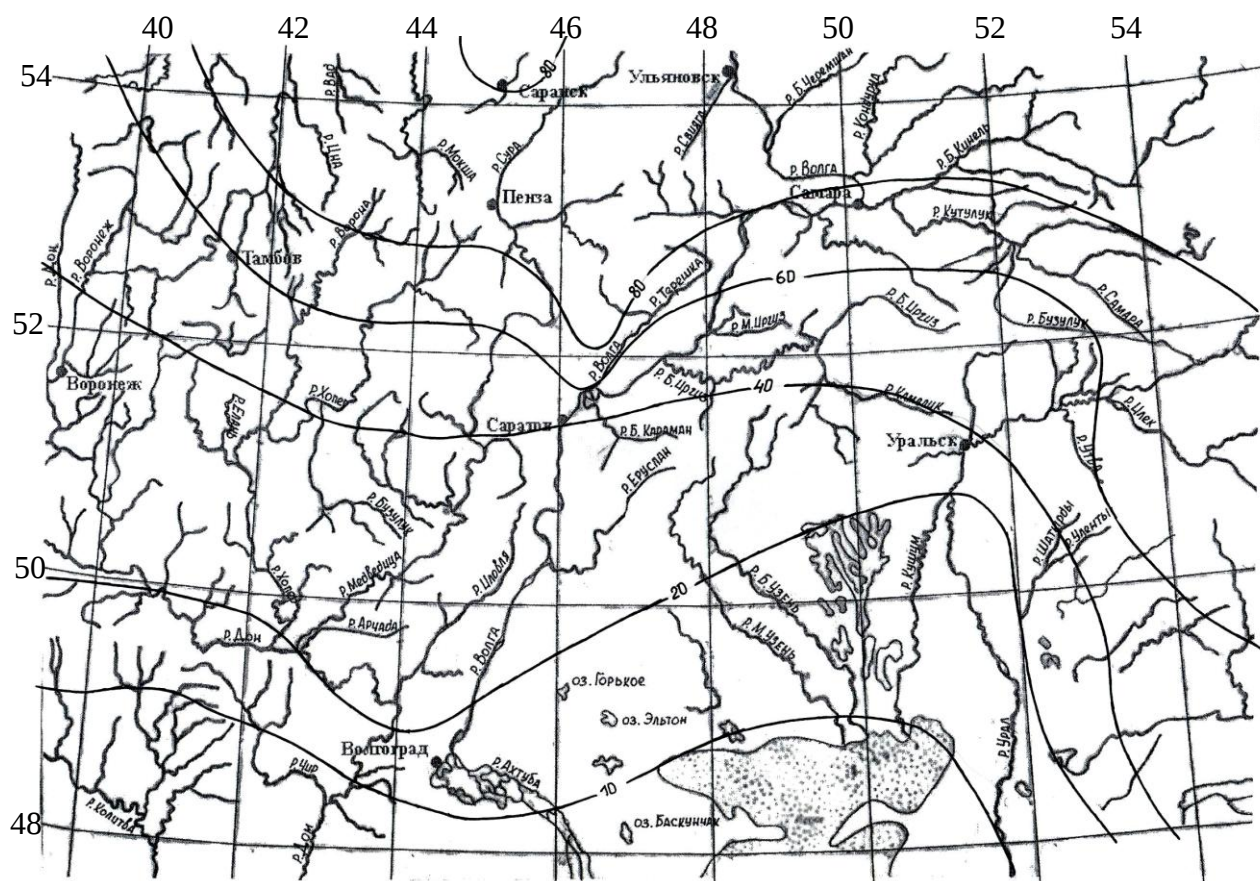


Рис. 2.9. Карта среднемноголетнего слоя стока (мм) талых вод

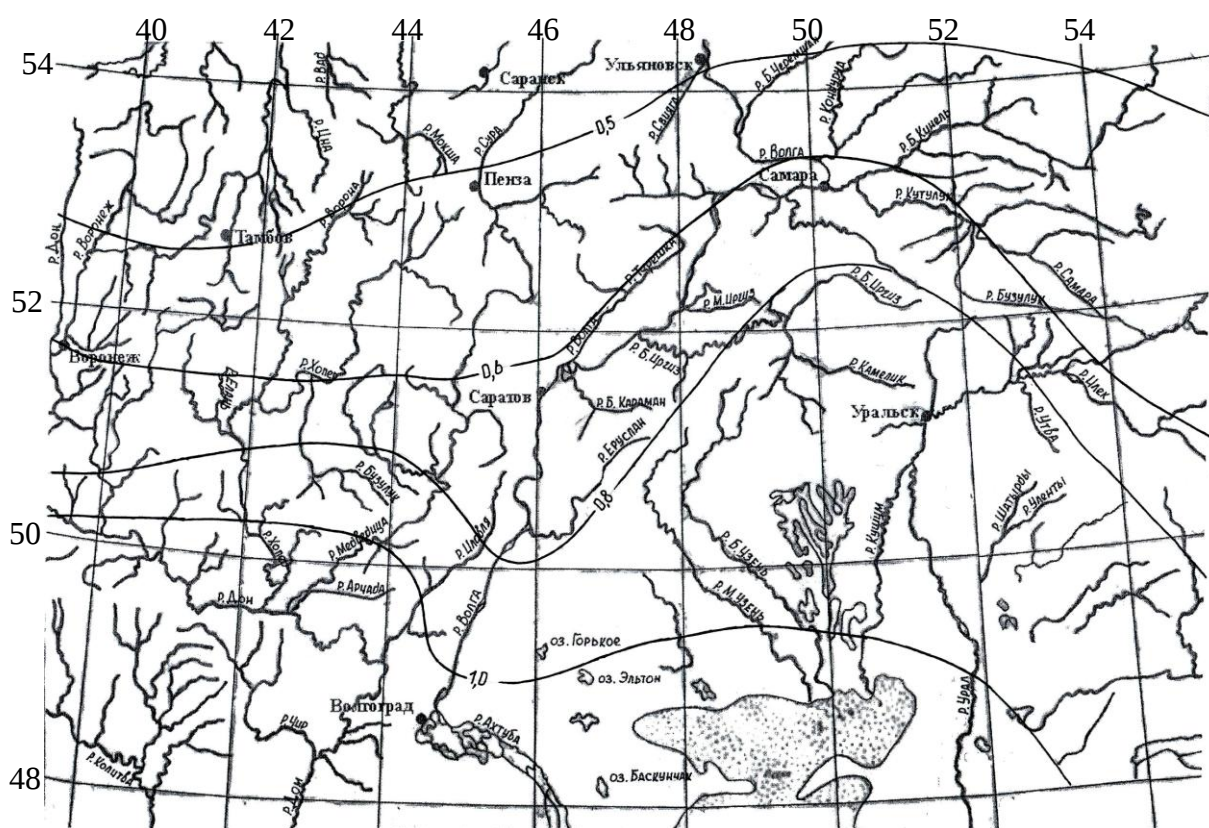


Рис. 2.10. Карта коэффициента вариации среднемноголетнего слоя стока талых вод

Удельный среднесуточный за поливочный сезон расход воды на поливку в расчете на одного жителя можно принимать 50 – 90 л/сут.

2.6. Приток инфильтрационных вод

Эксплуатационные наблюдения показывают, что в сетях дождевой канализации, уложенной ниже уровня грунтовых вод, практически непрерывно в течение года имеет место приток инфильтрационных вод. Поэтому дождевой и талый стоки всегда разбавлены инфильтрационными водами, что существенно влияет на их состав.

Величину расхода инфильтрационных вод в сети дождевой канализации следует определять на основе специальных исследований. В настоящее время эти данные отсутствуют и расходы притока инфильтрационных вод предлагается принимать по литературным данным, согласно которым их значения колеблются от 0,05 до 0,15 л/с с 1 га, причем 0,15 л/с с 1 га – для стран Европы, где промерзание грунтов, препятствующее просачиванию в грунт, практически отсутствует. С учетом промерзания грунтов в наших условиях указанная величина может быть уменьшена до 0,085 (иногда до 0,13) л/с с 1 га. Тогда в среднем можно принять: $H_{инф} = 0,085 \cdot 3,6 \cdot 24 \cdot 365 = 268 \text{ мм/год} = 2680 \text{ м}^3/\text{год с 1 га}$. Из этого количества на дождевую сеть рекомендуется принимать 2010 м³/год на 1 га, на бытовую – 670 м³/год на 1 га.

Максимальный расчетный расход (л/с) притока инфильтрационных вод в сухую погоду в коллекторе, составляет:

$$Q_{инф.макс} = 0,13F, \quad (2.37)$$

где F - площадь водосбора данного коллектора, га.

Трубопроводы могут быть расположены в зонах аэрации, капиллярной, грунтовых вод и в зоне межпластовых безнапорных вод. В зонах аэрации и капиллярной может иметь место только эксфильтрация сточных вод из трубопровода в грунт. При расположении сети в зонах грунтовых вод, а также межпластовых безнапорных грунтовых вод возможна инфильтрация этих вод внутрь тру-

бопровода через стенки трубопроводов, стыки труб, стенки и днища смотровых колодцев.

Величину инфильтрации определяют путем замеров поступления воды на построенных, но не включенных в эксплуатацию трубопроводах, уложенных ниже уровня грунтовых вод. Для дождевой сети эти замеры можно проводить в сухую погоду в период эксплуатации. На основании замеров на ряде трубопроводов в Москве, Санкт-Петербурге величину инфильтрации можно принимать от 20 до 45 м³/сут на 1 км сети при напоре грунтовых вод до 3,0 м. При глубине заложения трубопровода свыше 3,0 м величина инфильтрации возрастает на 50 % на каждый метр заглубления.

Глава 3

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ВОДООТВОДЯЩИХ СЕТЕЙ

3.1. Основные исходные данные для проектирования водоотводящих сетей

Для разработки проекта водоотводящей сети населенного пункта основным и исходным материалом служит проект планировки, для промышленного предприятия – генплан.

Кроме этого, для проектирования необходимы данные топографических, гидрологических, геологических и гидрогеологических изысканий. Нормативные допущения для проектирования водоотводящих сетей находятся в СНиП 2.04.03-85 [7] и различных инструкциях.

Предпроектные разработки включают:

1. Техничко-экономическое обоснование строительства и проектирования объектов, т.е.: общие данные, основные решения и т.д.
2. Схемы комплексного использования и охраны водных ресурсов.
3. Схемы и проекты районной планировки.

Кроме этого, должны быть собраны следующие исходные данные:

- сведения о существующих схемах водоснабжения и водоотведения объекта;
- данные по объекту:
 - а) число жителей;
 - б) плотность населения и системы благоустройства;
 - в) пропускная способность общественных зданий и коммунальных предприятий;
 - г) виды промышленных предприятий, характеристики производства, количественный и качественный состав стоков;
 - д) гидрологические, геологические и метеорологические данные;
 - е) гидрология по водоемам;
 - ж) топографические материалы по объекту.

3.2. Стадии проектирования

Разработка проектно-сметной документации может выполняться в одну стадию – *рабочий проект* или в две стадии – *проект* и *рабочая документация*.

Стадийность проектирования определяется в технико-экономическом обосновании (ТЭО) или технико-экономических расчетах (ТЭР), исходя из того, что проектирование технически несложных объектов и объектов технического перевооружения выполняется в 1 стадию. Двухстадийное проектирование обычно применяется при строительстве крупных и сложных объектов.

Перед началом проектирования заказчиком проекта составляется задание на проектирование. В проектах (рабочих проектах) осуществляется необходимая доработка и детализация проектных решений, принятых в ТЭО (ТЭР) и уточняются основные технико-экономические показатели. Стоимость проектных работ определяется на основе “Сборника цен на проектные и изыскательские работы” с повышающим коэффициентом.

3.3. Гидравлический расчет дождевой сети

Метод расчета дождевых сетей должен тесно увязывать метеорологические и гидравлические факторы действительных физических явлений. В ходе расчета определяются размеры и уклоны лотков, каналов и труб. Основным исходным данным является *расчетный расход* $Q_{\max}$, который определяется по методу предельных интенсивностей прежде всего в зависимости от расчетного времени протока T_p до расчетного сечения.

Главной особенностью гидравлического расчета дождевых сетей является то, что величина расчетного расхода (по которому принимается диаметр и уклон трубы) связана с продолжительностью протока по сети, а значит, зависит от диаметра и уклона. По этой причине весь расчет приходится производить методом последовательных приближений.

Итак, гидравлический расчет необходимо проводить в следующем порядке:

1. Производится трассировка дождевой сети и разбивка кварталов на площади стока, с последующим определением величин площадей стока.

2. Затем следует установить среднее значение t_{con} и t_{can} для отдельных бассейнов стока или всей сети в целом. Далее задавшись скоростью протока на первом участке коллектора, вычисляем время протока по нему воды t_{tp} и по формуле (2.22) - продолжительность, а по (2.16) и (2.18) рассчитывают z_{mid} и параметр A . После этого используя выражения (2.24) или (2.25) устанавливают расчетный расход на участке при принятой площади стока. Либо строится вспомогательный график (см. рис. 3.1) зависимости интенсивности q_T , рассчитанной по выражению (3.1) от времени протока по трубам t_{tp} (при принятых значениях t_{con} и t_{can}):

$$q_T = \eta \beta_e z_{mid} A^{1,2} / (t_{con} + t_{can} + t_{tp})^{1,2n-0,1} \quad (3.1)$$

3. По графику (рис. 3.2) или специальным таблицам находим диаметр труб при условии, что скорости течения дождевых вод в них не менее минимальных.

Расчет начинается, как правило, с наиболее длинного коллектора бассейна. задается скорость протока v_{tp} на расчетном участке (например, 0,6 м/с – минимальная скорость см. п. 1.16). Для первого (верхового) участка определяется время протока по трубам t_{tp} , затем находится интенсивность q_T (л/с·га),

соответствующая этому времени и рассчитывается сам расчетный расход коллектора:

$$Q_{col} = q_T F, \quad (3.2)$$

где F – площадь стока, примыкающая к расчетному участку, га.

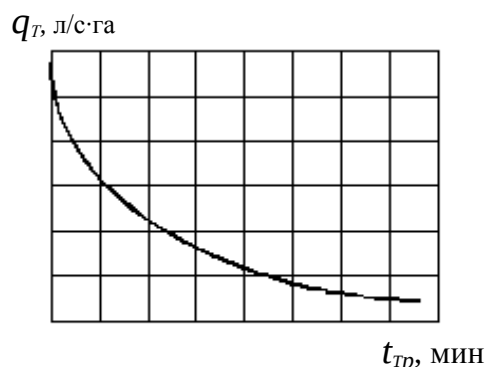


Рис. 3.1. Зависимость интенсивности от продолжительности

При этом, в формулу (3.2) необходимо вводить β_e – коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости коллектора, а также η – коэффициент неравномерности выпадения дождя (см. формулу (2.26)), т.е.:

$$Q_{cal} = \beta_e \eta q_T F \quad (3.3)$$

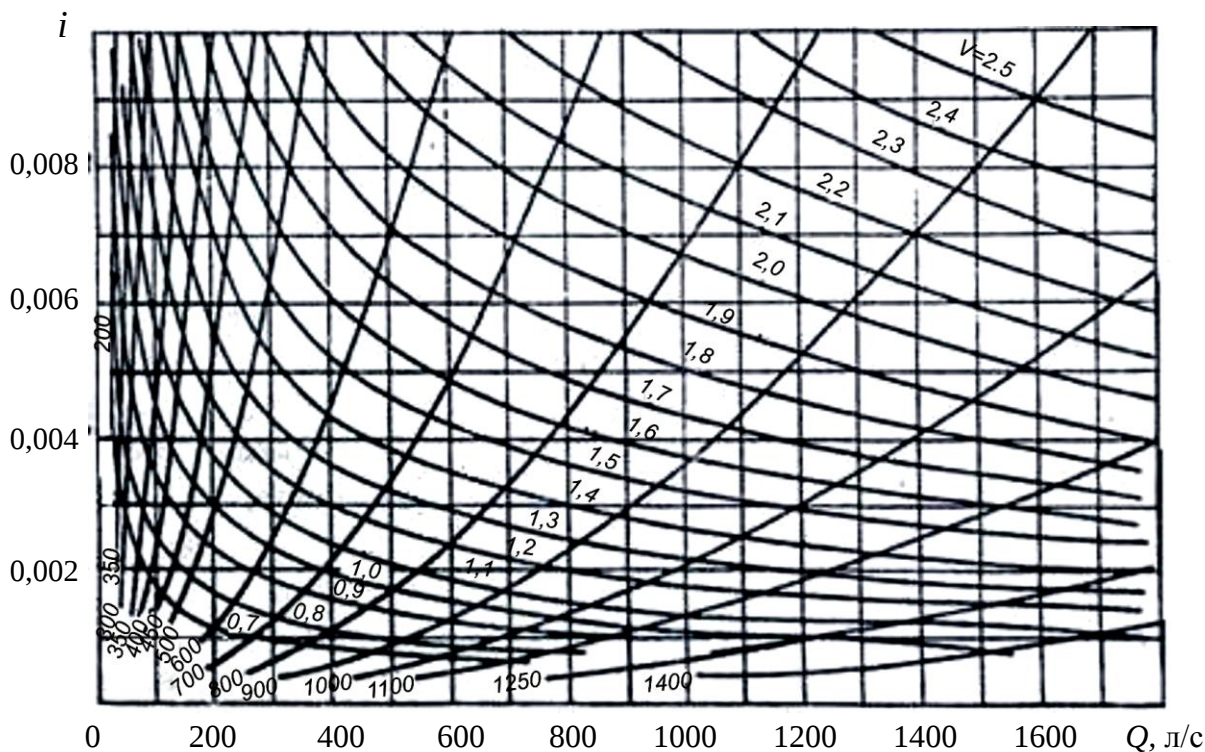


Рис. 3.2. Зависимость уклона канализационных труб от расхода жидкости при различных диаметрах и скоростях течения при полном заполнении труб

4. Для последующих участков время протока $t_{тр}$ обязательно суммируется с временем протока на всех предыдущих участках.

Если расчетный расход окажется меньше расхода на предыдущем участке, его принимают равным расходу на вышележащем участке.

5. По соответствующим таблицам или номограммам (рис. 3.2) находится уклон и диаметр трубы (при полном заполнении) таким образом, чтобы пропускная способность и скорость течения в ней отличались от ранее заданных значений q_{col} и $v_{тр}$ не более чем на 10%. Если предварительно заданная скорость все же отличается от вычисленной, следует повторить расчет при вычисленной скорости и скорректировать значение расхода.

6. Далее таким же способом рассчитываем последующие участки: задаем скорость течения, находим время протока по участку, суммируем его со временем протока на предыдущих участках (от начала коллектора), по суммарному времени находим расчетный расход и диаметр трубопровода, а затем корректируем их до тех пор, пока скорости воды не станут мало отличаться от принятых при определении времени протока по участку.

7. Производится определение отметок и глубин заложения труб, а также высотное проектирование сети. Строятся продольные профили коллекторов.

Расчетный расход, определенный методом предельной интенсивности, является максимальным для данного бассейна при любом характере изменения интенсивности в процессе выпадения дождя, но при условии равномерного нарастания площадей стока в бассейне.

В практике могут встретиться случаи, когда определенный таким образом расход оказывается заниженным и не может быть принят за расчетный. Тогда максимальный расход получается при стоке не со всей обслуживаемой площади, а лишь с некоторой ее части, равной времени добегания на этой части площади. Такое положение возникает в следующих случаях: при резкой неравномерности распределения стока по длине водостока; при значительной разности в коэффициентах стока, например, в верховой и низовой частях бассейна; при резком различии уклонов поверхности земли по трассе длинного водостока и при стоке с двух самостоятельных несмежных бассейнов. Анализ показал, что условия образования максимального расхода с части площади бассейна создаются лишь при резко выраженных неравномерностях стока, а также при совпадении двух или трех из указанных случаев, когда разница в расходах воды со всего бассейна и с части площади не превышает 10 %. Следовательно, в таких случаях надо проверять расчеты и за расчетный принимать максимальный расход. Это касается в основном бассейнов с длинными водостоками, время протока по которым более 30 мин, что значительно превышает время поверхностной концентрации.

В случаях слияния двух потоков, когда один коллектор отводит дождевые воды с двух самостоятельных бассейнов, отстоящих один от другого, расчетным

считается наибольший расход, полученный в результате наложения двух гидрографов стока с этих бассейнов.

3.4. Гидравлический расчет дождеприемников

Гидравлический расчет дождеприемников сводится к определению их пропускной способности с учетом особенностей работы в зависимости от схемы расположения в лотке.

Основными факторами, определяющими расход дождеприемника Q_0 в треугольном несимметричном лотке на участке улицы с продольным уклоном одного знака, являются расход в лотке Q_o , значения продольного i_{np} и поперечного $i_{пoп}$ уклонов лотка, тип дождеприемника и размеры его отверстия, сквозность, характер расположения и форма стержней решеток, перекрывающих отверстия дождеприемника.

Как указывалось в п. 1.5 настоящего учебного пособия, расстояние между дождеприемниками при затяжном уклоне улиц $i \geq 0,005$ устанавливается исходя из условия, что ширина потока перед решеткой не должна превышать 2 м. При закрытой дождевой сети на территории кварталов дождеприемники должны устанавливаться на расстоянии 50, 60, 70 или 80 м при уклоне улицы соответственно 0,004; 0,004- 0,006; 0,006-0,01 и 0,01-0,03.

Пропускная способность (m^3/c) вертикального отверстия в бордюрном камне без всяких устройств невелика и может быть определена по формулам:

- при $H_o < 1,4h$, когда отверстие работает как боковой водослив с широким порогом:

$$Q_{отв} = 1,48l_{отв} H^{1,5} \quad (3.4)$$

- при $H_o > 1,4h$, когда верхняя кромка отверстия затапливается,

$$Q_{отв} = 2,8\omega_{отв} H^{0,5}, \quad (3.5)$$

где H – глубина воды перед отверстием, м; $H_o = H + v^2/2g$ – гидродинамический напор перед решеткой, м; v – скорость течения воды на подходе к отверстию, м/с; h - высота отверстия, м; $l_{отв}$ и $\omega_{отв}$ – длина (м) и площадь (m^2) отверстия.

Устраивать водопропускные отверстия в виде вертикального отверстия в бордюрном камне на затяжных спусках не рекомендуется, так как большая часть воды «проскакивает» мимо них.

Горизонтальные кюветные впуски (см. п. 1.5 *дождеприемники с горизонтальным отверстием, перекрытым решеткой*) на дорожной поверхности привлекательны тем, что имеют большую пропускную способность. Однако при большой нагрузке от транспорта решетки могут ломаться, а при их повреждении колеса автомобилей могут проваливаться во впускные отверстия. Решетки подвержены засорению, а наиболее эффективные в гидравлическом отношении решетки с продольной щелью шириной 25 мм представляют опасность для велосипедистов.

В соответствии с ГОСТ 26008-83 [2] на дождеприемниках в пониженных местах на улицах при пилообразном продольном профиле лотков (уклон улиц $< 0,005$) и в парках рекомендуется устанавливать малые чугунные прямоугольные решетки типа ДМ (дождеприемник малый) с размерами $l_p = 58$ см и $b = 30$ см. В населенных пунктах с пересеченным рельефом при продольном уклоне улиц $i \geq 0,005$ рекомендуется применять большие чугунные прямоугольные решетки типа ДБ (дождеприемник большой) с размерами $l_p = 80$ см и $b = 40$ см.

При малых глубинах лотка, если выполняется соотношение $H_0 < 1,33(\omega_{pеш} / l_{pеш})$, решетка, установленная в пониженном месте, не перекрывается слоем воды и работает как водослив с широким порогом, т.е. вода поступает в дождеприемник по периметру с расходом ($\text{м}^3/\text{с}$):

$$Q_{pеш} = 1,55 l_{pеш} H^{1,5}, \quad (3.6)$$

где $l_{pеш}$ — длина той части периметра решетки, на которой происходит прием воды, м; H — глубина воды в лотке перед решеткой, м; H_0 и v — смотри в формуле 3.5.

При $H_0 > 1,33(\omega_{pеш} / l_{pеш})$, когда решетка покрыта слоем воды и работает по схеме истечения через отверстие, расход ($\text{м}^3/\text{с}$) определяется по формуле

$$Q_{реш} = 2\omega_{реш}\sqrt{H}, \quad (3.7)$$

где $\omega_{реш}$ – площадь отверстий решетки, м.

При расчете решеток типа ДБ на улицах с затяжным уклоном следует учитывать, что часть воды будет «проскакивать» мимо решетки. Таким образом, к каждому из расположенных ниже дождеприемников притекает все больший расход. Расход в лотке перед дождеприемником определяется как сумма расчетного расхода дождевых вод с площади водосбора, относящегося к данному дождеприемнику, и расходов проскока мимо предыдущего дождеприемника (см. п. 1.5, рис. 1.8, а).

Пропускную способность решеток, установленных в пониженных местах лотков с пилообразным продольным профилем рекомендуется принимать по табл. 3.1.

Таблица 3.1

Пропускная способности (л/с) решеток дождеприемников,
установленных в пониженных местах

Типы решеток	Глубина потока в лотке перед решеткой, см									
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Малая прямоугольная типа ДМ	6,5	18,6	34,2	52,6	76,3	80,4	86,8	92,9	98,4	104
Большая прямоугольная типа ДБ	9	25	46	70	98	129	140	149	159	167

Пропускная способность решёток, установленных в лотках с продольным уклоном $i_{пр}$, определяется расходом воды в лотке перед решеткой и поперечным уклоном. Эта величина для решеток типа ДМ и ДБ принимается на основе исследований по табл. 3.2 и 3.3.

При плоском рельефе местности и отведении дождевых вод с неблагоустроенных территорий в ряде случаев применяются дождеприемники с осадочной частью глубиной 0,5-0,7 м. При такой конструкции дождевая сеть в меньшей степени засоряется землей и песком, но осадочные части дождеприёмников следует регулярно очищать.

Таблица 3.2

Пропускная способность (л/с) решеток **типа ДМ**, установленных в лотках с продольным уклоном $i_{np} = 0,0025$ (числитель) и $i_{np} = 0,005$ (знаменатель)

Расход воды в лотке перед решеткой, л/с	Поперечные уклоны лотков			
	0,01	0,02	0,03	0,04
20	12/14	13,5/15	15/16	16/17
40	18,5/17	21/21	23/24	25,7/27
60	27/20	30/26	32/30	33,5/34
80	32/27	35/33	37/37	39/41,5
100	35/31	38/37	41/41	44/45

Табли-

ца

3.3

Пропускная способность (л/с) решеток **типа ДБ**, установленных в лотках с продольным уклоном i_{np}

Расход воды в лотке перед решеткой, л/с	Поперечные уклоны лотков			
	0,01	0,02	0,03	0,04
При $i_{np} = 0,005$ (числитель) и $i_{np} = 0,02$ (знаменатель)				
20	15/16	16,5/17	18/19	19/20
40	20/25	26/28	30/32	33/34
60	28/30	36/38	41/42	44/45
80	34/38	39/46	48/50	52/54
100	40/42	46/48	52/59	59/64
При $i_{np} = 0,03$ (числитель) и $i_{np} = 0,04$ (знаменатель)				
20	16/17	17/18	19,3/19,	20/20
40	25/26	29/30	33/34	35/38
60	33/34	40/41	46/48	48/52
80	40/42	49/50	57/59	58/63
100	45/50	54/59	64/71	68/78

За рубежом, кроме того, применяют дождеприемники со съемными корзинами под дождеприемными решетками для удержания листьев и мусора. Корзины периодически должны очищаться от задержанных загрязнений.

3.5. Гидравлический расчет перепадных колодцев

3.5.1. Расчет перепада с водосливом практического профиля

Гидравлический расчет перепадов с водосливом практического профиля производится по формулам гидравлики для сопряжения бьефов и сводится к определению длины водобойной части $l_k = l_2$, глубины водобойного колодца d_k и координат водосливной поверхности x и y (см. рис. 3.3).

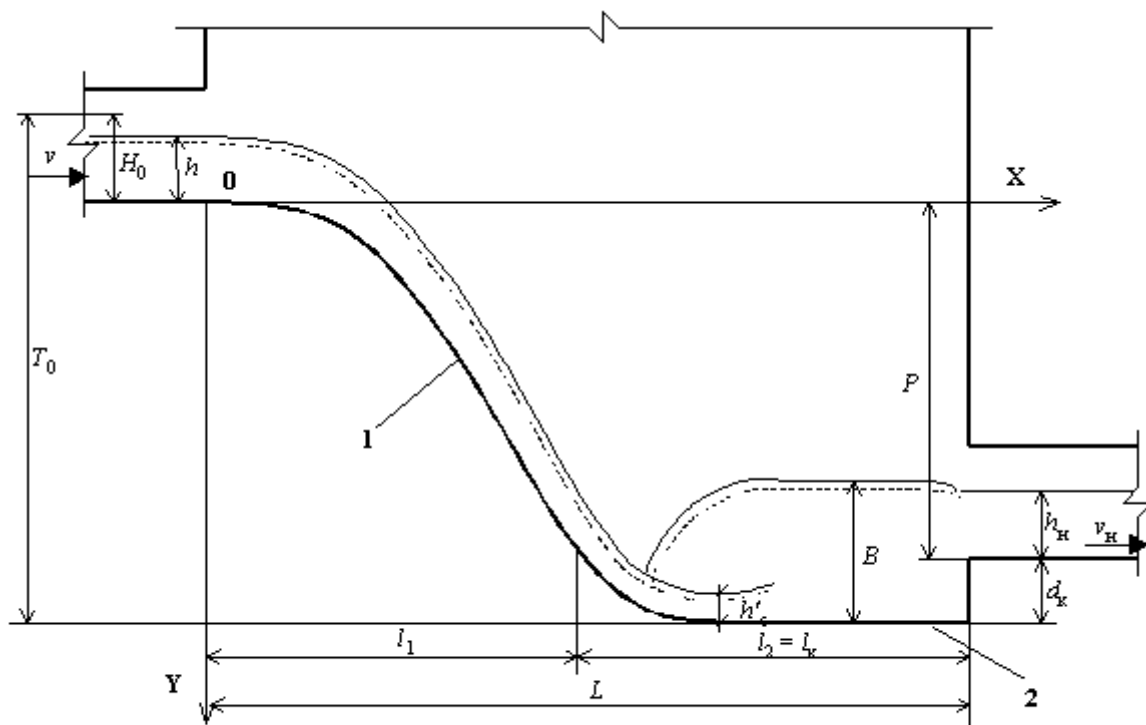


Рис. 3.3. Схема к расчету перепада с водосливом практического профиля

1 – водосливная поверхность; 2 – водобойная часть

В начале расчета находится глубина h в подводящем коллекторе и скорость воды в нем v . Затем определяется удельная энергия потока T_0 на подходе, задаваясь первоначальной глубиной водобоя d'_k :

$$T'_0 = H_0 + P + d'_k, \quad (3.8)$$

где $H_0 = h + v^2/2g$ (т.е. глубина + скоростной напор), м; P – высота перепада между лотками подводящего и отводящего трубопроводов, м.

Рассчитывается скорость потока в сжатом сечении внизу:

$$v_c = \varphi \sqrt{2gT'_0}, \quad (3.9)$$

где φ – коэффициент, равный 0,9.

Определяется вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка h_c'' :

$$h_c'' = \frac{h_c'}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_{kp}^3}{h_c'^3}} - 1 \right), \quad (3.10)$$

где h_c' – первая сопряженная глубина, рассчитываемая по формуле:

$$h_c' = Q/bv_c, \quad (3.11)$$

здесь Q – пропускная способность перепада, м³/с, b – ширина водослива или водобойного колодца (принимается равной, например, диаметру коллектора), м; h_{kp} – критическая глубина, м:

$$h_{kp} = \sqrt[3]{Q^2 / b^2 g} \quad (3.12)$$

Определяется глубина водобойного колодца:

$$d_k = B - h_n = \sigma h_c'' - h_n, \quad (3.13)$$

где B – высота водяной подушки, м; σ – коэффициент равный 1,05; h_n – глубина воды в отводящем коллекторе, м.

Если d_k и d_k' – значительно отличаются, то расчет повторяют до тех пор, пока погрешность между ними не станет незначительной.

Рассчитывается длина водобойной части:

$$l_k = 2,7h_c'' \quad (3.14)$$

Определяются координаты поверхности водослива по следующей формуле:

$$X = l_1 \sqrt{Y/P}, \quad (3.15)$$

где l_1 – длина водослива, м:

$$l_1 = 1,15 \sqrt{H_0(P + 0,33H_0)} \quad (3.16)$$

Наконец, общая длина перепадного колодца составит:

$$L = l_1 + l_k \quad (3.17)$$

3.5.2. Расчет трубчатых перепадов

Размеры основных конструктивных элементов трубчатых перепадов, а именно – стояков и водобойных колодцев, определяются при их гидравлическом расчете (см. рис. 3.4). Исходными данными к расчету являются расход стоков, отметки подводящей и отводящей труб, их наполнения и скорости течения.

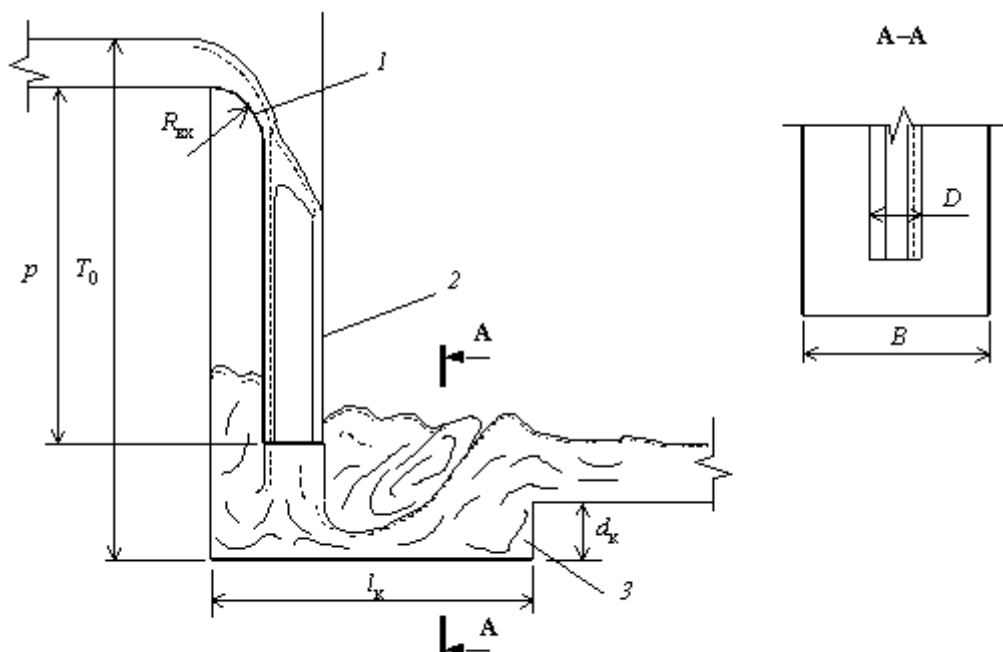


Рис. 3.4. Схема к расчету трубчатого перепада

1 – входная воронка; 2 – стояк; 3 – водобойный колодец

В зависимости от величины расхода различают три основных типа движения жидкости в стояках перепадов: *безнапорный* (расчетный) – степень заполнения сечения стояка $K < 1$; *напорный* – полное заполнение стояка жидкостью по всей высоте ($K = 1$); *переходный* – $K \leq 1$, причем $K = 1$ только в верхней части стояка.

При расчете сначала определяется диаметр стояка D . Для этого задаются отношением $R_{вх}/D$ (здесь $R_{вх}$ – радиус входной воронки) и рассчитывают параметр A по формуле:

$$A = 0,61 \sqrt{g \left(\frac{R_{ax}}{D} + 1,5 \right)} \quad (3.18)$$

Затем рассчитывают непосредственно диаметр стояка:

$$D = (AQ)^{0,4}, \quad (3.19)$$

где Q – расчетный расход в подводящем трубопроводе, м³/с.

После этого рассчитывается средняя скорость на выходе из стояка v_{cp} :

$$v_{cp} = \varphi \sqrt{2gT_0}, \quad (3.20)$$

где T_0 – высота перепада с учетом глубины потока и скоростного напора, м; φ – коэффициент скорости, который зависит от сопротивления:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta}}, \quad (3.21)$$

где $\sum \zeta$ – суммарный коэффициент сопротивления (местного и по высоте стояка). При плавном закруглении на входе $\sum \zeta$ примерно равен:

$$\sum \zeta = \lambda p / 4R, \quad (3.22)$$

где λ – коэффициент сопротивления трению по длине стояка, который можно определить, например, исходя из формулы Павловского:

$$\lambda = \frac{8gn^2}{R^{2y}}, \quad (3.23)$$

где n – коэффициент шероховатости (0,013 – 0,014); $y \approx 1,5\sqrt{n}$ – показатель степени; p – высота трубчатого перепада, м; R – средний по высоте гидравлический радиус, м:

$$R = \frac{Q}{\pi D v_{cp}} \quad (3.24)$$

Так как λ в конечном счете тоже зависит от средней скорости v_{cp} , то коэффициент скорости φ рассчитывают методом последовательного приближения.

Для чугунных стояков диаметр принимается 200...1000 мм, для железобетонных – 1500...2000 мм.

Дальнейший расчет заключается в определении геометрических размеров водобойного колодца в основании перепада, который предназначен для гашения энергии падающей воды.

Водобойные колодцы трубчатых перепадов бывают *прямоугольными и цилиндрическими*.

При расчете прямоугольного водобойного колодца необходимо определить длину l_k и глубину колодца d_k (см. рис. 3.5). Ширина B принимается по конструктивным соображениям в зависимости от размеров стояка. Обычно $B \geq 1,5D$.

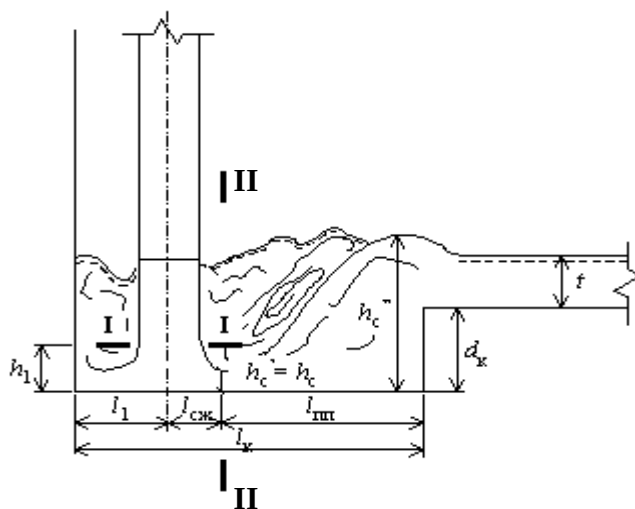


Рис. 3.5. Схема к расчету прямоугольного водобойного колодца

1. Определение глубины колодца d_k .

Если рассмотреть уравнение Бернулли для сечений **I–I** и **II – II**, и принять сечение **I–I** на небольшом расстоянии от дна (т.е. глубина h_1 примерно равна глубине в сжатом сечении h_c), то скорость в сжатом сечении можно определить по формуле:

$$v_c = v_1 \sqrt{1 - \zeta_{ск}} \quad (3.25)$$

где v_1 – скорость в сечении **I–I**, которую можно принять равной скорости на выходе из стояка, м/с; $\zeta_{ск}$ – коэффициент сопротивления колодца, принимается по специальным таблицам в зависимости от соотношения B/D .

Первая сопряженная глубина гидравлического прыжка h'_c в данном случае (при надвинутом прыжке) равна глубине воды в сжатом сечении:

$$h'_c = h_c = Q/Bv_c \quad (3.26)$$

Вторая сопряженная глубина h''_c рассчитывается по формуле (3.10). В данном случае $h_{кр}$ – критическая глубина, для прямоугольного колодца определяется:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha Q^2 / B^2 g}, \quad (3.27)$$

здесь $\alpha = 1,0 \dots 1,1$.

Тогда глубина колодца в этих условиях находится по зависимости:

$$d_k = \sigma h''_c - t, \quad (3.28)$$

где t – бытовая глубина в отводящем коллекторе, м; σ – коэффициент затопления гидравлического прыжка, равный $1,05 \dots 1,3$.

На практике при расчете перепада вначале определяют среднюю скорость v_{cp} при принятой глубине колодца $d_k = 0$. Затем рассчитывают новое значение d_k и корректируют высоту перепада T_0 . Расчет повторяется примерно 2–3 раза.

2. Определение длины колодца l_k .

Общая длина колодца складывается из величин (см. рис. 3.25):

$$l_k = l_1 + l_{сж} + l_{nn}, \quad (3.29)$$

где l_1 – расстояние от оси стояка до стенки, равное не менее $1D$, м; $l_{сж}$ – расстояние от оси стояка до сжатого сечения, м, $l_{сж} = 0,5D$, l_{nn} – длина подпертого гидравлического прыжка, м, может определяться по формуле:

$$l_{nn} = 4,5\beta h''_c, \quad (3.30)$$

где $\beta = 0,5$.

3.5.3. Расчет перепадного колодца с отбойно-водосливной стенкой

Этот вид перепада наиболее прост по конструкции и может быть устроен в колодцах и шахтах любых размеров и форм поперечного сечения.

Вертикальная отбойно-водосливная стенка (ОВС), по одной стороне которой стекает жидкость, делит объем шахты на две части: *водопрпускную* и *эксплуатационную* (см. рис. 3.6).

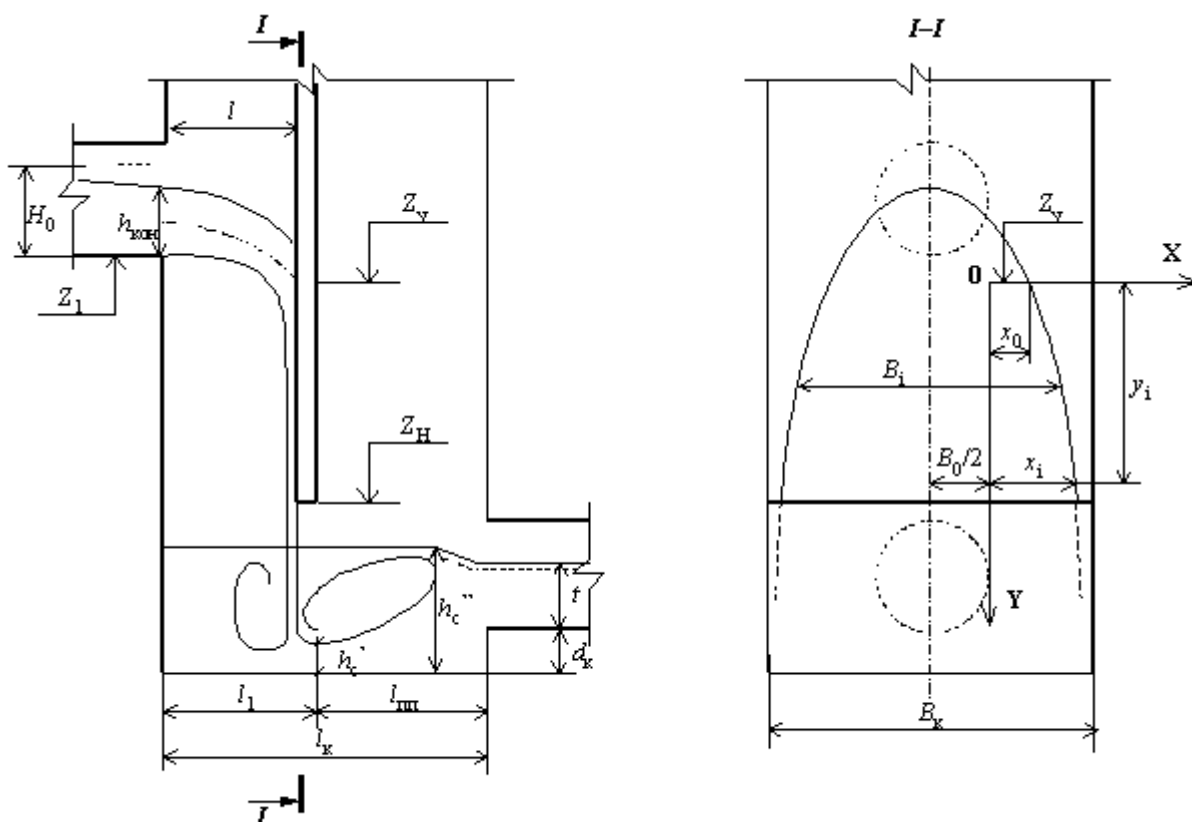


Рис. 3.6. Схема к расчету перепада с отбойно-водосливной стенкой

Жидкость растекается по отбойно-водосливной стенке под действием сил трения и тяжести, формируя границы растекания. Ширина потока увеличивается с высотой падения. Для повышения устойчивости к механическим воздействиям падающего потока, стенку и водобойный колодец целесообразно облицовывать металлом.

При расчете таких перепадов необходимо определить границы растекания потока по стенке, скорость жидкости и размеры водобойного колодца в нижней части.

Основы расчета

Конструктивно принимают ширину стенки B_c , например, равную ширине водобойного колодца B_k .

1. Определяется скорость потока в конце подводящего коллектора:

$$v_{кон} = Q/w_{кон}, \quad (3.31)$$

где $w_{кон}$ – площадь живого сечения в конце трубопровода, m^2 , находится в зависимости от глубины потока на конце коллектора $h_{кон}$:

$$h_{кон} = 0,745h_{кр}, \text{ (при } h_{кр} < h_0), \quad (3.32)$$

$$h_{кон} = h_0, \text{ (при } h_{кр} > h_0), \quad (3.33)$$

здесь: $h_{кр}$ – критическая глубина, м; h_0 – глубина при равномерном движении в коллекторе, м.

Критическую глубину можно определить по формуле:

$$h_{кр} = 1,023D(\sqrt{\alpha / gQ / D^{5/2}})^{0,511} \quad (3.34)$$

где Q – расход стоков, м³/с; D – диаметр подводящего коллектора, м.

2. Принимается расстояние от ОВС до конца подводящего коллектора l :

$$l = (1,2 \dots 1,6)h_{кон} \quad (3.35)$$

3. Определяются границы растекания жидкости по стенке. Для этого задаются началом координат: по вертикали – *на отметке точки удара оси потока о стенку* Z_Y и по горизонтали – *на половине ширины потока в момент удара о стенку* $B_0/2$.

Тогда ширина потока B_i на стенке на высоте y_i от начала координат составляет:

$$B_i = 2x_i + B_0, \quad (3.36)$$

где x_i – ширина растекания, м; B_0 – принимается равным ширине потока в поперечном сечении подводящего коллектора (при глубине $h_{кон}$).

Отметка точки удара оси потока о стенку:

$$Z_Y = Z_1 - h_n, \quad (3.37)$$

где Z_1 – отметка дна подводящего коллектора, м; h_n – высота падения жидкости:

$$h_n = \frac{gl^2(1+i^2)}{2v_{кон}^2} + il - \frac{h_{кон}}{2}, \quad (3.38)$$

где i – уклон подводящего коллектора.

Координаты границ растекания определяются по формуле:

$$y_i = gx_i^2 / 2v^2 - v^2 / 2g, \quad (3.39)$$

где v – скорость, которую допускается принимать равной средней скорости потока на конце подводящего трубопровода $v_{кон}$, м/с.

При большой высоте перепада ширина потока может оказаться больше ширины водосливной стенки B_K . В этом случае часть жидкости стекает по боковым стенкам.

4. Определяются размеры водобойного колодца: длина затопленного гидравлического прыжка l_{mn} , длина колодца l_K и его глубина d_K . Расчет ведется аналогично расчету водобойного колодца трубчатого перепада.

Если оказывается, что вторая сопряженная глубина меньше глубины воды в отводящем коллекторе $h_c'' < t$, то следует принимать $d_K \geq \frac{1}{4}h_c''$ (для снижения скорости потока).

3.5.4. Расчет шахтных многоступенчатых перепадов

При движении жидкости по многоступенчатому перепаду скорость жидкости из-за турбулентного перемешивания и соударения потоков практически уже на 2-3-й ступени стабилизируется и далее не увеличивается.

Водопропускная часть этих перепадов может иметь прямоугольную, круглую, кольцевую и сегментную форму поперечного сечения с различным расположением ступеней и расстоянием между ними Z (шаг ступеней). Водобойные колодцы в большинстве случаев не устанавливаются. На рис.3.7 показаны две схемы перепадов круглой и прямоугольной водопропускной формы – с разным расположением ступеней.

На перепадах могут наблюдаться три вида движения. При *безнапорном* режиме глубина слоя жидкости на ступенях меньше шага ($H < Z$), при *переходном* глубина равна шагу ($H = Z$). Наконец, если увеличивать расход, то возникает *напорное* движение, при котором глубина потока также равна шагу ступеней, однако поток не аэрируется, как в предыдущем случае. Расчетный режим – начало переходного вида движения жидкости.

1. По схеме А (рис. 3.7):

Рассчитывается шаг ступеней Z и скорость на выходе со ступеней v :

$$Z = K_I q^{2/3} \text{ и } v = K_J q^{1/3}, \quad (3.40)$$

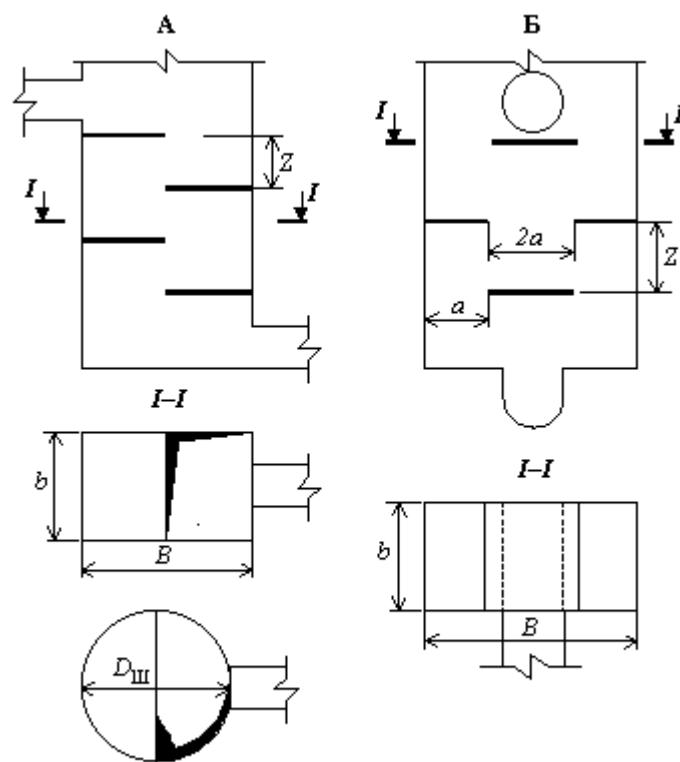


Рис. 3.7. Схемы к расчету многоступенчатых шахтных перепадов
схема А – с круглой водопропускной формой; схема Б – с прямоугольной водопропускной формой

где $q = Q/D_{III}$ (или $q = Q/b$) – удельный расход, $\text{м}^3/\text{с}$; D_{III} – диаметр ствола шахты (для круглого сечения), м; b – ширина шахты (для прямоугольного сечения), м; K_I и K_J – коэффициенты, зависящие от относительного шага ступеней z/B или z/D_{III} .

2. По схеме Б (рис. 3.7):

Рассчитывается шаг ступеней Z :

$$Z = 1,09q^{2/3} \quad (3.41)$$

Рассчитывается ширина щели a между центральной ступенью и боковыми стенками:

$$a = q^{2/3}/3,7 \quad (3.42)$$

Величина продольной стенки B принимается не меньше 5 значений a .

3. Рассчитывается ширина шахты $b = Q/q$.

3.6. Гидравлический расчет дюкеров

Дюкеры служат для транспортирования сточных вод через реки, овраги и при пересечении с различными подземными сооружениями. Расчетная схема дюкера приведена на рис. 1.11 (п. 1.8).

Дюкеры работают полным сечением, жидкость в них движется под действием столба воды, определяемого разностью уровней стоков во входной и выходной камерах ($H = Z_1 - Z_2$). Значение H соответствует потерям напора в дюкере, определяемым по формуле [5]:

$$H = iL + \sum \zeta \frac{v^2}{2g}, \quad (3.43)$$

где ζ – коэффициент сопротивлений ($\sum \zeta$ – сумму частных сопротивлений).

Коэффициент сопротивления на входе в трубу при острых кромках: $\zeta_{вх} = 0,5$. Сопротивление на выходе из дюкера может быть определено по формуле:

$$h_{вых} = \frac{(v - v_1)^2}{2g}, \quad (3.44)$$

где v – скорость в дюкере, м/с; v_1 – скорость в коллекторе на выходе, м/с.

Для цилиндрических труб и фасонных частей в коленах сопротивление вычисляется по формуле:

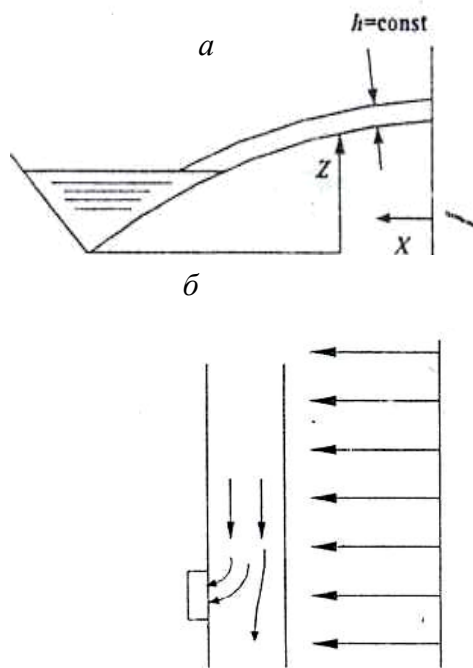
$$h_{нов} = \frac{\Theta}{90^0} \zeta_{нов} \frac{v^2}{2g}, \quad (3.45)$$

где Θ – угол поворота в градусах; $\zeta_{нов}$ – коэффициент сопротивления на повороте, равный для колена с углом $30^0 = 0,07$.

При наличии задвижек во входной камере дюкера, открытых не полностью, необходимо также учитывать сопротивления на них. В этом случае коэффициент $\zeta_{зад}$ принимается в зависимости от степени открытия задвижки.

3.7. Расчет водоотвода с автомобильных дорог

Поперечный профиль дороги может быть принят исходя из некоторой высоты слоя воды. Наряду с устройством кювета, прилегающего к бордюру, дороге можно придать такой профиль, при котором высота слоя воды поперек дороги будет одинаковой. Рассмотрим дорогу, показанную на рис. 3.8.



Сток воды происходит в боковом направлении к обоим краям дороги, т.е. ее центр приподнят. Будем считать, что интенсивность осадков равномерна и потерь нет, слой воды достиг равновесия и одинаков во всех точках.

Элементарный расход воды ($\text{м}^2/\text{с}$) (на единицу длины дороги) :

$$q = i_d \cdot x, \quad (3.46)$$

где i_d – интенсивность осадков, $\text{м}/\text{с}$; x – расстояние от верхней точки профиля дороги, м .

Рис. 3.8. Отведение воды с поверхности дороги:
а - часть поперечного сечения дороги в увеличенном масштабе; б - дорога в плане

Среднюю скорость потока в лотках и каналах обычно определяют по формуле Шези через модуль скорости:

$$v = C_{ш} \sqrt{Ri_0} = \frac{1}{n_{ш}} R^y \sqrt{Ri_{np}} = W \sqrt{i_{np}}, \quad (3.47)$$

где i_{np} – продольный уклон лотка или канала; $C_{ш}$ – коэффициент Шези; $R = \omega / \chi$ – гидравлический радиус, м ; $n_{ш}$ – коэффициент шероховатости; $W = B_y \sqrt{\omega}$ – модуль скорости течения; B_y – множитель, зависящий от шероховатости покрытия (для асфальтированных и бетонных покрытий $B_y = 18 \text{ с}^{-1}$).

Вода, стекающая с поверхности дороги к ее краям, может разливаться на прилегающей местности, отводиться в боковую канаву или собираться в *кюветы*, проложенные у обочины дороги. Последние могут представлять собой трапецеидальные канавы, идущие в стороне от дороги или расположенные между

наклонной поверхностью дороги и почти вертикальным бордюром. Вода будет течь по ним в продольном направлении, пока не попадет через выпускное отверстие в дождевую канализацию. Таким образом, на сток в кювете будут влиять и продольный, и поперечный уклон дороги.

Расход воды в канале трапецеидального сечения можно рассчитывать по формуле [3, 9]:

$$Q = \omega R^{2/3} \sqrt{i_{np}} / n_{ш}, \quad (3.49)$$

где i_{np} – продольный уклон канала (кювета); при определении R площадь сечения и смоченный периметр будут определяться соответственно: $\omega = 0,5h^2(2b/h + m_1 + m_2)$, м²; $\chi = b + h(\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2})$, м; b – ширина канала по дну, м; m_1 и m_2 – коэффициенты откосов, выраженные через котангенс угла наклона откосов к горизонтальной плоскости.

Заложение откосов назначается в зависимости от грунтов и типов крепления. Для каналов треугольной формы $b = 0$.

Если один борт канала образован бордюром дороги, а другой – выпуклой поверхностью дороги с уклоном i_{non} (который согласно рис. 1.25 можно выразить как $i_{non} = dz/dx$), уравнение для определения расхода будет иметь вид:

$$Q = 0,32h^{8/3} \sqrt{i_{np}} / (i_{non} \cdot n_{ш}) \quad (3.50)$$

Минимальные размеры водоотводных канав рекомендуется принимать шириной по дну 0,3 м, глубиной - 0,4 м. Максимальная глубина протока воды в них должна быть не более 1,0 м.

Бровка канавы должна возвышаться над расчетным уровнем воды не менее чем на 0,2 м. Скорости течения дождевых вод в кюветах и каналах не должны превышать наибольших скоростей, величины которых при глубинах от 0,4 до 1,0 м принимаются равными (м/с):

при креплении стенок канала бетонными плитами....	4
при одерновке откосов плашмя	1,0
то же, в стенку.....	1,6
при одинарном мощении откосов.....	2,0
при двойном.....	3-3,5

для скальных грунтов 4,0

При глубинах потока менее 0,4 м значения наибольших скоростей следует брать с коэффициентом 0,85; при глубинах выше 1,0 м - с коэффициентом 1,25.

Наименьшие продольные уклоны лотков проезжей части, кюветов и канав принимают следующим:

лотки проезжей части при асфальтобетонном покрытии.....0,003

то же, при брусчатом или щебеночном покрытии.....0,004

то же, при булыжной мостовой.....0,005

отдельные лотки и кюветы0,005

водоотводные канавы.....0,003

Ширина зеркала воды в лотках мостовых при часто повторяющихся дождях должна быть не больше 0,6-1 м, а при расчетных дождях может достигать максимум 2 м.

При расчете внутриквартальной сети водоотведения время поверхностной концентрации принимают равным 2-3 мин. Поверхностные воды в кварталах стекают по лоткам внутриквартальных дорог, имеющим выпуски в лоток улицы или дождеприемный колодец внутриквартальной сети водостоков. Глубина и ширина потока воды зависят от площади водосбора $F_{\text{кв}}$ и продольного уклона $i_{\text{пр}}$. Уклоны лотка $i_{\text{л}}$ обычно изменяются от 0,004 до 0,02. Для кварталов шириной B при ширине улиц $b_{\text{л}}$ площадь стока до дождеприемника, установленного на углу квартала, будет $F_{\text{кв}} = (B + b_{\text{л}}/2) \cdot l_{\text{л}}$, где $l_{\text{л}}$ – длина лотка до первого дождеприемника от линии застройки квартала. Умножая площадь водосбора на расчетную интенсивность дождя и на коэффициент стока, получим расчетный расход воды, притекающей к первому дождеприемнику по лотку.

Внутриквартальные дороги шириной 3,5 – 4,5 м используются и как пешеходные. Заполнение дороги водой на глубину 6 см при дождях частой повторяемости (ширина разлива 3 м) затрудняет пешеходное движение. При высоте заполнения лотка более 10 см вся проезжая часть покроется водой, и движение автотранспорта будет затруднено.

Пропускная способность лотка $Q_{\text{л}}$ выраженная через модуль расхода K определяется по формуле:

$$Q_{\text{л}} = \omega C_{\text{ш}} \sqrt{Ri_{\text{нр}}} = K \sqrt{i_{\text{нр}}} \quad (3.51)$$

В формуле (3.51) $K = B_y \cdot \omega^{3/2}$.

При уклоне $i_{\text{нр}}$ пропускная способность $Q_{\text{л}}$ должна быть такой, чтобы заполнение внутриквартальных дорог водой на глубину 6 - 5 см происходило не чаще 3 раз в год.

В таблице 3.4 приведены модули расхода и скорости для лотков проезжей части улиц шириной $b_{\text{л}}$ при коэффициенте шероховатости $n = 0,017$.

Таблица 3.4

Модули расходов K ($\text{м}^3/\text{с}$) и скоростей W ($\text{м}/\text{с}$) лотков проезжей части улиц шириной $b_{\text{л}}$ (м) при заполнении лотка h (м) у борта для асфальтированных и бетонных покрытий

h, м	Ширина улицы $b_{\text{л}}$, м							
	3,5		6,0		9,0		12,0	
	K	W	K	W	K	W	K	W
0,05	0,16	3,90	0,16	3,90	0,16	3,90	0,16	3,90
0,06	0,47	5,20	0,47	5,20	0,47	5,20	0,47	5,20
0,08	1,10	6,94	1,28	7,80	1,03	6,40	1,03	6,40
0,10	2,00	8,78	1,98	9,40	1,98	7,90	1,86	7,45
0,12	3,30	11,00	3,02	11,20	3,40	10,00	3,04	8,45
0,15	5,35	13,30	5,05	14,00	5,95	12,50	6,05	11,20

Время протока воды от наиболее отдаленного здания квартала до дождеприемника, расположенного в уличном лотке, необходимое для определения расчетной интенсивности дождя, будет складываться из времени протекания (время поверхностной концентрации) от наиболее удаленной точки до уличного лотка (t_{con}) и времени протекания по уличному лотку до дождеприемника (t_{can}). Ориентировочно можно принять $t_{\text{can}} = 1$ мин. При наличии водоотводящей дождевой сети и на территории квартала время t_{can} не учитывается.

3.8. Гидравлический расчет самотечных трубопроводов

Расчет самотечных трубопроводов заключается в определении их диаметров, уклонов, наполнения и скорости. Исходными данными для расчета обычно является расход.

Расчетные формулы, лежащие в основе гидравлического расчета, выведены для установившегося и равномерного движения воды:

1. Формула постоянства расхода [5, 6]:

$$Q = \omega \cdot v, \quad (3.52)$$

где ω – площадь живого сечения, м^2 ; v – средняя скорость по сечению, м/с .

2. Формула Шези:

$$v = C \sqrt{Ri}, \quad (3.53)$$

где C – коэффициент Шези $\text{м}^{0,5}/\text{с}$; R – гидравлический радиус, м ; i – гидравлический уклон.

3. Формула Дарси:

$$i = \frac{\lambda v^2}{8Rg}, \quad (3.54)$$

где λ – коэффициент сопротивления трению по длине (безразмерный).

Между коэффициентами λ и C существует зависимость:

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} \quad (3.55)$$

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \quad (3.56)$$

Коэффициент Шези определяется по формуле Н.Н.Павловского (при $0,1 < R < 3 \text{ м}$) [1]:

$$C = \frac{R^y}{n}, \quad (3.57)$$

где $y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75R(\sqrt{n} - 0,1)$ – переменный, в зависимости от коэффициента шероховатости, показатель степени; n – коэффициент шероховатости, $n = 0,013 - 0,014$; .

Другой, более сложный способ определения коэффициента сопротивления λ (а значит и коэффициента Шези C) производится по формуле Н.Ф.Федорова, включающей в себя дополнительные параметры:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{\Delta_s}{13,68R} + \frac{a_2}{Re} \right), \quad (3.58)$$

где Δ_s – эквивалентная абсолютная шероховатость, мм; a_2 – коэффициент, учитывающий характер шероховатости стенок труб. Величины Δ_s и a_ϕ зависят от материала трубы, их значения при концентрации взвешенных веществ в сточной воде до 600 мг/л приведены в приложении 7. Re – число Рейнольдса:

$$Re = v d_r / \mu, \quad (3.59)$$

где v – средняя скорость потока, м/с; d_r – диаметр трубопровода, м; μ – кинематическая вязкость сточных вод, (см²/с или м²/с).

Кинематическая вязкость сточных вод, содержащих взвешенных веществ $B \leq 600$ мг/л, из которых около 75 % -органические, при температуре от 2 до 25 °С может быть определена по формуле:

$$\mu = \mu_g + 0,0002 B t^{-2}, \quad (3.60)$$

где μ_g – кинематическая вязкость пресной воды, (см²/с); t – температура воды, °С.

Эта универсальная формула справедлива для всех трех областей турбулентного режима движения: областей гладких труб, квадратичного сопротивления и переходной области между ними. Для расчета коэффициента λ можно использовать формулу, связывающую коэффициент шероховатости и абсолютную эквивалентную шероховатость:

$$n = 0,0392 \sqrt{\Delta_s} \quad (3.61)$$

3.8.1. Учет местных сопротивлений при гидравлическом расчете водоотводящих сетей

Гидравлический расчет водоотводящих сетей основан на положении, что в сети движение сточных вод является равномерным и установившимся. В действительности из-за местных сопротивлений (перепады, повороты и

т.д.) на значительном протяжении трубопроводов наблюдается неравномерное движение.

Наиболее резкое снижение скорости при безнапорном движении происходит перед *поворотами* потока и перед *боковыми присоединениями*. Здесь может выпасть взвесь, что приводит к заиливанию сети. Поэтому при гидравлическом расчете как напорных, так и самотечных сетей следует учитывать местные потери напора, которые определяются по формуле Вейсбаха [2, 6]:

$$h_m = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (3.62)$$

где h_m – потери напора, м; ζ – коэффициент местного сопротивления для данного местного сопротивления; v – средняя скорость течения, м/с.

При расчетах обычно принимают среднюю скорость, отнесенную к сечению, расположенному ниже по течению после местного сопротивления. Коэффициент местного сопротивления зависит от значения числа Рейнольдса.

Практически местные потери напора в поворотных колодцах составляют 1,5 – 3 см, а в соединительных колодцах достигают 6 см. Поэтому, например, в поворотных колодцах следует давать дополнительный уклон поворотному лотку на величину местных потерь напора (см. рис. 3.9).

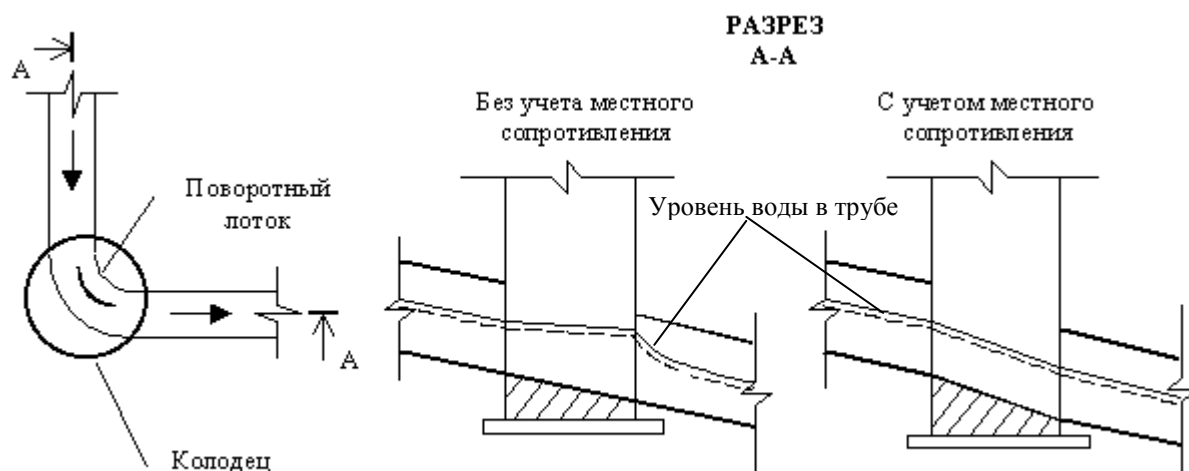


Рис. 3.9. Схема, характеризующая снижение местного сопротивления в поворотных колодцах

3.9 Напорный режим работы дождевой сети

С увеличением уклона сети ее пропускная способность значительно увеличивается, а сечение трубопровода уменьшается. Однако это ведет к значительному заглублению сети. Увеличивать пропускную способность трубопровода можно за счет использования напорного режима работы сети, что особенно выгодно при малых уклонах местности (см. рис. 3.10).

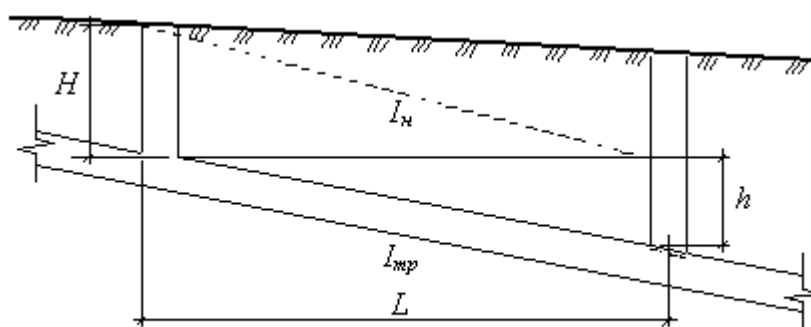


Рис. 3.10. Расчетная схема коллектора при напорном режиме

При полном наполнении трубы расходы, пропускаемые ею, пропорциональны квадратному корню из уклонов:

$$Q_n / Q_c = \sqrt{I_n / I_{жр} + 1} = \sqrt{H / h + 1}, \quad (3.63)$$

где Q_n – максимальная пропускная способность труб при напорном режиме, м³/с; Q_c – то же, при безнапорном режиме, м³/с; $I_{жр}$ – уклон трубы (коллектора); I_n – добавочный напорный уклон, равный H/L (H – начальная глубина заложения, м; L – длина коллектора), м; h – падение коллектора, м.

Из этой формулы видно, что наибольшее увеличение пропускной способности при напорном режиме имеет место у коротких коллекторов, уложенных с большим начальным заглублением и малыми уклонами дна трубы.

При расчете сети с напорным режимом движения наибольшее распространение получил метод Н.Н.Белова. Этот метод позволяет рассчитывать сеть так же, как при самотечном режиме, но с введением поправочного коэффициента k_n , влияющего на снижение расчетного расхода, получившего название **коэффициента напорности**.

Тогда удельная интенсивность будет вычисляться по следующей формуле:

$$q_{уд} = qk_n, \quad (3.64)$$

где q – интенсивность дождя без учета напорного режима работы сети, л/с на 1 га.

Коэффициент напорности может быть вычислен по формуле Н.Н.Белова:

$$k_n = \left[\frac{(a+1)^{3/2} - 1}{1,5a} \right]^n \cdot \frac{1}{\sqrt{a+1}}, \quad (3.65)$$

где $a = H/h$; n – показатель в формуле зависимости интенсивности дождя от его продолжительности (см. формулы 2.17 и 2.18).

Для практических расчетов напорной сети могут быть использованы графики, составленные по этой формуле.

3.10. Мероприятия по защите труб от разрушения

В условиях эксплуатации водоотводящая сеть подвергается с внутренней стороны агрессивному воздействию сточных вод и выделяющихся из них газов, а с внешней стороны – воздействию грунтовых вод. Наиболее подвержены такому воздействию бетонные и железобетонные трубы (см. п. 1.12).

Для защиты железобетонных труб и колодцев возможно применение одного или сочетания следующих способов:

- использование специальных цементов;
- увеличение плотности и водонепроницаемости стенок труб;
- покрытие бетонных поверхностей изоляцией.

Трубы изготавливают на пуццолановых и сульфатостойких цементах. Для связывания гидроксида кальция в цемент добавляют растворимое стекло (силикат натрия), что придает ему дополнительную кислотостойкость.

Придание трубам повышенной плотности достигается путем центрифугирования бетона, гидропрессования с вибрированием и вакуумирования.

Защитная изоляция внутренних и внешних поверхностей труб может быть *жесткой* или *битумной*. К жесткой изоляции относят цементную штукатурку с железнением, торкрет-штукатурку, облицовку керамическими и пластмассовыми плитками.

Битумная изоляция подразделяется на *обмазочную*, *оклеечную* и *полимерную*. Обмазочная изоляция состоит в нанесении слоя мастики на основе битума. Оклеечная – в наклейке рулонного материала (например, рубероида или гидроизола). Полимерная – в обмотке труб полимерной лентой.

Глава 4

ОЧИСТКА ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА

4.1. Характеристика загрязненности поверхностного стока

4.1.1. Обобщенные показатели загрязненности сточных вод

Для характеристики загрязненности сточных вод используют так называемые суммарные или групповые показатели. Эти показатели характеризуют определенные свойства воды без идентификации отдельных веществ. Вот некоторые важнейшие показатели загрязненности:

Взвешенные вещества – количество примесей, которое задерживается на бумажном фильтре при фильтровании пробы.

Оседающие вещества – часть взвешенных веществ, оседающих на дно отстойного цилиндра за 2 часа отстаивания.

Сухой остаток – количество загрязнений, остающееся после выпаривания пробы при 105°C.

Биохимическая потребность в кислороде (БПК) – количество кислорода, потребляемое за определенное время (обычно за 5 суток – БПК₅) аэробными микроорганизмами в процессе жизнедеятельности для окисления органических веществ, содержащихся в сточной воде. Этот показатель характеризует содержание органики, которая может быть удалена методом биологической очистки, например, с помощью активного ила в аэротенках.

Химическая потребность в кислороде (ХПК) – количество кислорода, необходимое для окисления углерода органических соединений водорода, азота и серы, содержащихся в сточной воде.

Концентрация ионов водорода – выражается величиной pH (отрицательный десятичный логарифм молярной концентрации ионов водорода). Среда считается кислой при $\text{pH} < 7$ и щелочной при $\text{pH} > 7$.

Коли-титр – наименьшее количество воды, в котором содержится 1 кишечная палочка рода *Escherichia Coli*. Этот показатель косвенно характеризует зараженность воды патогенными микроорганизмами.

Загрязнение поверхностного стока зависит от множества факторов, которые можно объединить в следующие группы: *климатические условия, санитарное состояние бассейна водосбора и закономерности движения в дождевой сети.*

Климатические условия: интенсивность и продолжительность дождя, частота выпадения и количество осадков, продолжительность таяния снега и т.д.

Санитарное состояние бассейна водосбора: уровень благоустройства, род поверхностного покрова, степень загрязнения атмосферы, интенсивность движения автотранспорта и т.д.

Образующийся поверхностный сток смывает и выносит с потоком растворимые и нерастворимые примеси. Кроме этого, атмосферные воды в результате сорбирования на поверхности гидроаэрозоля частиц пыли и газа начинают загрязняться еще в приземных слоях. Основными источниками загрязнения на городской территории являются продукты эрозии почвы, пыль, строительные материалы, выбросы в атмосферу, нефтепродукты от автотранспорта, упорядоченные и несанкционированные места складирования бытового мусора (мусорки).

Характерными загрязнителями для поверхностного стока являются взвешенные вещества. Органические вещества в суспензированном виде занимают примерно 90 % общего количества окисляющихся веществ, содержащихся в поверхностном стоке.

Концентрация всех примесей в стоке во многом зависит от интенсивности выпадения осадков, продолжительности периода сухой погоды и предшествующего дождя. С увеличением интенсивности осадков увеличивается расход дождевого стока и, следовательно, увеличивается его несущая спо-

способность. Продолжительность сухого периода обуславливает величину накопления примесей на территории водосборного бассейна.

Концентрация примесей в дождевом стоке существенно меняется, – как правило, она быстро возрастает до максимума и далее уменьшается к концу дождя.

Важное значение при проектировании очистных сооружений имеет зависимость годового объема дождевого стока и количества загрязнений от интенсивности выпадения осадков, которая выражается повторяемостью $p\%$. *Установлено, что основную массу загрязнений выносят часто повторяющиеся дожди относительно малой интенсивности.* Дожди же большой интенсивности – ливни, хотя и образуют поток с большим количеством воды, но повторяются очень редко и не наносят большого ущерба водоемам ввиду малой загрязненности.

На территории современного благоустроенного города можно условно выделить 4 района, концентрация загрязнений в поверхностном стоке с которых существенно различается:

- жилые районы с умеренной интенсивностью движения транспорта;
- новые жилые районы со средней интенсивностью транспорта;
- районы с преобладанием складских и промышленных территорий;
- автомагистрали.

Все промышленные предприятия в зависимости от физико-химического состава поверхностного стока разделяются на две группы.

К *первой группе* относят предприятия, для которых основными примесями стока являются грубодисперсные вещества, сорбированные главным образом на взвешенных веществах (черная металлургия, машиностроение, электротехника, угольная, нефтяная, легкая, пищевая промышленность, энергетика, порты, ремонтные заводы, и т.д.). К *второй группе* относят предприятия, для которых в настоящее время характерно поступление специфических веществ – цветная металлургия, коксохимическая, химическая, лесохимическая, целлюлозно-бумажная промышленность и т.д.

4.1.2. Динамика загрязненности дождевого стока

Загрязненность дождевых вод складывается из двух составляющих: *основной* загрязненности, определяемой смыыванием и накоплением на поверхности загрязнений и *фоновой*, возникающей из-за эрозии (размыва) самих поверхностей.

Для каждой территории можно определить *максимальную* (предельную) загрязненность. Это объясняется тем, что часть загрязнений регулярно удаляется при сухой уборке и мойке улиц, а также уносится ветром. Количество загрязнений, накопленных за время T на единице площади, определяется по формуле:

$$M = M_{\max} \cdot (1 - e^{-\kappa_3 T}), \quad (4.1)$$

где $M_{\max}$ – максимально возможное количество накапливаемых загрязнений, кг/га; κ_3 – коэффициент динамики накопления загрязнений, T – продолжительность периода без стока, сут.

График, построенный по этой зависимости, приведен на рисунке (4.1).

Значения $M_{\max}$ и κ_3 для взвешенных веществ можно принимать:

- для районов современной застройки с высокой степенью благоустройства и малой транспортной нагрузкой $M_{\max} = 10-20$ кг/га, $\kappa_3 = 0,4-0,5$;
- для административно-торговых центров с высокой транспортной нагрузкой $M_{\max} = 100-140$ кг/га, $\kappa_3 = 0,3-0,4$;
- для промышленных районов и зон, прилегающих к крупным магистралям, $M_{\max} = 200-250$ кг/га, $\kappa_3 = 0,2-0,3$.

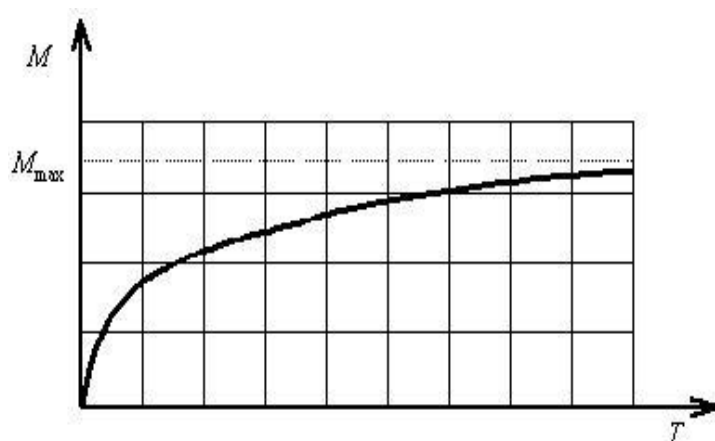


Рис. 4.1 Зависимость количества загрязнений от времени их накопления

Количество смываемых загрязнений $M_{см}$ зависит от продолжительности выпадения t и средней интенсивности q дождя:

$$M_{см} = M \cdot (1 - e^{-\kappa_c q t}), \quad (4.2)$$

где κ_c - константа смыва, зависящая от характеристики бассейна водосбора, равная 0,003-0,008; меньшие значения κ_c соответствуют менее загрязненным территориям и равнинному рельефу.

Дополнительная фоновая загрязненность стока, вызванная размыванием грунтовых поверхностей, во многом определяется состоянием дорожных покрытий и бордюров, отделяющих проезжую часть от газонов и грунтовых поверхностей, их высотным расположением, уклоном земли, а также зависит от интенсивности дождей.

Концентрация взвешенных веществ в дождевом стоке у дождеприемников (г/м³) составит:

$$K_{вв} = 1000 M_{см} F / W_{д}, \quad (4.3)$$

где $W_{д}$ - объем дождевого стока с площади водосбора, м³, за время выпадения осадков t , определяется по величине слоя осадков или интегрированием гидрографа стока; F – площадь водосбора, га.

Концентрация загрязнений в талом стоке меньше изменяется во времени, поэтому ее можно условно принимать постоянной в течение всего периода снеготаяния.

Кроме вышеуказанных факторов, на загрязненность стока сильно влияет и характер движения по сетям. В *начальный период* дождя, когда малым расходам соответствуют малые наполнения и скорости течения, часть загрязнений, поступивших в канализационную сеть через дождеприемники, выпадает в осадок и уменьшает загрязненность дождевых вод. При увеличении расходов и скоростей дождевых вод возможно размывание и транспортирование ранее выпавших в осадок загрязнений, в том числе осевших частиц от предыдущего дождя.

Размер или гидравлическая крупность частиц, способных к осаждению или вымыванию, могут определяться по следующей формуле:

$$u_0 = v/(13 \cdot R^{0,3}), \quad (4.4)$$

где R - гидравлический радиус потока, м; v – скорость течения, м/с.

4.1.3. Укрупненные расчетные показатели по загрязнениям поверхностных вод

До недавнего времени поверхностные воды относили к категории условно чистых и они сбрасывались в водоемы без предварительной очистки. Однако изучение их состава показало, что во всех видах вод — и в дождевых, и в талых, и в поливомоечных — содержатся загрязнения, количество которых значительно превышает предельно допустимые концентрации (ПДК).

Особенно остро этот вопрос стоит в крупных городах. Там качественный состав поверхностных вод в значительной мере связан с выбросами загрязнений в атмосферу промышленными предприятиями, автомобильным транспортом и др.

Основными видами загрязнений поверхностных вод являются взвешенные вещества и нефтепродукты. Именно с их выносом связано загрязнение городских водоемов. В поверхностных водах в количествах, превышающих ПДК, содержатся и такие виды загрязнений, как хлориды, сульфаты, азотистые соединения, различные соединения металлов.

Доля взвешенных веществ в дождевых водах достигает 80—90 % от общего количества загрязнений. В талых водах содержание взвешенных веществ в несколько раз больше, чем в дождевых. Отличительной особенностью взвешенных веществ в водах поверхностного стока является очень широкий диапазон крупности частиц от гравелистых диаметром 2—5 мм до глинистых и коллоидных.

Содержание нефтепродуктов, различных жиров, парафинов и т. п. в поверхностных водах составляет 6 – 350 мг/л.

Нефтепродукты эмульгируются и сорбируются частицами взвешенных веществ. При этом их плотность становится близкой к плотности воды. Доля эмульгированных нефтепродуктов достигает 90 % общего количества эфирорастворимых загрязнений.

На территориях промышленных предприятий характер и степень загрязнения вод поверхностного стока связаны с технологией производства. На предприятиях по производству строительных конструкций поверхностный сток в основном загрязнен минеральными взвешенными веществами. На территориях автостоянок, таксомоторных и автобусных парков, гаражей и т. п. в воде наблюдаются высокие концентрации нефтепродуктов. На территориях аэропортов воды поверхностного стока загрязнены взвешенными веществами, горючесмазочными материалами, препаратами обработки покрытий при гололеде и машин против обледенения, моющими жидкостями.

При формировании сток смывает и выносит примеси, находящиеся на водосборной поверхности. Осадки сорбируют загрязнения из атмосферы. Качественная характеристика поверхностного стока определяется продолжительностью предшествующего сухого периода, длительностью и интенсивностью выпадения осадков, санитарным состоянием территории, а также степенью загрязненности атмосферы.

С градостроительной точки зрения качество стока определяется плотностью населения и промышленным потенциалом города, интенсивностью движения транспорта, степенью благоустройства и гидрогеологическими характеристиками территории.

Суммарное количество примесей, вносимых поверхностным стоком в водные объекты с городских территорий, составляет 8-15 % от соответствующих показателей бытовых вод, формирующихся на той же площади. При значительных расходах стока доля выноса поверхностных примесей может превышать 30%.

Укрупненные расчетные показатели количества загрязнений в поверхностном стоке, которые рекомендуется принимать при расчете очистных со-

оружений, приведены в табл. 4.1 [4]. Эти показатели следует уточнять в зависимости от местных условий и характеристик стока по отдельным видам (дождевые, талые, моечные воды и др.). Наряду с этим учитывается изменение загрязненности поверхностного стока в зависимости от места отбора проб (улицы магистральные или местные, внутриквартальные территории), а также от характера стока (интенсивности и продолжительности дождя, начала и конца стока, продолжительности сухого периода и др.).

Таблица 4.1

Допустимые загрязнения в поверхностном стоке для характерных зон водосборного бассейна

Характерные зоны на водосборном бассейне	Количество загрязнений в поверхностном стоке для расчета очистных сооружений								
	Взвешенные вещества, мг/л			Эфирорастворимые вещества, мг/л			Плавающий мусор, м ³ /1000 га		
	дождевые воды	талые воды	моечные воды	дождевые воды	талые воды	моечные воды	дождевые воды	талые воды	моечные воды
Жилые кварталы	250	3500	200	35	40	75	0,1	0,3	0,1
Промышленные предприятия и сооружения с повышенной загрязненностью	2000	4500	2000	250	70	150	0,2	0,3	0,2
Площади и улицы, с которых уборка осуществляется с пневматическим забором мусора в кузов	200	2500	200	90	45	75	0,1	0,3	0,1
Автоматистральи с интенсивным движением автотранспорта	1300	2700	1300	60	65	100	0,2	0,3	0,2

Для определения количества нефтепродуктов, поступающих на очистные сооружения, допускается вводить коэффициент, равный 0,4, к данным по содержанию эфирорастворимых веществ.

Кроме перечисленных загрязнений в поверхностном стоке могут содержаться биогенные элементы, специфические примеси, выбрасываемые в атмосферу промышленными предприятиями, и бактериальные загрязнения. В связи с выбросами в атмосферу двуокиси серы (серного ангидрида) и окислов серы происходит выпадение кислотных дождей с показателем кислотности pH, достигающим 4,5. В умеренных и высоких широтах такие дожди причиняют растительности существенный ущерб.

С поверхностным стоком значительное количество загрязняющих веществ вносится в водные объекты, вызывая их загрязнение и заиление. Донные отложения, формирующиеся в водоемах, нарушают жизнедеятельность микроорганизмов и отрицательно сказываются на биоценозе и процессах самоочищения. Поэтому необходима оценка различных мер, принимаемых для обеспечения нормативных санитарных условий водных объектов.

Источниками загрязнения поверхностного стока взвешенными веществами являются пыль, аэрозоли, компоненты топлива и атмосферных промышленных выбросов, продукты разрушения дорожных покрытий и эрозии почвы, бытовой мусор, растительные остатки и т.п. Дождь захватывает из воздуха 12-20 мг/л твердых частиц. Около 14 мг/л аэрозолей и компонентов промышленных выбросов содержится в стоке с крыш зданий. Продукты разрушения дорожных покрытий составляют 40-50 г/м³ в год, что соответствует концентрации 15-30 мг/л. Взвешенные вещества, образующиеся главным образом из продуктов эрозии почвы газонов и открытых грунтовых покрытий, определяют в основном минеральный состав твердой фазы стока. Загрязненность дождевых и талых вод зависит от санитарного состояния территорий (качества уборки дворов, улиц), интенсивности движения и технического состояния транспорта и др.

По данным Федерации по контролю загрязнения вод США, в среднем в городах в период от предшествующего до последующего дождя на 1 км улицы с твердым покрытием накапливается: сухого вещества - 395 кг (БПК - 3,8 кг),

органических веществ (в пересчете на фосфор) - 0,28 кг, нитратов (в пересчете на азот) - 0,028 кг.

4.2. Условия сброса поверхностных вод в водные объекты

Во время выпадения интенсивных дождей качество воды в водоемах заметно ухудшается. При этом происходит их засорение плавающими предметами, резко возрастает концентрация взвешенных веществ, на поверхности воды образуется пленка нефтепродуктов. Через несколько часов после прекращения поступления в водные объекты дождевого стока содержание примесей в воде существенно снижается, и постепенно восстанавливается фоновое качество воды по всем показателям, за исключением концентрации растворенного кислорода. После дождя значительно увеличивается потребление кислорода органической частью донных отложений, сформированных за счет взвешенных веществ, внесенных поверхностным стоком. Токсикологические исследования дождевого стока подтверждают, что взвешенные вещества поверхностного стока оказывают основное влияние на водоем. При этом наиболее неблагоприятное действие оказывают первые, наиболее загрязненные, порции дождевого стока.

Поверхностный сток по ряду показателей более загрязнен, чем городские сточные воды. Расчеты показывают, что из общего годового количества загрязняющих веществ, содержащихся во всех видах сточных вод, отводимых с территории города, на долю поверхностного стока приходится около 78 % взвешенных веществ, 20 % органических веществ (по БПК), 68 % нефтепродуктов.

В настоящее время вопрос очистки сточных вод, образующихся на хозяйственно освоенных территориях, стоит очень остро.

В "Водном кодексе Российской Федерации", принятом в 2007 г., все воды: хозяйственно-бытовые, производственные и поверхностные с застроенных территорий, которые организованно собираются и отводятся в водные объекты, - относятся к сточным водам. Из многочисленных источ-

ников загрязнения поверхностных водных объектов самым массовым по количеству и виду загрязняющих веществ является сброс сточных вод. Вот почему нормирование условий водоотведения является важнейшим водоохраным мероприятием, обеспечивающим экологическое благополучие водных объектов.

Обоснование степени и технологии очистки сточных вод позволяет рационально и эффективно использовать инвестиции, выделяемые на водоохранные цели.

По постановлению Правительства России разрабатываются документы, определяющие условия отведения сточных вод в водные объекты: «Методические указания по разработке нормативов вредных воздействий на поверхностные водные объекты» и «Методические указания по разработке нормативов предельно допустимых сбросов вредных веществ в водные объекты». Исходным положением этих методик является защита водных объектов от загрязнения посредством регулирования деятельности стационарных и других источников загрязнения и запрет сброса неочищенных и необезвреженных в соответствии с установленными нормативами сточных вод. Запрещается также сброс сточных вод, содержащих вещества, для которых не установлены предельно допустимые концентрации (ПДК), или содержащих возбудителей инфекционных заболеваний. Главным условием поддержания поверхностных и подземных вод в состоянии, соответствующем экологическим требованиям, является установление и соблюдение нормативов предельно допустимых вредных воздействий (ПДВВ) на водные объекты. Понятие ПДВВ соответствует понятию минимальной ассимилирующей способности водного объекта.

Нормативы ПДВВ утверждаются Министерством природных ресурсов РФ и органами исполнительной власти заинтересованных субъектов РФ по бассейну поверхностного стока водного объекта или его участку в целях предупреждения, предотвращения, снижения, ограничения негативного антропогенного воздействия на водный объект. С учетом современного состояния качества воды водных объектов предусматривается разработка величины времен-

но согласованного вредного воздействия (ВСВВ), которая пересматривается не реже чем через 3 года при условии поэтапного внедрения водопользователями наилучших допустимых технологий, направленных на достижение в установленный срок нормативных экологических показателей качества воды.

Так как выпадение атмосферных осадков непосредственно влияет на водный баланс водоемов, целесообразно рассчитывать нормативы сброса поверхностного стока со всего водосбора и выделять долевое участие (квоту) и конкретную территорию. Например, при площади застройки водосборного бассейна в 3-5 % и загрязненности определенным типом вредных веществ только этой территории ПДК данного вещества в поверхностном стоке территории допустимо принимать равной 20-33 ПДК для воды водоема. В этом случае можно, например, допустить концентрацию нефтепродуктов на сбросе в водоем рыбохозяйственного назначения на уровне 1-1,5 мг/л. Такие концентрации нефтепродуктов в поверхностном стоке, формирующемся на застроенных территориях, во-первых, технически достигаются апробированными и экологически приемлемыми методами и сооружениями; во-вторых, контролируются; в третьих, по опыту зарубежных стран, позволяют обеспечить экологическое благополучие водоемов (с учетом самоочищающей способности последних).

Особо следует отметить наличие ПДК нефтепродуктов для воды рыбохозяйственных водоемов.

При расчете нормативов предельно-допустимых сбросов (ПДС) для поверхностных сточных вод с застроенных территорий расход рекомендуется определять с учетом принятой схемы отведения. Для определения часовой массы веществ принимают максимальный часовой расход поверхностных сточных вод, сбрасываемых в водный объект, т.е. при наличии усреднителя, аккумулирующей емкости и очистных сооружений в качестве расчетного принимается расход сточных вод, выходящих из этих сооружений, а не входящих в них. В большинстве случаев расход выходящих сточных вод в десятки раз меньше максимального расхода входящих.

Для определения годовой массы загрязняющих веществ принимается расход поверхностных сточных вод, отводимых в водный объект. В ряде случаев

предусматривается полное или частичное использование очищенных сточных вод для технических нужд. Объем используемого стока не должен входить в расчет.

При расположении выпуска очищенного поверхностного стока вне границ населенного пункта расчет можно проводить непосредственно на разбавление водой приемника сточных вод. В этом случае целесообразно за расчетный расход воды принимать: для водотоков -среднесезонный среднемноголетний; для водоемов - вдоль берегового течения, формирующегося при среднесезонных среднемноголетних гидрометеорологических условиях (скорости и направлении ветра, температуре воды, уровне воды и внешнем водообмене).

Структура нормативно-правовых мер воздействия на водопользователей в условиях отведения сточных вод в поверхностные водные объекты включает «Правила охраны вод от загрязнения» и нормативы ПДВВ и ПДС. При этом область применения Правил - экологическое регулирование хозяйственной деятельности, стратегия и тактика проведения и управления комплексом водоохраных мероприятий; нормативов ПДВВ – в бассейнах или водохозяйственных участках; нормативов ПДС – для отдельных водопользователей. Эти документы должны быть увязаны между собой и дополнять друг друга по конкретным вопросам.

4.3. Требования к степени очистки поверхностного стока

Чрезвычайная нестабильность поверхностного стока и специфичность образования обуславливают сложность изучения его состава. Проведенные до настоящего времени экспериментальные исследования не позволяют с достаточной полнотой характеризовать качественный состав поверхностного стока, особенно образующегося на территориях промышленных предприятий. Несмотря на это, по имеющимся данным можно оценить его состав и обосновать схему очистки.

Поверхностный сток формируется, как указывалось выше, из дождевых, талых и поливомоечных вод и отводится по дождевой (ливневой) или об-

щесплавной канализационной сети. Даже при отдельной системе канализации совместно с поверхностным стоком отводятся дренажные воды, а на территории промышленных зон и производственные стоки, прошедшие локальную очистку.

Состав стока в любой момент времени практически непредсказуем, его характеристики выявляются в результате длительных исследований и накопления представительного ряда наблюдений. Из наиболее характерных примесей в составе поверхностного стока выделим несколько видов.

В дождевых водах присутствуют всевозможные загрязнения, поступающие из атмосферы и накапливающиеся на поверхности.

Дренажный сток включает подземные воды с присущими им компонентами загрязнений: железом, алюминием, марганцем, медью, фенолом.

Талый сток, помимо загрязнений местного происхождения, может содержать примеси, попавшие в атмосферу вдалеке от места осадения.

Разнообразие условий формирования стока затрудняет прогноз качества воды. Сравнивая показатели загрязнения с предельно-допустимыми концентрациями (ПДК) в воде, используемой для хозяйственно-питьевых либо рыбохозяйственных целей; не следует упускать из вида агрегатное состояние отдельных компонентов. Большая часть примесей (иногда до 90% от общей массы) сорбирована поверхностью дисперсных примесей, включающих взвешенные вещества и коллоидные частицы. Поскольку ПДК тяжелых металлов относится к растворимым формам примесей, сопоставление фактической концентрации с ПДК должно производиться после тонкого фильтрования (ультрафильтрации) воды; в противном случае в массу вредных веществ будут включены нерастворенные примеси, на которые не установлены ПДК. Для выяснения всех аспектов данной проблемы необходимы обширные исследования с привлечением методов определения фактической токсичности сточных вод. Не исключено, что многие из токсичных металлов находятся в виде менее токсичных металл-органических комплексов и могут не оказывать суммирующего вредного воздействия.

Характерной чертой формирования поверхностного стока является возможность превышения расчетного расхода, в силу чего какая-то часть дождевой воды не попадает в канализационную сеть и сбрасывается по рельефу местности в ближайшие водоемы. Учитывая стремление органов Госкомэкологии и Санэпиднадзора к минимизации сброса дождевого стока в водоемы, проектные организации в большинстве случаев принимают период однократного превышения расчетного расхода равным одному году. Однако, расчеты и опыт проектирования показывают, что можно существенно снизить расчетный расход сточных вод при незначительном повышении сброса неочищенной дождевой воды, принимая период однократного превышения равным 0,33 года. Такой прием существенно уменьшает капитальные затраты на строительство очистных сооружений.

Вероятность превышения расчетного расхода следует выбирать на основе гидрологического и экономического анализа на отдаленную перспективу. Стоимость сооружений, которые рассчитывают по расходы разных ливней, сопоставляют с соответствующими возможными убытками, приведенными к общей временной основе, например, в виде годовых затрат. Каждому расчетному расходу соответствует вероятность превышения в любой год. Вероятности превышения каждого расхода умножаются на убытки от этих ливней. Они могут включать стоимость ремонта после затопления, нанесенный ущерб и убытки от нарушения транспортного сообщения. Решать вопрос о соотношении между стоимостью проекта и ущербом от сильных ливней должны не проектировщики, а ответственные органы власти и страховые общества. Необходимо информировать население (налогоплательщиков) угрожаемых районов о надежности возводимых сооружений, уровнях затопления и условиях страхования.

Информация о дополнительных или предельных затратах полезна, когда проектировщик или подрядчик должны учесть перерасход по страховым выплатам. Например, для принятия решения о строительстве следует знать стоимость сооружений, возможные убытки и какая часть убытков по-

крывается путем страхования. Обоснование критериев расчета сети и сооружений должно стать важной задачей исследовательских и проектно-конторских разработок. В ходе исследований необходимо провести точную оценку экологического ущерба, наносимого сбросами сточных вод через ливнеспуски. Полная ликвидация сбросов в период выпадения сильных дождей и снеготаяния практически невозможна, поэтому важно определить допустимые пределы их воздействия на городские водотоки. Повышение качества уборки городских территорий снижение загрязненности атмосферы могут существенно уменьшить уровень вредного воздействия сбросов. Этим инженерным и санитарно-профилактическим мероприятиям должно быть уделено первостепенное внимание.

Из-за недостатка финансирования экологических программ основное внимание должно быть уделено мероприятиям по перехвату основной массы загрязнений, что предопределяет строительство водоочистных систем большой пропускной способности при относительно неглубокой очистке воды. Между тем наблюдается другая тенденция, которая сводится к повышению требований к очистке воды, вследствие чего строительство упрощенных очистных сооружений фактически остановлено. Переход к поэтапному вводу элементов очистной станции (отстаивание воды, отстаивание с коагуляцией, отстаивание с безреагентным и реагентным фильтрованием, а затем - сорбционной очисткой) позволит охватить большее число выпусков, нежели возведение единичных комплексов по глубокой очистке поверхностного стока. Для примера можно привести случаи, когда в один и тот же водоем сбрасываются глубоко очищенные и совсем не очищенные стоки, в результате чего обесцениваются затраты на очистку воды. Таким образом, третьей важной задачей становится обоснование требований к качеству сброшенной очищенной воды в увязке с комплексом мероприятий экологического характера.

В ходе анализа проблемы удаления и очистки воды необходимо обратить внимание на удаление твердых осадков в результате снеготаяния. Запасы соб-

ственного тепла сточных вод либо привлеченных источников низкопотенциального тепла могут помочь ликвидировать складирование снега в центральной части города при относительно небольшом радиусе его транспортировки, рационально загрузить очистные станции в зимнее время, уменьшить тепловое загрязнение водостоков.

Законодательство в области защиты водных объектов должно строиться на компромиссе между желаниями и экономическими возможностями. Проблема охраны поверхностных вод должна решаться поэтапно. На первом этапе объектом стандартизации должны быть непосредственно водные источники, на втором - сточные воды, на третьем - очистные сооружения, на четвертом - приоритетные загрязнители. На пятом следует перейти от централизованных административно-законодательных мер к системе, при которой многие функции центральных природоохранных ведомств будут переданы местным властям.

Во многих странах Америки и Европы установлены стандарты как для природных вод различных классов, так и для сточных вод, но нигде нет одинаковых нормативов для природных и сточных вод. В развитых странах нормативы по взвешенным веществам и БПК₅ в очищенных сточных водах соответствуют требованиям биологической очистки.

Определение требуемой степени очистки следует увязывать с техническими и экономическими возможностями, а также с санитарно-гигиеническим эффектом, получаемым в результате инвестиций. Здесь немаловажным фактором является расход электроэнергии. Так, снижение БПК₅ с 300 до 15 мг/л (95 %) требует в 1,5 раза больше электроэнергии, чем снижение БПК₅ с 300 до 40 мг/л (87 %).

Степень очистки воды на очистных сооружениях определяется соответствующим расчетом, но не должна быть меньше значений, приведенных в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Степень очистки воды в зависимости от вида загрязнения

Вид загрязнений	Степень очистки воды в прудах - отстойниках, % количества поступающих загрязнений, при расчетном времени отстоя, ч.					
	1	2	4	6	8	10
Взвешенные вещества, мг/л	80	80	85	90	95	95
Нефтепродукты при содержании, мг/л: (до 50) – (до 100)	80-80	80-85	80-85	90-87	90-90	90-90
Плавающий мусор	100	100	100	100	100	100

Эффективность капиталовложений в строительство сооружений доочистки на порядок ниже, чем в строительство сооружений полной биологической очистки.

4.4. Схемы очистки поверхностного стока

Очистка поверхностного стока с городских территорий может производиться как самостоятельно, так и совместно с очисткой городских сточных вод. В первом случае на устьевых участках главных коллекторов применяют локальные и централизованные очистные сооружения, размещаемые за пределами городской застройки ниже по течению основного водотока. Второй случай применяется при повышенных требованиях к степени удаления загрязняющих веществ, а также в системе полураздельной канализации. Выбор схемы отведения и очистки поверхностного стока должен быть обоснован технико-экономическим сравнением вариантов.

Как правило, поверхностный сток с территорий промышленных предприятий должен отводиться самостоятельной сетью канализации. Однако допустимо совместное отведение поверхностного стока с производственными сточными водами, содержащими аналогичные по виду и концентрации примеси загрязнений. Распространенным вариантом является сброс в дождевую канализацию продувочных вод оборотных систем водяного охлаждения. В этом случае

может повышаться солесодержание поверхностного стока, что отрицательно влияет на его использование в системах технического водоснабжения.

Переход на раздельные и полураздельные системы канализации характерен для всех стран. В городах Европы, как правило, в их старой части, сохраняется общесплавная система, а в новых районах принята раздельная канализация.

При разработке схемы отведения и очистки поверхностного стока с промышленных площадок необходимо учитывать источники, характер и степень загрязнения территории и атмосферы, размеры, конфигурацию и рельеф водосборного бассейна, наличие свободных площадей для строительства очистных сооружений и др. Выбор схемы отведения и очистки поверхностного стока должен осуществляться на основе оценки технической возможности и **экономической** целесообразности следующих мероприятий:

- использования неочищенного поверхностного стока в системах технического водоснабжения;
- локализации тех участков производственных территорий, на которых возможно попадание на поверхность специфических загрязнений, с отводом стока в производственную канализацию или после их предварительной очистки - в дождевую сеть;
- раздельного отведения поверхностного стока с водосборных площадей, отличающихся по характеру и степени загрязнения территории;
- самостоятельной очистки поверхностного стока;
- подачи поверхностного стока на общезаводские очистные сооружения для совместной с производственными сточными водами очистки.

Наиболее перспективным следует считать вариант использования очищенного поверхностного стока в системах производственного водоснабжения. В этом случае целесообразно после аккумуляции и отстаивания направлять поверхностный сток для дальнейшей очистки и корректировки ионного состава на сооружения водоподготовки.

На крупных предприятиях, включающих производства с разнообразными технологиями, поверхностный сток с территории отдельных производств может

значительно различаться. В таких случаях рационально направлять поверхностный сток отдельных водосборных площадок в производственную канализацию или перед сбросом в дождевую канализацию подвергать его предварительной очистке. Так, на машиностроительных предприятиях целесообразно предусматривать локальные сооружения, например *нефтеловушки*, для очистки поверхностного стока с площадок разбора машин, их ремонта и испытания различных механизмов. Такие сооружения позволяют удалять основное количество загрязнений из локального потока поверхностного стока простым и относительно дешевым методом и тем самым облегчить работу централизованных очистных сооружений. Иногда целесообразно устраивать контрольные емкости для сбора поверхностного стока с отдельных участков и направлять его в дождевую или производственную канализацию в зависимости от качества.

Такие решения применяются на предприятиях химической и нефтехимической промышленности, на которых в поверхностный сток могут попадать токсичные примеси. Схема отведения должна предусматривать, по возможности, самотечную подачу поверхностного стока на очистные сооружения.

Схема очистных сооружений прежде всего зависит от расхода, подаваемого на очистку, и требуемой степени очистки. Для снижения производительности очистных сооружений сток, как правило, усредняют. Степень очистки поверхностного стока в зависимости от принятой схемы отведения определяется требованиями к качеству воды, используемой в технологических процессах, или условиями спуска его в водные объекты. Качество воды, используемой на производственные цели, устанавливается в каждом конкретном случае в зависимости от назначения воды, требований технологического процесса, используемого сырья, оборудования и готового продукта производства, а также санитарно-гигиенических условий.

Предусматривается механическая и физико-химическая очистка поверхностного стока. В зависимости от характеристики и требуемой степени очистки могут использоваться: *решетки, песколовки, отстойные сооружения различных типов, аккумулирующие емкости, фильтровальные сооружения флотаторы,*

сооружения для реагентной и биологической очистки. Очистные сооружения могут быть открытого и закрытого типов.

Использование на очистных сооружениях дождевых вод технологических методов, позволяющих извлекать соли тяжелых металлов и уменьшать общее солесодержание, считается нецелесообразным и не применяется в мировой практике. Для снижения загрязнения водных объектов стоками дождевой канализации, наряду со строительством современных очистных сооружений, требуется:

- строительство сооружений очистки сточных вод на промышленных предприятиях и промплощадках, в составе дождевого стока которых имеются специфические загрязнения. Особое внимание следует уделять вопросу подключения к дождевой канализации систем отведения поверхностного стока с территории автозаправочных станций, автостоянок и гаражей;
- осуществлять своевременную уборку территории города.

При самостоятельной очистке поверхностного стока с городских территорий в состав очистных сооружений рекомендуется включать *решетки, песколовки и отстойники с механизированным удалением осадка (горизонтальные или радиальные)*. Для обеспечения более высокой степени очистки могут применяться тонкослойные отстойники торцевого типа или радиальные отстойники с встроенной камерой флокуляции.

Для станций большой производительности целесообразно устраивать *пруды-отстойники или аккумулирующие емкости*, оборудованные решетками и специальными секциями: для удаления песка и плавающего мусора.

Отстойные сооружения должны иметь устройства для задержания и периодического удаления всплывающих нефтепродуктов и осадка. Для удаления нефтепродуктов с поверхности при переменном уровне воды в конце секций рекомендуется предусматривать нефтесборные лотки, оборудованные щитовыми затворами с верхним переливом, а при постоянном уровне воды в отстойных сооружениях - щелевые поворотные трубы или другие нефтесъемные устройства. Должны быть предусмотрены устройства для сбора и сгона

всплывших нефте- и маслопродуктов. Всплывшие продукты удаляются по мере накопления в специальные резервуары для обезвоживания и затем вывозятся на утилизацию.

Отстаиванием не удастся обеспечить необходимый эффект очистки. Более глубокая степень очистки воды достигается фильтрованием ее через различные загрузки из природных и синтетических материалов. В настоящее время применяют фильтры из песка, керамзита, пенополиуретана, пенополистирола, сипрона, древесной стружки, вулканических шлаков, аглопорита, торфа, цеолитов и др.

При благоприятных гидрогеологических условиях и расходах до 300 л/с используются очистные сооружения закрытого типа. В состав каждой секции таких сооружений входят решетка, песколовка, горизонтальный отстойник с бункером для накопления осадка и системой нефтемаслосбора и встроенные или сблокированные с отстойником кассетные фильтры. Эффект осветления воды при скорости фильтрования 5- 7 м/ч через загрузку из синтетических или нетканых материалов кассетных фильтров высотой 0,5 м составляет 60-80 % в зависимости от исходной концентрации.

При совместной очистке поверхностного стока с территории города и городских сточных вод (бытовой канализации) в технологическую схему станции аэрации добавляются регулирующие емкости (рис. 4.1), а в ряде случаев применяется контактно-стабилизационный метод.

Схема совместной очистки зависит от способа подачи сточных вод на станцию аэрации. При подаче городских сточных вод и поверхностного стока по единому коллектору разделительную камеру устанавливают после песколовок. Время пребывания смеси сточных вод в первичных отстойниках должно быть не менее 1 ч.

В качестве регулирующей емкости применяются горизонтальные или радиальные первичные отстойники. Объем регулирующей емкости определяется из условия опорожнения ее в течение 24 ч с момента начала дождя.

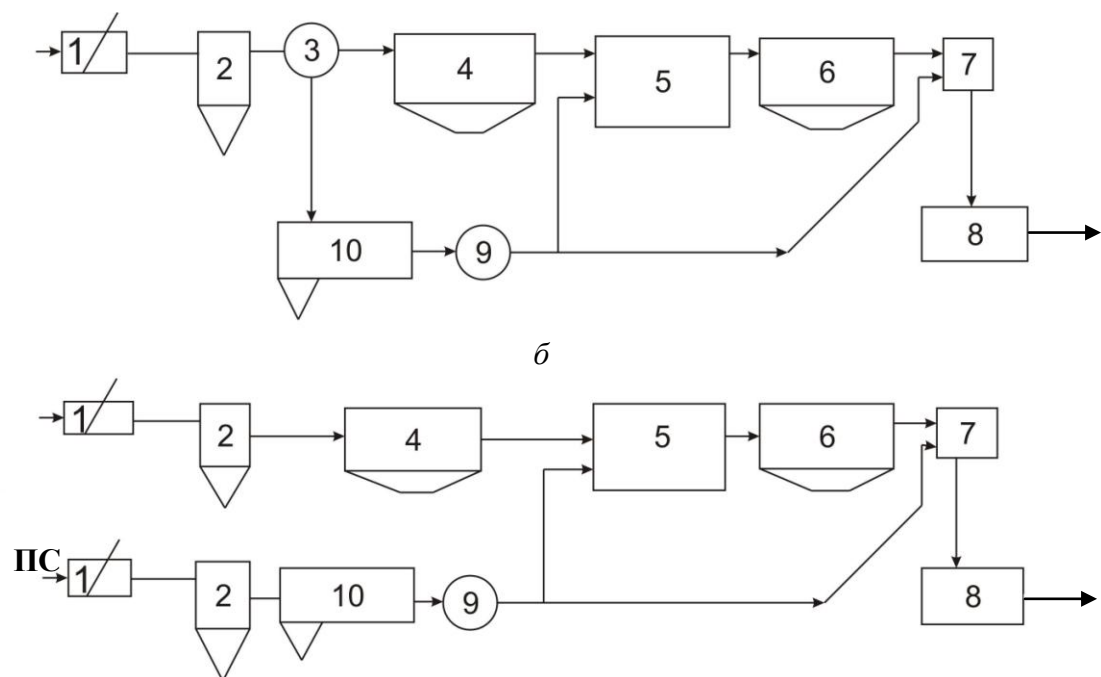


Рис. 4.1. Принципиальная схема совместной очистки поверхностного стока и городских сточных вод:

а - подача сточных вод по одному коллектору; *б* - подача сточных вод по отдельным коллекторам: 1 - решетки; 2 - песколовки; 3 - разделительная камера; 4 - первичные отстойники; 5 - аэротенки; 6 - вторичные отстойники; 7 - узел обеззараживания; 8 — контактный резервуар; 9 - насосная станция; 10 - регулирующий резервуар; ПС — поверхностные сточные воды

Из регулирующей емкости сточная вода после оттаивания подается в аэротенки с расходом не более 50% от того, на который они рассчитаны. Суммарный расход, обрабатываемой **в аэротенках** сточной воды, не должен превышать 1,5 расхода в сухую погоду. Контактно-стабилизационный метод применяется при наличии на станции аэрации аэробных стабилизаторов для обработки избыточного активного ила. Время контакта при очистке смеси ГСВ (городские сточные воды) и ПС (поверхностный сток) при дозе ила в контактном резервуаре 3 г/л должно составлять 30 мин, а при самостоятельной очистке ПС и дозе ила 4 г/л достаточно 15 мин. При расчете сооружений исходят из условия, что весь стабилизированный избыточный активный ил станции аэрации используется 1 раз в течение одного дождя. Расход воздуха в контактном резервуаре принимается 5 м^3 на 1 м^3 сточной воды.

Если очистить весь объем поверхностного стока за счет форсированной работы аэротенков или контактно-стабилизационным методом невозможно, то дополнительно предусматривается устройство накопительного резервуара. Из этого резервуара в период снижения поступления общего расхода на станцию аэрации сточные воды попадают в аэротенк. Сооружения по первичной очистке поверхностного стока необходимы для защиты емкостных сооружений от нефти и других плавающих примесей, крупных тяжелых предметов, уплотняющихся и цементирующихся материалов. Извлечение указанных примесей позволит сохранить чистоту поверхности емкостных сооружений, взрыво- и пожаробезопасность, удаление выпадающего осадка средствами гидросмыва. В качестве сооружений первичной очистки могут быть песколовки либо нефтеловушки на краткосрочное отстаивание воды.

Аккумулирование и осветление поверхностного стока целесообразно совмещать. Осветление повышается при введении реагентов перед отстойниками-аккумуляторами. За сутки отстаивания с добавкой реагентов концентрация взвешенных веществ уменьшается до 15-20 мг/л, БПК₅ воды снижается до 5-10 мг/л, концентрация нефти - до 0,3-0,5 мг/л. Если одновременно вводить реагент-дезинфектант, то можно сократить до минимума санитарные разрывы вокруг сооружений. Для относительно небольших бассейнов стока следует применять безреагентное аккумулирование-отстаивание дождевых вод. Возведение отстойников-аккумуляторов позволяет поставить вопрос о приеме снега для таяния в зимний период, когда нагрузка на систему резко падает.

Анализ вышесказанного позволяет выделить следующие этапы в системе очистки сточных вод: *предочистка, первичная очистка, вторичная очистка, заключительная очистка, доочистка или третичная очистка* (рис. 4.2 и 4.3).

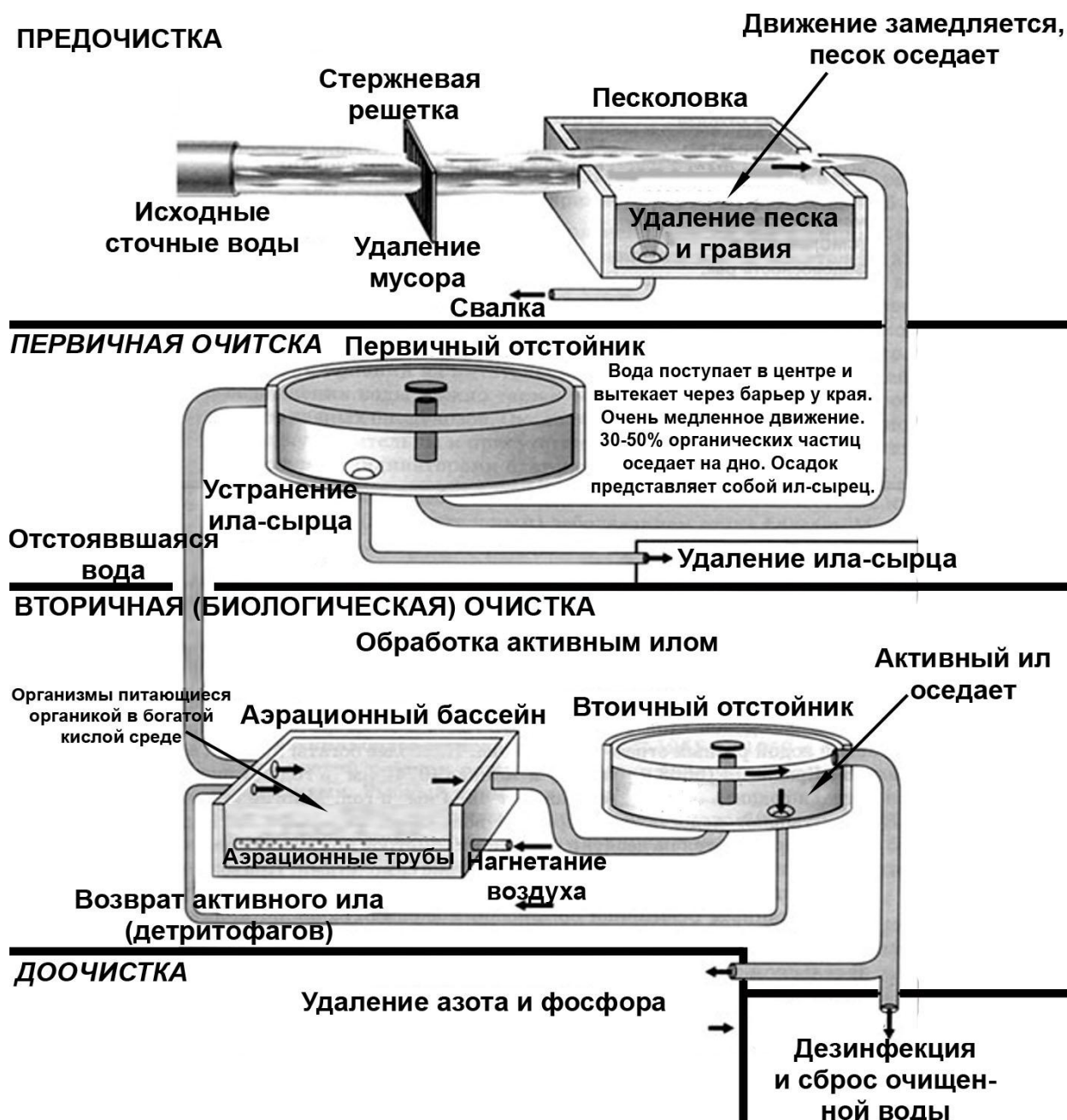


Рис. 4.2. Пошаговая схема очистки поверхностного стока

Предварительная очистка – первый шаг в обработке сточных вод. Данная очистка заключается в отсеивании, измельчении или отделении отходов. На данном этапе из сточных вод удаляются палки, тряпки, песок, гравий, игрушки и т.п. для защиты насосного либо иного оборудования на водочистой станции. Для этой цели используются защищающие сетки для грубой очистки, измельчающие устройства, пескоуловитель или отстойник для песка. Отходы, собранные на данной стадии очистки, обычно закапывают.

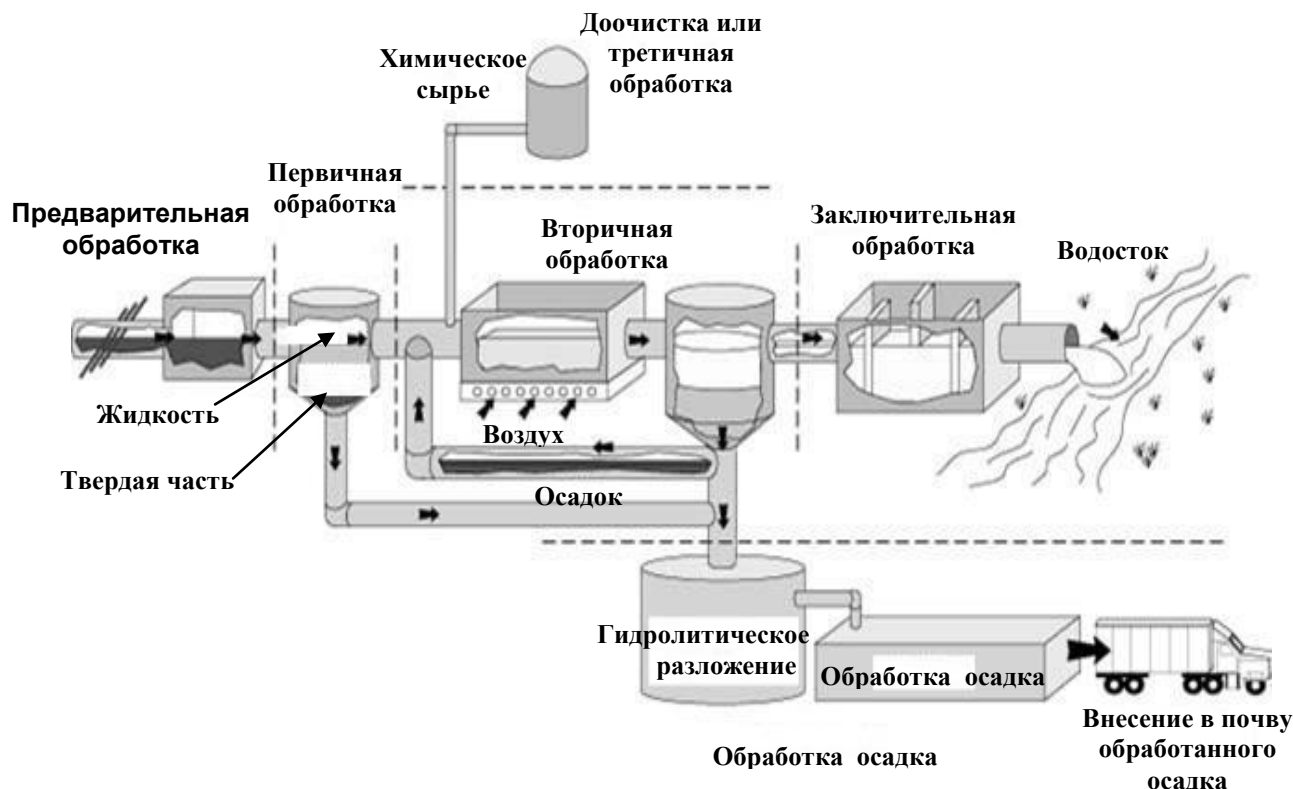


Рис. 4.3. Схема обработки (очистки) поверхностного стока с вывозом обработанного осадка

Первичная очистка – второй шаг в обработке стока, который заключается в отделении взвешенных твердых веществ и жиров из сточных вод. Сточные воды содержат в неподвижном резервуаре в течение нескольких часов, позволяя частицам опасть на низ, а жирам всплыть. Извлеченные твердые частицы подвергаются дальнейшей обработке как осадок. Очищенные сточные воды переходят к следующей стадии обработки. Для первичной обработки обычно используются осветлители и септики.

Вторичная очистка – биологический процесс для удаления из сточных вод растворенных органических веществ. Для этого выращиваются и добавляются в сточные воды микроорганизмы, которые поглощают органические вещества. Для осуществления вторичной очистки используются три подхода: системы неподвижного поверхностного слоя, системы взвешенного либо суспендированного поверхностного слоя и отстойные системы.

- **Системы неподвижного поверхностного слоя**

В системах неподвижного поверхностного слоя выращивают микроорганизмы на основаниях, таких как камень, песок или пластик. Сточные воды разливают по основанию, позволяя протекать мимо слоя микроорганизмов,

находящегося у основания. Поскольку органические и питательные вещества поглощаются из сточных вод, слой микроорганизмов растет и расширяется. Бактериальные фильтры, вращающиеся биореакторы или дисковые биофильтры (аппарат в виде барабана диаметром 3 - 3,6 м, полупогруженного в мелкий бассейн, для аэробной очистки сточных вод), и песчаные фильтры - примеры систем неподвижного слоя.

- **Системы взвешенного слоя**

В системах взвешенного слоя размешивают и приостанавливают микроорганизмы в сточных водах. Поскольку микроорганизмы поглощают органические и питательные вещества из сточных вод, они увеличиваются в размере и количестве. После того, как микроорганизмы были приостановлены в сточных водах в течение нескольких часов, они выпадают как осадок. Часть осадка откачивается назад в поступающие сточные воды, чтобы обеспечить "семенные" микроорганизмы. Остаток идет на стадию обработки осадка. Активированный ил, продолженная аэрация, аэрационный канал - примеры систем взвешенного слоя.

- **Отстойные системы**

Отстойные системы - мелкие бассейны, в которых содержатся сточные воды в течение нескольких месяцев для естественной деградации. Эти системы используют естественную аэрацию и микроорганизмы.

Заключительная очистка сфокусирована на удалении болезнетворных организмов из сточных вод. Очищенные сточные воды могут быть дезинфицированы добавлением хлора либо с помощью ультрафиолетовых лучей. Высокие уровни хлора могут быть вредными для водной жизни в водоприемнике, принимающем очищенные сточные воды, поэтому перед спуском воды в них часто добавляют химикат, нейтрализующий хлор.

Доочистка или третичная очистка – применяется в некоторых очистных сооружениях для удаления питательных веществ из сточных вод. Иногда во время процесса очистки воды в нее добавляются химикаты, чтобы помочь оседанию или выпадению фосфора или азота. Примерами систем удаления биогенных элементов или питательных веществ служат добавление коагулянта для удаления фосфора, отгонка воздухом - для удаления аммиака.

Для улавливания и сбора нефтепродуктов из поверхностных (дождевых) и производственных сточных вод *при небольших расходах* применяются различного типа нефтеуловители. Примером может служить нефтеуловитель типа ЭКО-Н (рис. 4.4), который может применяться на автозаправочных станциях, площадках автосервиса, стоянках, гаражах, промышленных предприятиях.

Корпус такого нефтеуловителя выполнен из стеклопластика. Срок службы корпуса не менее 50 лет. Производительность от 0,5 до 20 литров воды в секунду. Нефтеуловитель эффективно устраняет нефтепродукты из сточных вод. Степень очистки по нефтепродуктам – до 0,3 мг/л, а по взвешенным веществам – до 12 мг/л.

Вода, подающаяся на очистку в нефтеуловитель должна иметь следующие параметры: содержание взвешенных веществ не более 200 мг/литр, нефтепродуктов не более 80 мг/литр, если эти параметры выше, то до нефтеуловителя должна быть предусмотрена система *пескоилоулавливания*.

Пескоилоуловители предназначены для улавливания и сбора песка, взвешенных, плавающих веществ, а также нефтепродуктов из поверхностных (дождевых) и промышленных сточных вод.

Пескоилоуловитель устанавливается там, где возможно занесение станции очистки сточных вод песками, в особенности при использовании общесплавной канализации. Он надёжно защищает станцию очистки от попадания взвешенных веществ.

Примером пескоилоуловителя может служить установка ОТБ (рис. 4.5)

Корпус установки ОТБ выполнен из стеклопластика. Производительность установок ОТБ составляет от 1 до 20 л/сек (установки производительностью более 20 л/с рассчитываются в индивидуальном порядке). Эффективность осаждения по взвешенным веществам до 80%.

Во время отстаивания происходит частичное извлечение нефтепродуктов, которые собираются на поверхности.

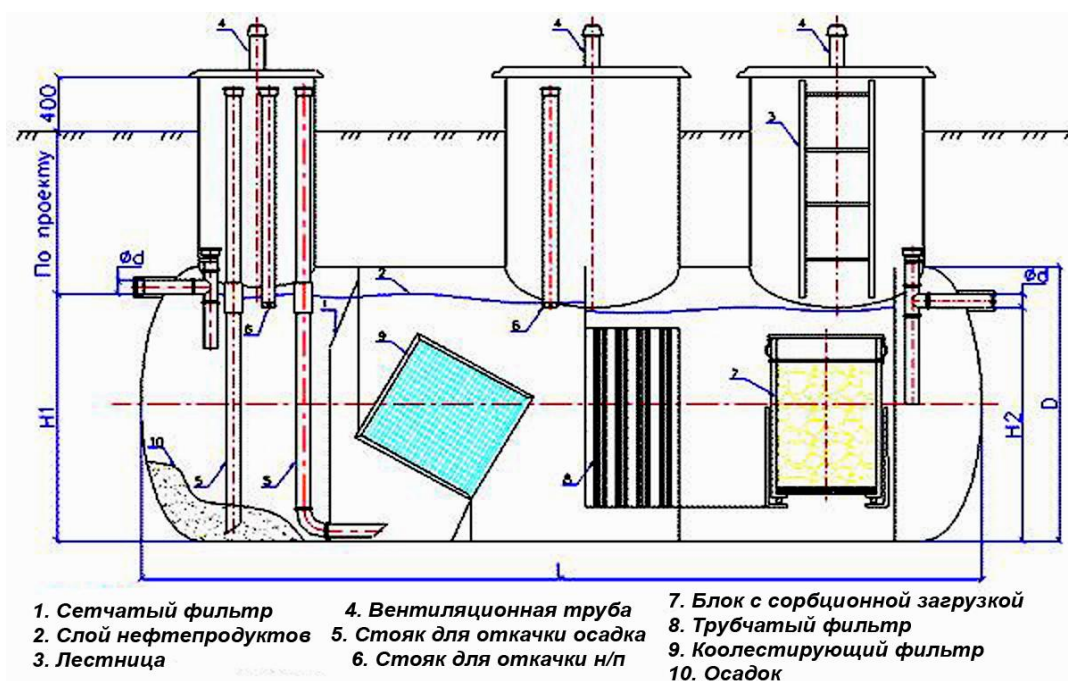
a*б**в*

Рис. 4.4 Очистные сооружения ливневой канализации
(нефтеуловитель типа ЭКО-Н)
a – общий вид; *б* – внутреннее устройство; *в* – принципиальная схема

a



б

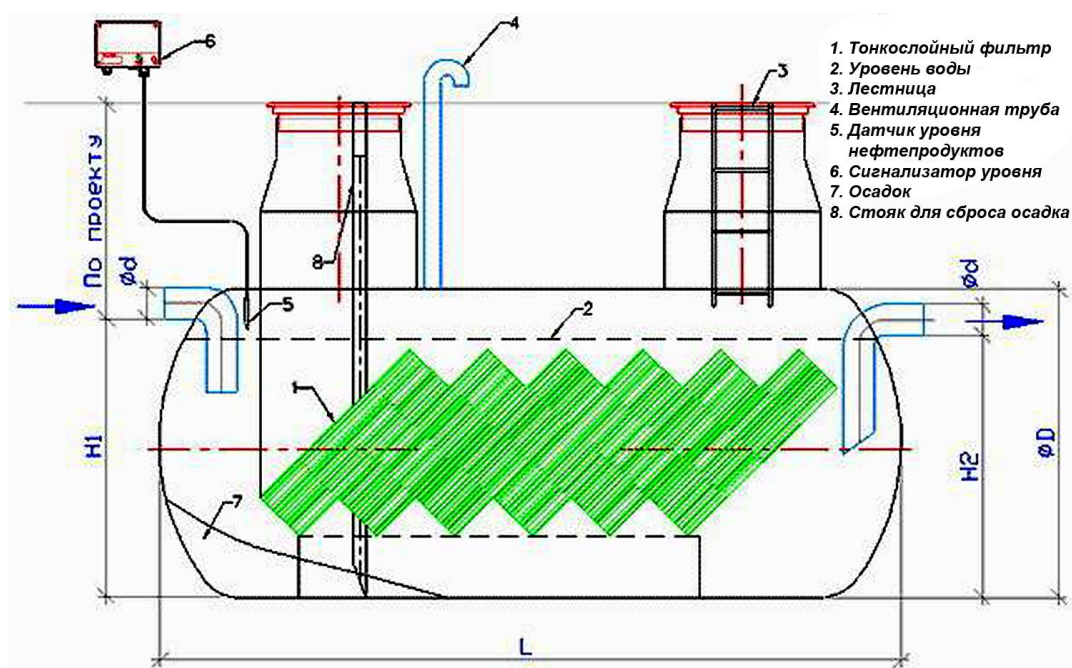


Рис. 4.5 Очистные сооружения ливневой канализации
(пескоилоуловитель типа ОТБ)

a – общий вид; *б* – принципиальная схема

Принцип действия пескоилоуловителя основан на гравитации. Сточная вода поступает в приёмный отсек установки, где происходит частичное снижение её скорости. Затем в рабочей части уловителя, по мере движения воды, скорость течения снижается до такой степени, что взвешенные вещества, находящиеся в воде, начинают осаждаться на дно отделителя. Частично освобождённая от взвешенных веществ вода проходит дополнительную

очистку на тонкослойных фильтрующих блоках, а затем поднимается до уровня выпускающего коллектора и стекает в канализацию. Скопившийся на дне уловителя осадок удаляется через стояк для откачки осадка.

Для очистки сточных вод от нефтепродуктов и взвешенных веществ до норм сброса в водоемы рыбохозяйственного назначения применяются безнапорные сорбционные фильтры (БСФ) (рис. 4.6).

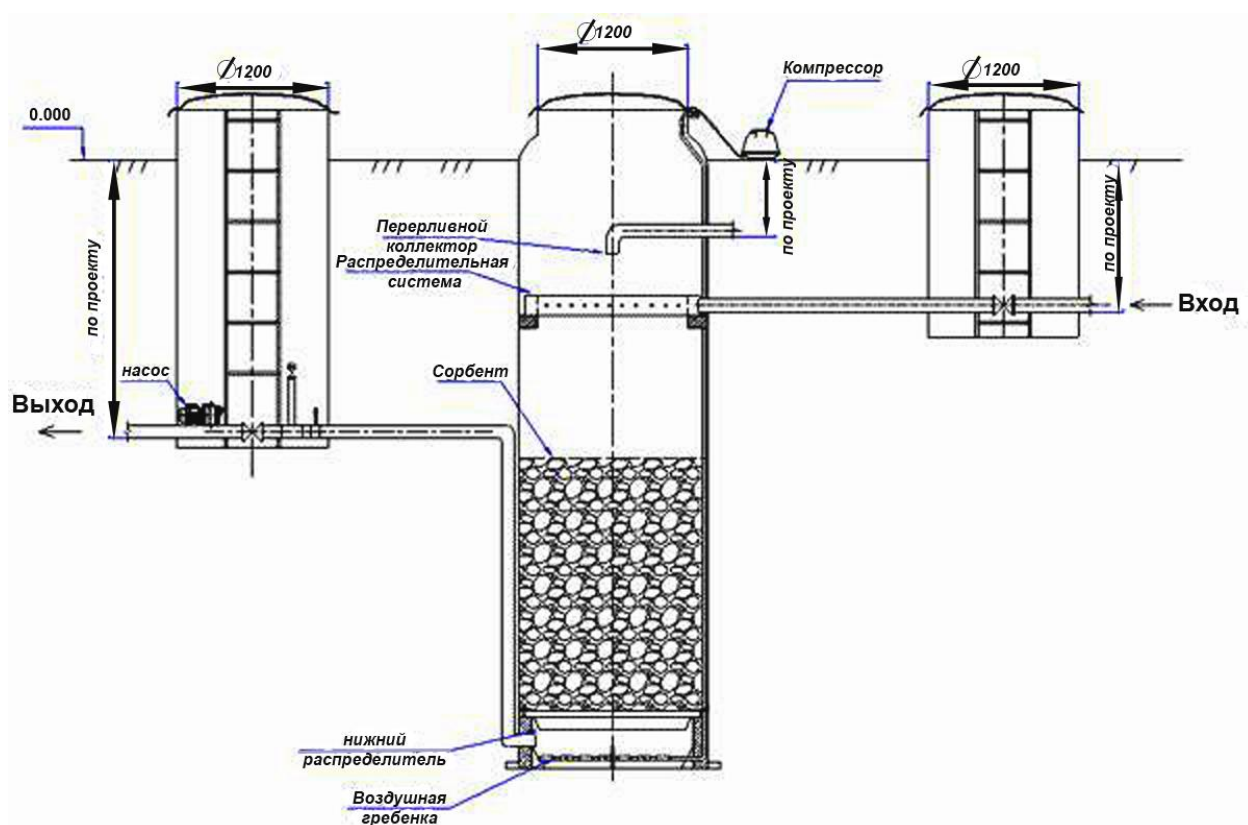


Рис. 4.6. Принципиальная схема безнапорного сорбционного фильтра (БСФ)

Безнапорный сорбционный фильтр имеет цилиндрический корпус, выполненный из армированного стеклопластика, в котором размещаются фильтрующий материал (сорбент) и вспомогательное оборудование – верхнее и нижнее распределительные устройства, арматура, воздухопровод, и т.д. Ёмкости из армированного стеклопластика представляют собой основную строительную конструкцию, являются инженерными сооружениями, выдерживающими нагрузки от давления грунта и грунтовых вод, а так же массы технологического оборудования. Материалы, применяемые при изготовлении фильтра – армированный стеклопластик, ПВХ, нержавеющая сталь – не поддаются

коррозии и гниению, устраняя тем самым необходимость профилактических работ по противокоррозионной защите корпуса и обеспечивая длительный срок службы сооружений. Срок службы рабочей эксплуатации стеклопластиковой ёмкости фильтра не менее 50 лет.

Диаметр корпуса фильтра выбирается в зависимости от требуемой производительности, а его высота и масса варьируют в зависимости от глубины залегания подводящих коллекторов.

Фильтр состоит из стеклопластиковой емкости, выполненной в виде цилиндра и установленной вертикально, горловина емкости закрыта крышками. Во внутреннюю часть емкости через стенку выведены гильзы для присоединения трубопроводов подачи и отвода стоков.

В таблице 4.3 представлена характеристика степени очистки БСФ.

Таблица 4.3

Степень очистки безнапорным сорбционным фильтром

Вид загрязнений	Концентрация, мг/л	
	на входе	на выходе
нефтепродукты	0,3 – 0,5	0,03 – 0,05
	3 – 5	0,3 – 0,5
взвешенные вещества	до 10	1 – 3
	до 20	5 – 10

Данный фильтр включён в технологическую схему очистки ливнёвых вод. Непосредственно перед фильтром должны располагаться пескоилоуловитель и/или нефтеуловитель, обеспечивающие очистку воды до требуемой концентрации.

В качестве примера может служить Саратовская нефтебаза, для которой реализован проект, включающий пескоуловитель, нефтеуловитель, сорбционный фильтр.

Пруды - отстойники

Как указывалось выше, для станций большой производительности целесообразно устраивать *пруды-отстойники или аккумулирующие емкости.*

Пруды - отстойники могут быть [4]:

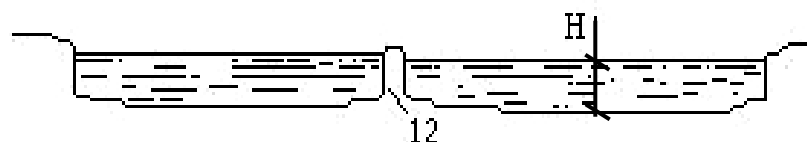
- изолированные от водоема, с водосбросными устройствами непосредственно в водоем или коллектор дождевой канализации (рис. 4.7, 4.8);
- каскадного типа с двумя последовательными секциями, расположенными в разных уровнях (4.9);
- расположенные на сопряжении с водоемом, с разделяющим устройством в виде сборно-разборной плотины (рис. 4.10).

Основными элементами прудов - отстойников являются:

- устройства (отсеки и др.) для задержания нефтепродуктов;
- разделительные продольные и поперечные дамбы или стенки;
- водосбросные устройства, которые служат для сброса воды из верхних камер (секций) в нижние и сброса очищенной воды в водоем или коллектор;
- устройства и оборудование для сбора нефтепродуктов, а также подземные емкости для них.

Секции в прудах - отстойниках создаются с помощью отдельных стенок (дамб), при этом в каждой верхней секции устраиваются отсеки для задержания нефтепродуктов, обычно ограждаемые полупогружными щитами. Если пруд-отстойник разделен на поперечные секции, то отсеки для задержания нефтепродуктов можно устраивать только в верхней секции пруда, а последующие используются для дополнительного отстаивания. Длина отсека определяется расчетом, а ширину обычно принимают конструктивно не менее 4...6 м. Следует предусматривать возможность самостоятельной работы каждой секции, в этом случае надо иметь устройства для переключения их между собой. Односекционные пруды-отстойники устраиваются, когда площадь водосбросного бассейна не превышает 100 га. Во всех случаях соотношение ширины пруда - отстойника к его длине обычно принимают не более 1: 4.

Продольный профиль



План

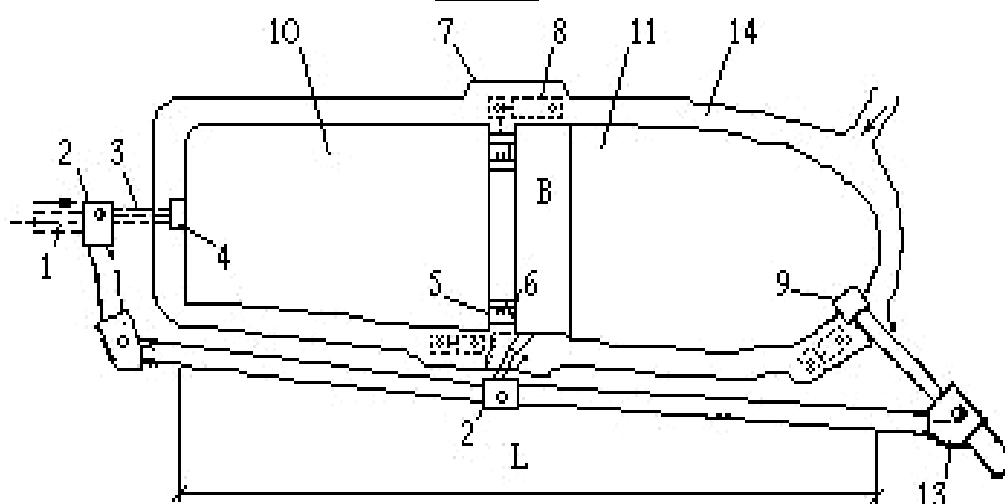


Рис. 4.7. Схема пруда-отстойника с секцией дополнительного отстаивания

1 - коллектор дождевой канализации; 2 - распределительная камера; 3 - подводящий трубопровод; 4 - выпуск; 5 - поворотная щелевая труба; 6 - полупогружные щиты; 7 - емкость для отстаивания маслонефтепродуктов; 8 - водозаборный колодец; 9 - водосброс; 10 - секция отстойника; 11 - секция дополнительного отстаивания; 12-разделительная дамба; 13 - камера сброса очищенной воды; 14 - подъездная дорога

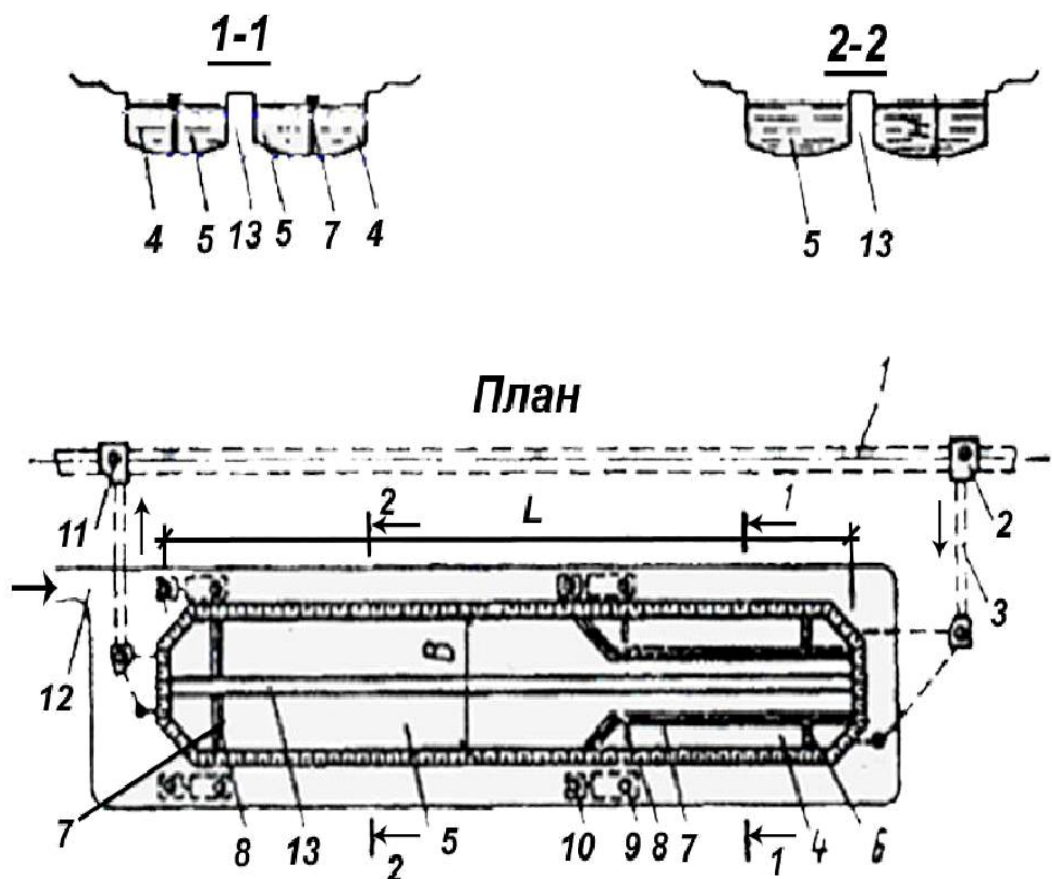


Рис. 4.8.Схема двухсекционного пруда-отстойника

1 - коллектор дождевой канализации; 2 - распределительная камера; 3 - подводящий трубопровод; 4 - отсек для задержания маслонефтепродуктов; 5 - секция отстойника; 6 - мусороулавливающая решетка; 7 - полупогружные щиты; 8 - приемник маслонефтепродуктов; 9 - емкость для отстаивания маслонефтепродуктов; 10 - водозаборный колодец; 11 - камера сброса очищенной воды; 12 - подъездная дорога; 13 - разделительная дамба

Продольный профиль

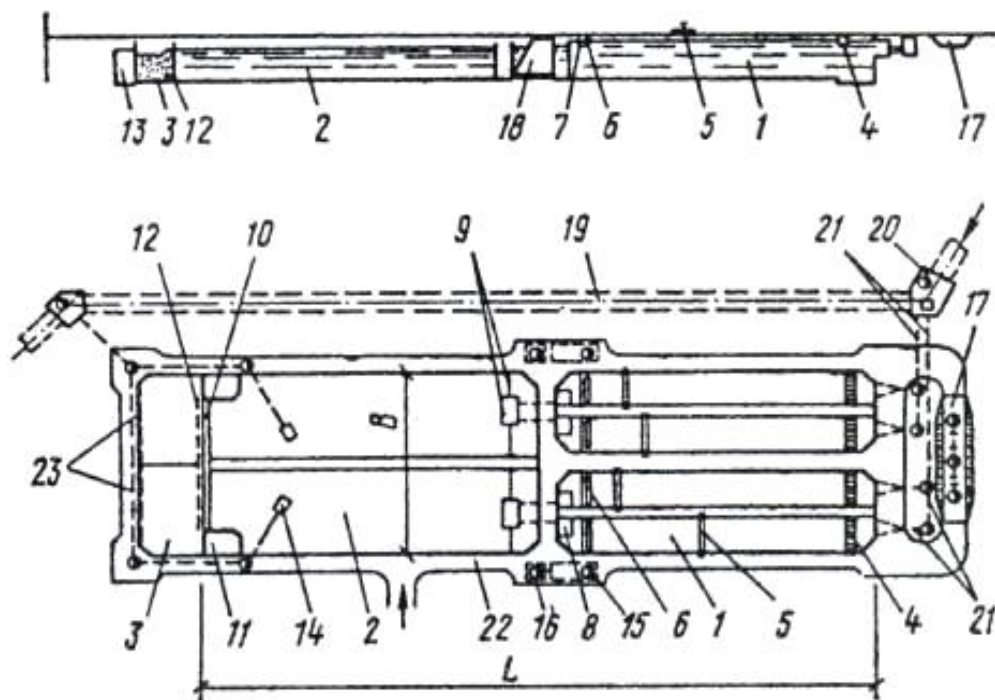


Рис.4.9. Схема каскадного пруда-отстойника с фильтром

1 - секция первичного отстойника; 2 - секция дополнительного отстойника; 3 - фильтр доочистки; 4 - мусороулавливающая решетка - приспособление для сгона маслонефтепродуктов; 6 - приемник маслонефтепродуктов; 7 - полупогружные щиты; 8 - водосброс; 9 - рассеивающий выпуск; 10 - водослив; 11 - водосброс для работы в зимний период; 12-щелевая труба; 13 -галерея для сброса очищенной воды; 14 - донный выпуск; 15 - емкость для отстаивания маслонефтепродуктов; 16 - водозаборный колодец; 17 - площадка с фильтром для складирования твердого осадка; 18 - разделительная дамба; 19 - коллектор дождевой канализации; 20 - распределительная камера; 21 - подводящий трубопровод; 22 - подъездная дорога; 23 - отверстия для выпуска воды из фильтра в галерею

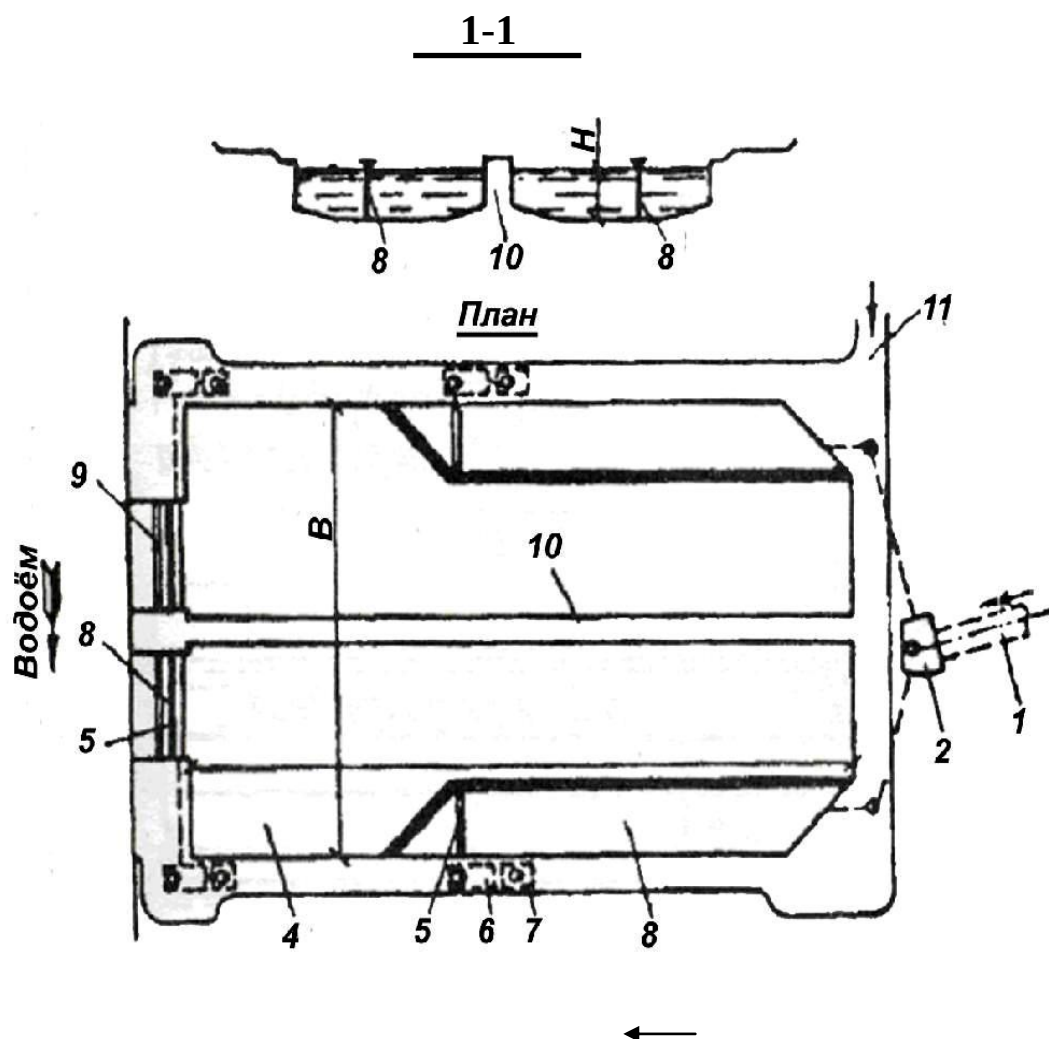


Рис. 4.10. Схема пруда-отстойника на сопряжении с водоемом

1 - коллектор дождевой канализации; 2 - распределительная камера; 3 - отсек для задержания маслонефтепродуктов; 4 – секция отстойника; 5 - приемник маслонефтепродуктов; 6 - емкость для оттаивания маслонефтепродуктов; 7 - водозаборный колодец; 8 - полупогружные щиты; 9 - разборная плотина; 10 – разделительная дамба; 11 - подъездная дорога

Стационарные щитовые заграждения

В случаях, когда по планировочным или другим местным условиям создание прудов-отстойников или других очистных сооружений затруднено, устраивают *стационарные щитовые заграждения в акватории водоема* (рис. 4.11).

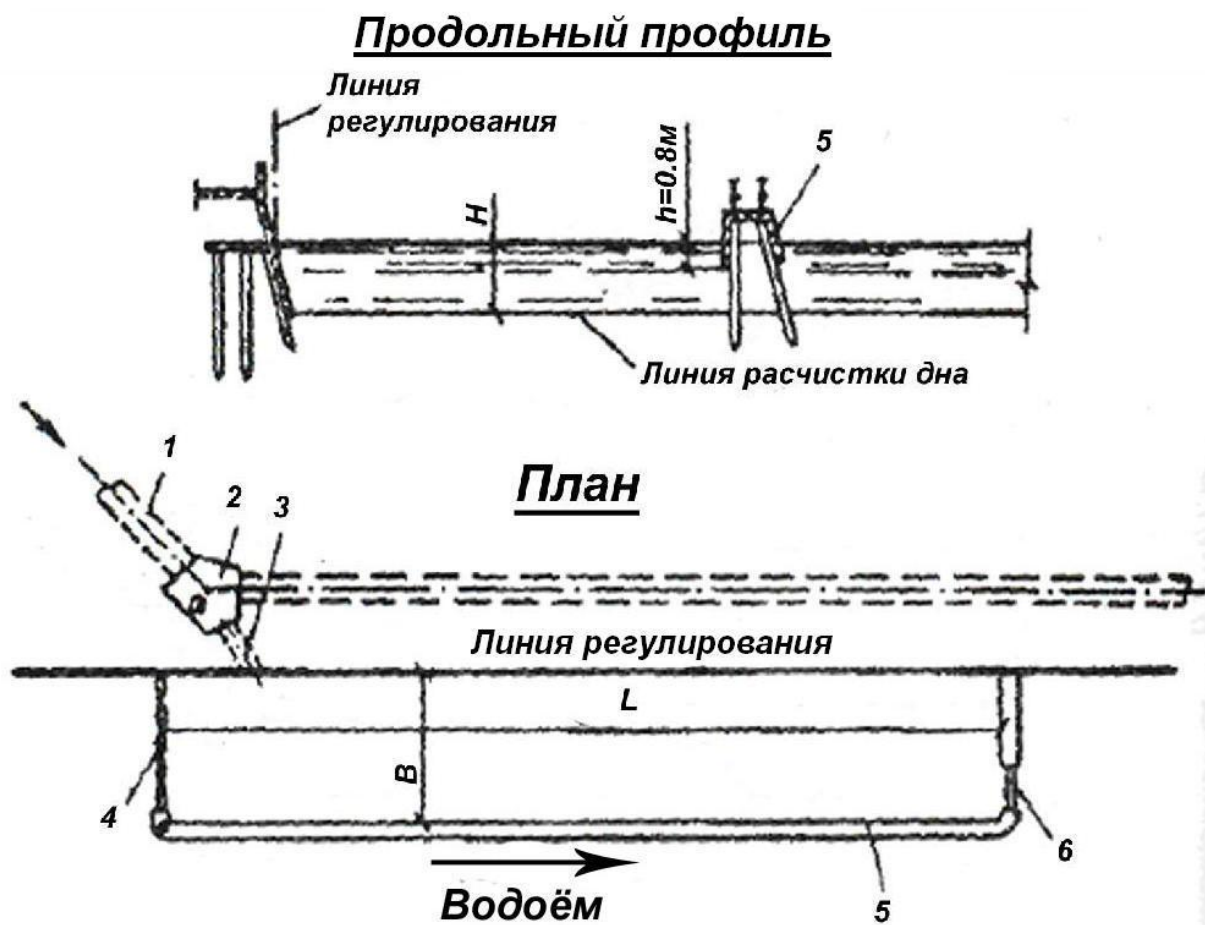


Рис. 4.11. Схема стационарного щитового сооружения

1 - коллектор дождевой канализации; 2 - распределительная камера; 3 - подводный трубопровод; 4 - плавающее бонное ограждение; 5 - железобетонная навесная стенка; 6 - щитовой затвор

Такие ограждения могут устраиваться в русле реки (ниже существующих выпусков коллекторов). В этом случае в речное русло, перегороденное направляющей шпорной стенкой, поступает загрязненный поток от коллектора и смешивается с постоянным расходом реки. Стационарные щиты ограждения погружаются на глубину $\sim 0,8$ м от поверхности воды, при этом в них должен полностью задерживаться плавающий мусор, а также частично нефтепродукты и твердый сток. Размеры таких ограждений назначаются из условия захода в акватории плавающих средств с механизмами для очистки от донных отложений и сбора плавающего мусора. Конструкции ограждений должны предусматривать устройства для швартовки плавсредств.

Сооружения закрытого типа обычно устраивают на выпусках дождевой канализации в городские водоемы или на устьевых участках притоков к

главным коллекторам при площадях водосбросного бассейна до 300 га. Сооружения закрытого типа могут состоять из двух или нескольких секций, в которых предусматриваются: входная, проточная, осадочные части и отсек для фильтров доочистки воды. Загрязненная вода подводится к очистному сооружению трубопроводом, подключенным к распределительному устройству.

Сооружения закрытого типа, как правило, включают: *распределительную камеру и камеру переключения; подводящий трубопровод; распределительный лоток; мусороулавливающую решетку; секции отстойника; приемник с емкостью для отстаивания масла - нефтепродуктов; водозаборный колодец; фильтр доочистки; устройство для сбора очищенной воды и др.*

Фильтры доочистки задерживают эмульгированные нефтепродукты. Фильтрация воды в них осуществляется восходящим потоком, а их площадь обычно равна площади поперечного сечения проточной части каждой секции сооружения. Материалами для заполнения фильтров могут быть: сипрон, ви-запрон, древесная стружка и др., которые обладают высокой адсорбирующей способностью. В местах установки фильтров доочистки и мусороулавливающих решеток предусматриваются съемные перекрытия. Конструкции очистных сооружений закрытого типа выполняют из железобетона (сборного или монолитного) и рассчитывают на постоянные и временные нагрузки в соответствии с нормативами на проектирование мостов и труб.

В заключение необходимо отметить, что пруды-отстойники, сооружения закрытого типа (подземные) и стационарные щитовые ограждения в акватории водоема широко использовались в прошлом. Эффективность очистки в них относительно невелика. Концентрация взвешенных веществ в воде, выходящей из прудов-отстойников, колеблется от 20 до 70 мг/л, а содержание нефтепродуктов - от 3 до 7,2 мг/л. Эти сооружения громоздки, удаление осадков и всплывших нефтепродуктов из них вызывает большие трудности. Для создания прудов-отстойников обычно используют естественные понижения местности, овраги, карьеры, русла пересыхающих ручьев и т.д., что также затрудняет повсеместное их применение.

В настоящее время применяется большой спектр очистных сооружений. В таблице 4.4 представлена сравнительная характеристика очищающей способности очистных сооружений различного типа.

Таблица 4.4

Усредненные показатели эффективности очистки поверхностного стока на сооружениях различного типа
(по проектным данным и фактическим замерам)

№ п.п.	Тип сооружения	Плавающий мусор, %	Конечная концентрация загрязнений после очистки		Соли тяжелых металлов, %
			взвешенные вещества, мг/л	нефтепродукты, мг/л	
1	Пруды-отстойники	100	30-50	3-8	эффекта нет
2	Сооружения камерного типа	100	20-30	3-8	эффекта нет
3	Песколовки	70	50-100	10-20	эффекта нет
4	Щитовые заграждения	90	40-70	5-10	эффекта нет
5	Тонкослойные сооружения	100	8-10	1-2	снижение на 0,2
6	Тонкослойные сооружения с биотехнологией	100	8-10	0,1-1	снижение на 0,4
7	Сооружения глубокой очистки	100	2-5	0,05-0,5	снижение на 0,8
8	Габионные сооружения "Эколандшафта"	100	3-7	0,1-1	снижение на 0,5

На современном этапе необходима работа по реконструкции и модернизации технологически устаревших очистных сооружений, таких как пруды-отстойники, сооружения камерного типа и щитовые заграждения.

4.5. Основы расчета очистных сооружений

Гидравлические, гидрологические и санитарно - технические расчеты очистных сооружений обычно состоят из следующих разделов:

- определение расходов загрязненных дождевых вод;
- определение объемов всех видов вод, которые поступают на очистное сооружение;
- определение параметров очистного сооружения;
- определение объемов загрязнений, подлежащих задержанию в очистном сооружении;
- статические расчеты сооружения.

Основными исходными данными для расчета очистных сооружений являются площадь водосборного бассейна, расчетные расходы сточных вод и гидравлические параметры коллектора, а также концентрации загрязненных поверхностных (дождевых и снеговых) вод и принятая степень их очистки.

4.5.1. Расчет очистных сооружений прудов-отстойников

Расчетный объем сточных вод следует определять как сумму дождевых вод и других вод, протекающих по коллектору дождевой канализации. Среднегодовые объемы дождевых вод (м^3 с 1 га), поступающих на очистные сооружения можно определить по формуле:

$$W_d = 2,5 \cdot H_{\text{жс}} \cdot K_{\text{д}}, \quad (4.5)$$

где $H_{\text{жс}}$ - среднегодовое количество дождевых осадков (мм), определяемое по данным ближайшей метеостанции; $K_{\text{д}}$ - коэффициент, учитывающий объем дождевых вод, направленных на очистное сооружение, который принимается по таблице 4.5 в зависимости от значения q_{20} в формуле (2.17).

Таблица 4.5

Зависимость коэффициента K_3 , от q_{20}

q_{20} , л/с с 1 га	20	40	60	80	100	150	200
K_3	0,9	0,8	0,78	0,7	0,65	0,53	0,45

Среднегодовое количество талых вод, направляемых на очистное сооружение, определяется по зависимости (м^3 с 1 га):

$$W_m = 8 \cdot H_{B.C.} \cdot K_6, \quad (4.6)$$

где $H_{B.C.}$ – средний многолетний слой весеннего стока (мм), определяемый по картам изолиний (см. рис. 2.9); K_6 – коэффициент, учитывающий объем талых вод, поступающих на очистное сооружение, определяется по таблице 4.6.

Таблица 4.6

Значения коэффициента K_6 от района весеннего стока

Вероятность превышения, $P, \%$	Значения коэффициента K_6 для различных районов весеннего стока			
	1	2	3	4
50	0,56	0,66	0,8	1,0
20	0,47	0,56	0,69	0,77
10	0,40	0,47	0,63	0,56
4	0,35	0,41	0,54	0,47
2	0,30	0,37	0,47	0,40

Карта районирования весеннего стока приведена на рис.4.12.

Формулой 4.6 учитывается, что часть воды от таяния снега ($\sim 20 \%$) не поступает на очистное сооружение, так как с городских территорий часть снега вывозится.

Для приближенных расчетов объем мочных вод можно принимать равным $W_M = 150 \dots 200 \text{ м}^3$ с 1 га в год.

Необходимо отметить, что расходы и объемы дождевых вод, определяемые по вышеприведенным зависимостям, соответствуют водосборным бассейнам со средними условиями застройки, в которых площадь водонепроницаемых поверхностей (кровля, дороги, тротуары) составляет 35...45 %.

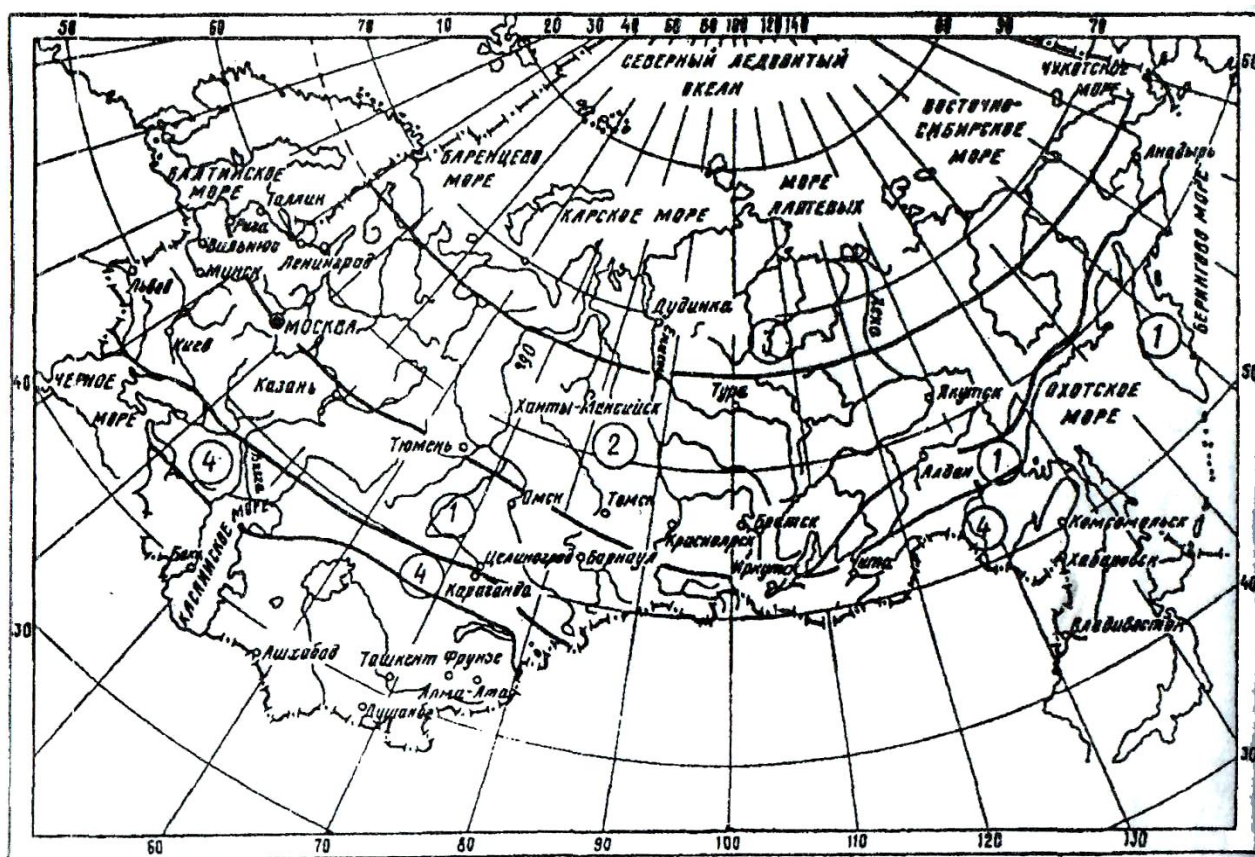


Рис. 4.12 .Карта районирования весеннего стока

Для других условий застройки в выражение 4.5 вводятся коэффициенты K_z согласно таблице 4.7.

Таблица 4.7

Значения коэффициента K_z при доле (%) водонепроницаемых покрытий

Процент водонепроницаемых покрытий на водосборном бассейне	10	30	40	60	80	100
K_z	0,4	0,8	1,0	1,4	1,8	2,2

Приблизительно среднегодовой объем вод с одного гектара, поступающий на очистное сооружение, равен

$$W_o = W_d + W_m + W_M, \quad (4.7)$$

При известной площади водосбора можно определить объем воды, поступающей на очистное сооружение ($\text{м}^3/\text{год}$):

$$W_1 = W_o \cdot F, \quad (4.8)$$

где F - площадь водосбора, га.

Параметры проточной части прудов-отстойников или очистных сооружений закрытого типа можно определить по следующим зависимостям:

$$\omega = Q_p / v; \quad (4.9)$$

$$\omega = B \cdot h_{np}; \quad (4.10)$$

$$l = v T_{om} \cdot 3600; \quad (4.11)$$

$$L = l \cdot K_l, \quad (4.12)$$

где Q_p – расчетный расход сточных вод (расчетный расход коллектора), м³/с; v – скорость воды в проточной части, которая не должна превышать 0,01 м/с; T_{om} – время отстоя воды, для прудов-отстойников - не менее 2 ч, для сооружений закрытого типа - 1 ч.; ω – живое сечение проточной части, м²; h_{np} – глубина проточной части, м; B – ширина проточной части, м; l – длина проточной части, м; K_l – коэффициент, учитывающий увеличение длины за счет успокоительного участка, принимаемый равным 1,1... 1,2; L – общая длина проточной части и успокоительного участка, м.

Рекомендуется принимать ширину проточной части или отдельных секций для прудов - отстойников не более 40 м, а для сооружений закрытого типа не более 4 м. Расчетные параметры проточной части подвергаются расчетному обоснованию на осаждение твердых взвешенных частиц по следующим зависимостям:

$$v = Q_p / (h_{np} B); \quad (4.13)$$

$$p_0 = 0,05v; \quad (4.14)$$

$$u_{cp} = \sqrt{u_0^2 + p_0^2}, \quad (4.15)$$

где u_{cp} – средняя скорость осаждения частиц, мм/с; P_o – вертикальная составляющая скорости осаждения, мм/с; u_0 – гидравлическая крупность осаждаемых частиц, мм/с (обеспечивающая выпадение таких частиц), которая принимается в зависимости от диаметра частиц согласно таблицы 4.8.

Таблица 4.8

Значения гидравлической крупности для различных диаметров частиц

d, мм	u_0 , мм/с	d, мм	u_0 , мм/с	d, мм	u_0 , мм/с
0,01	0,07	0,50	54,0	2,00	152,9
0,03	0,62	0,60	64,8	2,50	176,5
0,05	1,73	0,70	73,2	3,00	192,5
0,10	6,92	0,80	80,7	3,50	208,5
0,15	15,6	0,90	87,5	4,00	222,5
0,20	21,6	1,00	94,4	4,50	236,5
0,30	32,4	1,50	125,6	5,00	249,5
0,40	43,2				

Общая длина проточной и успокоительной частей или длина отсека для задержания нефтепродуктов должны быть проверены на всплытие нефтяных частиц по формуле:

$$L = \alpha \frac{v}{u_{\min}} \cdot h_{np} \quad (4.16)$$

где $u_{\min}$ – скорость всплытия частиц нефтепродуктов, см/с; α – коэффициент, учитывающий турбулентность потока.

Длина очистного сооружения должна обеспечить всплытие частиц нефтепродуктов с крупностью 80... 100 мкм для прудов отстойников и 100... 120 мкм для сооружений закрытого типа. Соответственно скорость всплытия частиц нефтепродуктов при крупности (мкм):

$$120 - u_{\min} = 0,102 \text{ см/с};$$

$$100 - u_{\min} = 0,071 \text{ см/с};$$

$$80 - u_{\min} = 0,0465 \text{ см/с}.$$

Коэффициент α принимается в зависимости от отношения $v/u_{\min}$

$$\text{при } v/u_{\min} = 20 - \alpha = 1,75;$$

$$\text{при } v/u_{\min} = 15 - \alpha = 1,65.$$

При определении параметров очистного сооружения закрытого типа с фильтрами доочистки коэффициент α следует принимать равным 1,2. Необходимо иметь в виду, что ширину отсека в прудах-отстойниках для задержания нефтепродуктов следует принимать не менее 6 м. Объем загрязнений, задержанных в очистных сооружениях за год, необходимо определять, исходя

из начального содержания загрязнений в воде, принятой степени очистки и объема поступающей воды. Необходимо учитывать, что объем задержанных загрязнений следует отдельно определять для дождевых вод, а также других вод, направляемых на очистное сооружение. Объем твердого стока, поступающего в сооружение за год ($\text{м}^3 \text{с га}$), можно определить по зависимости:

$$W = \frac{C \mathcal{E} W_0}{\gamma \cdot 100} F, \quad (4.17)$$

где C – начальное содержание взвешенных частиц, тонн на 1000 м^3 воды; $\mathcal{E}$ – степень очистки воды, в % от начального содержания частиц; W_0 – объем воды, поступающей на очистное сооружение за год, тыс. $\text{м}^3 \text{с 1 га}$; γ – плотность осадка, т /м^3 ; F – площадь водосбора, га.

Глубину осадочной части h_{oc} (глубина осадка) сооружения необходимо определять по суммарному объему твердого стока от видов поступающих вод и чистоты очистки.

Как правило, расчеты ведут отдельно для периода весеннего снеготаяния (талые воды) и для теплого периода (дождевые и моечные воды). При работе очистных сооружений в зимний период необходимо учитывать объем твердого стока, поступившего в сооружения за это время. Наряду с этим следует учитывать неравномерность слоя осадка в сооружении по площади. Полученную глубину осадочной части рекомендуется увеличить на 30 %. Полная глубина сооружения определяется как сумма глубины осадочной и прочной частей:

$$h_n = h_{oc} + h_{np} \quad (4.18)$$

Запас над расчетным уровнем воды принимается равным:

- для прудов - отстойников – 0,5 м;
- для сооружений закрытого типа – 1,0 м.

Из гидравлических расчетов следует, что сумма всех потерь напора при прохождении расчетного расхода воды от распределительной камеры на коллекторе до выпуска в низовой участок коллектора или в водоем не должна превышать разности горизонтов воды в указанных местах. Потери напора

определяются по известным гидравлическим зависимостям для местных сопротивлений и по длине (если такие участки имеются), притом потери напора в мусоро- и нефтеуловителях при скорости течения воды 0,01 м/с и меньше можно не учитывать, а потери напора в фильтрах сооружений закрытого типа следует принимать ориентировочно в пределах 0,125...0,50 м.

4.5.2. Расчет отстойных очистных сооружений

Выделение из сточных вод оседающих и всплывающих механических примесей в основном производится с помощью отстаивания. Для улавливания плавающего мусора в головной части отстойников усматриваются решетки с прозорами 50 мм. При площади водосбора более 100 га рекомендуются решетки с механизированной очисткой, а при площади менее 100 га допускается использовать решетки с ручной очисткой. Скорость движения сточных вод в прозорах решеток при максимальном притоке следует принимать равной 0,8-1 м/с. Количество плавающего мусора на 1000 га для дождевых и поливочных вод в среднем составляет 0,2 м³, а для талых - 0,3 м³.

В дождевом стоке содержание песка с гидравлической крупностью более 15 мм/с колеблется от 10 до 15%, а в талом стоке - до 20 %. Для выделения крупных механических примесей из поверхностного стока предусматривают песколовки. Число песколовков или их отделений должно быть не менее двух, причем все они должны быть рабочими. Для очистки поверхностного стока устраивают горизонтальные или тангенциальные песколовки. Длина горизонтальных песколовков L (м), определяется по формуле:

$$L = 1000 \cdot k \cdot H \cdot v / u_0, \quad (4.19)$$

где $k = 1,7$ – коэффициент, учитывающий неполное использование зоны отстаивания; H – расчетная глубина песколовки, принимается от 0,5 до 2,0 м; $v = 0,3$ м/с – скорость движения сточных вод при максимальном притоке; u_0 – гидравлическая крупность частиц, на содержание которых рассчитывается песколовка. Обычно принимается для песка диаметром 0,2 мм согласно табл. 4.8.

Продолжительность протекания сточных вод в горизонтальной песколовке должна быть не менее 30 с.

При расчете тангенциальных песколовок исходят из удельной гидравлической нагрузки, равной $110 \text{ м}^3/\text{м}^2\cdot\text{ч}$ при максимальном притоке сточных вод и диаметре песколовки не более 6 м. Впуск воды должен быть по всей расчетной глубине, равной половине диаметра. Количество задержанного песка в среднем составляет 15% от массы взвешенных веществ. Для расчета песковых бункеров принимают: влажность песка - 60-70%, объемную массу шламовой пульпы - $1,2-1,5 \text{ т}/\text{м}^3$, зольность задержанного песка - 80-90%, содержание нефтепродуктов в обезвоженном песке – не более 3%.

Для удаления основной массы взвешенных веществ и нефтепродуктов из поверхностного стока кроме указанных сооружений применяются *отстойники-накопители*. Под отстойником понимается очистное сооружение с постоянным уровнем воды, не имеющее буферного объема для приема дождевых и талых вод. Отстойники-накопители оборудованы устройствами для улавливания плавающего мусора и нефтепродуктов. Из накопителя через водозаборное устройство постоянно отбираемый расход поступает на вторичные отстойники и далее на фильтры; шлам из накопителей и отстойников гидроэлеватором направляется на шламовые площадки. После накопления на площадках достаточного количества шлама его вывозят в течение теплого периода года. Вместо шламовых площадок возможны: применение стационарного грейферного крана и бункеров обезвоживания или же погрузка шлама непосредственно из отстойников в автотранспорт при очередном опорожнении секций. Отстойник рекомендуется выполнять двухсекционным.

Расчет отстойников производят по гидравлической крупности частиц взвеси, выделение которых обеспечивает необходимый эффект очистки. Длину L (м) горизонтального отстойника определяют по формуле

$$L = Q/3,6 \cdot k \cdot B \cdot (u_0 - u_T), \quad (4.20)$$

где Q – производительность отстойника, $\text{м}^3/\text{ч}$; $k = 0,5$ – коэффициент использования объема; B – ширина секции отстойника, м; u_0 – гидравлическая

крупность задерживаемых частиц, мм/с; u_t – турбулентная составляющая, принимается при скорости потока 5, 10, 15 мм/с соответственно 0; 0,05 и 0,1 мм/с.

Количество осадка P_{oc} (м/ч), выделяемого в отстойных сооружениях, следует определять исходя из концентрации взвешенных веществ (мг/л) в поступающем стоке C_0 и в отстойном стоке C_{oc} .

$$P_{oc} = \frac{Q \cdot (C_0 - C_{oc})}{(100 - b) \cdot \rho_{oc} \cdot 10^4} \quad (4.21)$$

где Q – расход сточных вод, м³/ч; b – влажность осадка %; ρ – объемный вес осадка, г/см³.

Заключение

Организованное удаление атмосферных осадков, выпавших на поверхность земли, является одним из основных требований благоустройства населенных мест, промышленных и рекреационных территорий.

Основные технические решения, принимаемые в проектах дождевой канализации, и очередность их осуществления должны быть обоснованы сравнением возможных вариантов, достоинства и недостатки которых нельзя установить без расчетов. Оптимальный вариант должен определяться наименьшей величиной приведенных затрат с учетом сокращения трудовых ресурсов, расхода материалов, а также исходя из санитарно-гигиенических и рыбохозяйственных требований.

При проектировании сетей и сооружений дождевой канализации должны быть предусмотрены прогрессивные технические решения и максимальная индустриализация строительно-монтажных работ за счет применения сборных конструкций, стандартных и типовых изделий и деталей, изготавливаемых на заводах.

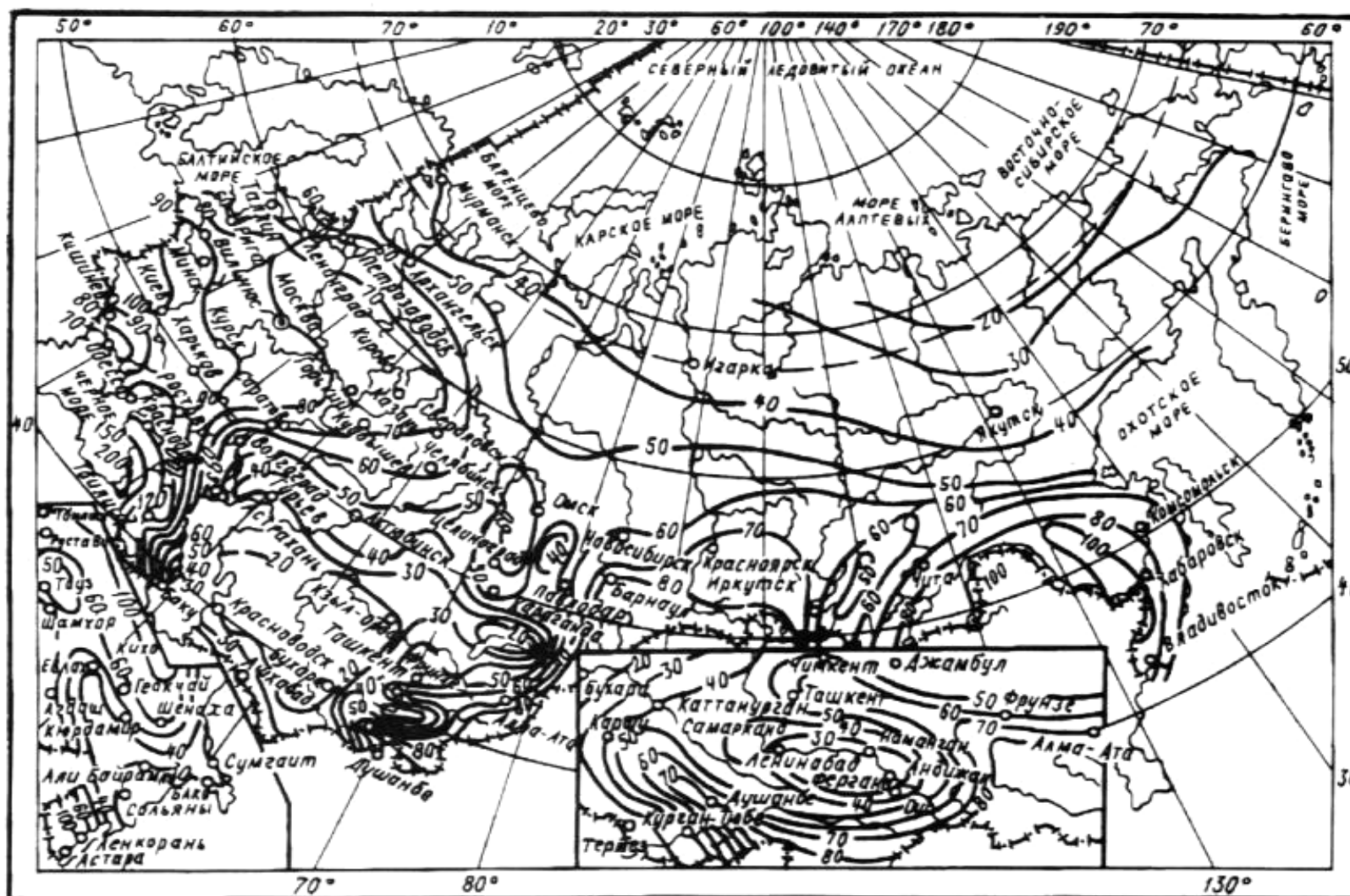
При раздельной системе канализации очистку поверхностных сточных вод с территории городов следует осуществлять на локальных или централизованных очистных сооружениях поверхностного стока. При этом в зависимости от предъявляемых требований следует, как правило, применять сооружения механической очистки (решетки, песколовки, отстойники).

Реконструируемая или строящаяся вновь дождевая канализация должна иметь преимущества по сравнению с существующей схемой (дождевая сеть – очистные сооружения – выпуск недостаточно чистых дождевых стоков) по следующим позициям:

- низкая стоимость строительно-монтажных работ;
- существенное снижение трудозатрат при строительстве и эксплуатации;
- полная сборность всех сооружений при строительстве;

- заводское изготовление всех строительных конструкций и изделий;
- сокращение сроков строительства;
- высокая эффективность очистки и доочистки дождевых сточных вод;
- упрощенная эксплуатация и обслуживание дождевой канализации;
- наличие автономных очистных сооружений на существующих дождевых коллекторах;
- выпуск полностью очищенных дождевых сточных вод в любой близлежащий водоем без малейшего вреда для природы.

Учет и реализация вышеуказанных позиций, будут способствовать повышению технической, экономической и экологической эффективности дождевой канализации.



Значение интенсивностей q_{20} при продолжительности дождя $T=20$ мин

Таблица 1

Значение коэффициента покрова z для водопроницаемых поверхностей

Поверхность	Коэффициент z
Брусчатые мостовые и черные щебеночные покрытия дорог	0,224
Булыжные мостовые	0,145
Щебеночные покрытия, не обработанные вяжущими	0,125
Гравийные садово-парковые дорожки	0,09
Грунтовые поверхности (спланированные)	0,064
Газоны	0,038
Примечание: Указанные значения коэффициента z допускается уточнять по местным условиям на основании соответствующих исследований.	

Таблица 2

Значение коэффициента покрова z для водонепроницаемых поверхностей

Параметр А	Коэффициент для водонепроницаемых поверхностей
300	0,32
400	0,30
500	0,29
600	0,28
700	0,27
800	0,26
1000	0,25
1200	0,24
1500	0,23

Значения параметров n , m_r , γ , входящих в формулу (2.18),
в зависимости от географического расположения

Район	Значение n при		m_r	γ
	$P \geq 1$	$P < 1$		
1	2	3	4	5
Побережья Белого и Баренцева морей	0,4	0,35	130	1,33
Север европейской части СССР и Западной Сибири	0,62	0,48	120	1,33
Равнинные области запада и центра европейской части СССР	0,71	0,59	150	1,54
Равнинные области Украины	0,71	0,64	110	1,54
Возвышенности европейской части СССР, западный склон Урала	0,71	0,59	150	1,54
Восток Украины, низовье Волги и Дона, Южный Крым	0,67	0,57	60	1,82
Нижнее Поволжье	0,66	0,66	50	2
Наветренные склоны возвышенностей европейской части СССР и Северное Предкавказье	0,7	0,66	70	1,54
Ставропольская возвышенность, северные предгорья Большого Кавказа, северный склон Большого Кавказа	0,63	0,56	100	1,82
Южная часть Западной Сибири, среднее течение р. Или, район оз. Але-Куль	0,72	0,58	80	1,54
Центральный и Северо-Восточный Казахстан, предгорья Алтая	0,74	0,66	80	1,82
Северные склоны Западных Саян, Заилийского Алатау	0,57	0,57	80	1,33
Джунгарский Алатау, Кузнецкий Алатау, Алтай	0,61	0,48	140	1,33
Северный склон Западных Саян	0,49	0,33	100	1,54
Средняя Сибирь	0,69	0,47	130	1,54
Хребет Хамар-Дабан	0,48	0,35	130	1,82
Восточная Сибирь	0,6	0,52	90	1,54
Бассейны Шилки и Аргуни, долина Среднего Амура	0,65	0,54	100	1,54
Бассейны Колымы и рек Охотского моря, северная часть Нижнеамурской низменности	0,36	0,48	100	1,54
Побережье Охотского моря, бассейны рек Берингова моря, центр и запад Камчатки	0,35	0,31	80	1,54
Восточное побережье Камчатки южнее 56° с.ш.	0,28	0,26	110	1,54
Побережье Татарского пролива	0,35	0,28	110	1,54

продолжение приложения 3

1	2	3	4	5
Район оз. Ханка	0,65	0,57	90	1,54
Бассейны рек Японского моря, о. Сахалин, Курильские о-ва	0,45	0,44	110	1,54
Юг Казахстана, равнина Средней Азии и склоны гор до 1500 м, бассейн оз. Иссык-Куль до 2500 м	0,44	0,4	40	1,82
Склоны гор Средней Азии на высоте 1500-3000 м	0,41	0,37	40	1,54
Юго-Западная Туркмения	0,49	0,32	20	1,54
Черноморское побережье и западный склон Большого Кавказа до Сухуми	0,62	0,58	90	1,54
Побережье Каспийского моря и равнина от Махачкалы до Баку	0,51	0,43	60	1,82
Восточный склон Большого Кавказа, Кура-Араксинская низменность до 500 м	0,58	0,47	70	1,82
Южный склон Большого Кавказа выше 1500 м, южный склон выше 500 м, ДагАССР	0,57	0,52	100	1,54
Побережье Черного моря ниже Сухуми, Колхидская низменность, склоны Кавказа до 2000 м	0,54	0,5	90	1,33
Бассейн Куры, восточная часть Малого Кавказа, Талышский хребет	0,63	0,52	90	1,33
Северо-западная и центральная части Армении	0,67	0,53	100	1,33
Ленкорань	0,44	0,38	171	2,2

Периоды однократного превышения расчетной интенсивности дождя
в зависимости от условий расположения коллекторов

Условия расположения коллекторов		Период однократного пре- вышения расчетной интен- сивности дождя P , годы, для населенных пунктов при значениях q_{20}			
на проездах местного значе- ния	на магистраль- ных улицах	до 60	св.60 до 80	св.80 до 120	св.120
Благоприятные и средние	Благоприятные	0,33- 0,5	0,33- 1	0,5-1	1-2
Неблагоприятные	Средние	0,5-1	1-1,5	1-2	2-3
Особо неблаго- приятные	Неблагоприятные	2-3	2-3	3-5	5-10
-	Особо неблаго- приятные	3-5	3-5	5-10	10-20
Примечания: 1. Благоприятные условия расположения коллекторов: - бассейн площадью не более 150 га имеет плоский рельеф при сред- нем уклоне поверхности 0,005 и менее; - коллектор проходит по водоразделу или в верхней части склона на расстоянии от водораздела не более 400 м. 2. Средние условия расположения коллекторов: - бассейн площадью свыше 150 га имеет плоский рельеф с уклоном 0,005 м и менее; - коллектор проходит в нижней части склона по тальвегу с уклоном склонов 0,02 м и менее, при этом площадь бассейна не превышает 150 га. 3. Неблагоприятные условия расположения коллекторов: - коллектор проходит в нижней части склона, площадь бассейна превышает 150 га; - коллектор проходит по тальвегу с крутыми склонами при среднем уклоне склонов свыше 0,02. 4. Особо неблагоприятные условия расположения коллекторов: коллектор отводит воду из замкнутого пониженного места (котлови- ны).					

Приложение 5

Значения коэффициента β зависимости от показателя степени n

Показатель степени n	$\leq 0,4$	0,5	0,6	$\geq 0,7$
Значение коэффициента β	0,8	0,75	0,7	0,65
Примечания: 1. При уклонах местности 0,01-0,03 указанные значения коэффициента β следует увеличивать на 10-15% и при уклонах местности свыше 0,03 принимать равными единице. 2. Если общее число участков на дождевом коллекторе или на притоке менее 10, то значение β при всех уклонах допускается уменьшать на 10% при числе участков 4-10 и на 15% при числе участков менее 4.				

Приложение 6

Значения поправочного коэффициента η , учитывающего неравномерность выпадения дождя по площади

Площадь стока, га	500	1000	2000	4000	6000	8000	10000
Значение коэффициента η	0,95	0,90	0,85	0,8	0,7	0,6	0,55

Приложение 7

Значения Δ_3 и a_2 , входящие в формулу Н. Ф. Федорова (3.59)

Трубы	Δ_3	a_2	Трубы	Δ_3	a_2
Чугунные	1,0	83	Стальные	0,8	79
Асбестоцементные	0,6	73	Полиэтиленовые	0,04	20
Керамические	1,35	90	Поливинилхлоридные	0,06	20
Бетонные и железобетонные	2,0	100	Полипропиленовые	0,005	130

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев М.И., Курганов А.М. Организация отведения поверхностного (дождевого и талого) стока с урбанизированных территорий: Учеб. пособие. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ. – 2000. – 352 с.: ил.
2. ГОСТ 26008-83 Дождеприемники чугунные для колодцев. Технические условия. М., 1983. 16 с.
3. Дикаревский В.С. и др. Отведение и очистка поверхностных сточных вод. Л.: Стройиздат, 1990. 224 с.
4. Кавешников А.Т. Городские гидротехнические сооружения: Учебное пособие (2-е издание, переработанное и дополненное). – М.: МГУП, 2003. 161 с.
5. Кременицкий Н.Н. и др. Гидравлика. Учебник для сельскохозяйственных техникумов по специальности «Гидромелиорация». М.: «Энергия», 1973. 424 с. ил.
6. Пособие по гидрологическим расчетам малых водопропускных сооружений под общей редакцией Г.Я. Волченкова, М.: Транспорт, 1992, 408 с.
7. СНиП 2.04.03 – 85. Канализация. Наружные сети и сооружения. М., 1986. 72 с.
8. СНиП II-89-80. Генеральные планы предприятий. М., 2001. 86 с.
9. Справочник по проектированию, строительству и эксплуатации городских дорог, мостов и гидротехнических сооружений. Часть II, Гидротехнические сооружения. Под ред. Н.Н. Джунковского, М.Д. Курдюмова. М.: Изд-во МКХ РСФСР, 1961, 706 с.
10. Федоров Н.Ф. Курганов А.М., Алексеев М.И. Канализационные сети: Примеры расчета. М.: Стройиздат, 1985. 223 с.

Содержание

Предисловие.....	3
Краткая история, перспективы и пути развития дождевой канализации.....	5
Глава 1. ОРГАНИЗАЦИЯ ОТВЕДЕНИЯ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА С ГОРОДСКИХ И РЕКРЕАЦИОННЫХ ТЕРРИТОРИЙ	9
1.1. Назначение дождевой водоотводящей сети и организация поверхностного водоотвода.....	9
1.2. Сравнительная технико-экономическая и экологическая оценка систем водоотведения.....	11
1.3. Типизация водоотводов.....	13
1.4. Назначение и область применения сооружений на сетях водоотвода.....	14
1.5. Расположение и конструкция дождеприемников.....	15
1.6. Смотровые колодцы, соединительные камеры и промывные колодцы.....	21
1.7. Перепадные колодцы.....	24
1.8. Дюкеры.....	26
1.9. Разделительные камеры.....	27
1.10. Регулирующие резервуары.....	29
1.11. Выпуски сточных вод в водоемы.....	32
1.12. Конструкции труб и коллекторов.....	34
1.13. Трассировка дождевых коллекторов.....	35
1.14. Размещение водоотводящих сетей на плане и в поперечном профиле улиц.....	37
1.15. Основные правила конструирования водоотводящей сети.....	38
1.16. Минимальные диаметры труб. Степень наполнения труб и каналов.....	39
1.17. Расчетные скорости движения. Минимальные уклоны трубопроводов, лотков и каналов.....	40
1.18. Основные правила назначения уклонов трубопровода.....	42
1.19. Сопряжение трубопроводов.....	43
1.20. Водоотвод с автомобильных дорог.....	44
Глава 2. ОСНОВЫ ФОРМИРОВАНИЯ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА И ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ РАСХОДОВ ВОДОСТОКОВ.....	48
2.1. Основные закономерности выпадения дождей.....	48
2.2. Распределение осадков по площади и продолжительности.....	49
2.3. Формирование дождевого стока.....	51
2.4. Расчетные расходы дождевых вод.....	52
2.4.1. Метод предельных интенсивностей.....	52
2.4.2. Коэффициент стока.....	54
2.4.3. Расчетная интенсивность дождя.....	56
2.4.4. Определение расчетных расходов дождевых вод.....	57

2.5. Сток талых и поливомоечных вод.....	62
2.6. Приток инфильтрационных вод.....	65
Глава 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ВОДООТВОДЯЩИХ СЕТЕЙ.....	67
3.1. Основные исходные данные для проектирования водоотводящих сетей.....	67
3.2. Стадии проектирования.....	68
3.3. Гидравлический расчет дождевой сети.....	68
3.4. Гидравлический расчет дождеприемников.....	72
3.5. Гидравлический расчет перепадных колодцев.....	76
3.5.1. Расчет перепада с водосливом практического профиля....	76
3.5.2. Расчет трубчатых перепадов.....	78
3.5.3. Расчет перепадного колодца с отбойно-водосливной стенкой.....	81
3.5.4. Расчет шахтных многоступенчатых перепадов.....	84
3.6. Гидравлический расчет дюкеров.....	86
3.7. Расчет водоотвода с автомобильных дорог.....	87
3.8. Гидравлический расчет самотечных трубопроводов.....	91
3.8.1. Учет местных сопротивлений при гидравлическом расчете водоотводящих сетей.....	92
3.9. Напорный режим работы дождевой сети.....	94
3.10. Мероприятия по защите труб от разрушения.....	95
Глава 4. ОЧИСТКА ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА.....	97
4.1. Характеристика загрязненности поверхностного стока.....	97
4.1.1. Обобщенные показатели загрязненности сточных вод....	97
4.1.2. Динамика загрязненности дождевого стока.....	10
4.1.3. Укрупненные расчетные показатели по загрязнениям поверхностных вод.....	10
4.2. Условия сброса поверхностных вод в водные объекты.....	10
4.3. Требования к степени очистки поверхностного стока.....	10
4.4. Схемы очистки поверхностного стока.....	11
4.5. Основы расчета очистных сооружений.....	13
4.5.1. Расчет очистных сооружений прудов-отстойников.....	13
4.5.2. Расчет отстойных очистных сооружений.....	14
Заключение.....	14
Приложения.....	14

Список литературы.....	8
	15
	4