

**МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

Кафедра водоснабжения, химии и экологии

О. К. НОВИКОВА

КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ СЕТИ

Учебное пособие

Гомель 2021

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра водоснабжения, химии и экологии

О. К. НОВИКОВА

КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ СЕТИ

*Допущено Министерством образования Республики Беларусь в качестве
учебного пособия для студентов учреждений высшего образования
по специальности «Водоснабжение, водоотведение
и охрана водных ресурсов»*

Гомель 2021

УДК 628.2(075.8)
ББК 38.761.2
Н73

Рецензенты: кафедра водоснабжения и водоотведения Белорусского национального технического университета (заведующий кафедрой канд. техн. наук, доцент *В. Н. Ануфриев*); доцент кафедры водоснабжения, водоотведения и охраны водных ресурсов Брестского государственного технического университета канд. техн. наук, доцент *С. В. Андреев*

Новикова, О. К.

Н73 Канализационные сети : учеб. пособие / О. К. Новикова ; М-во трансп. и коммуникаций Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2021. – 179 с.

ISBN 978-985-891-010-5

Содержит основные сведения по проектированию канализационных сетей и сооружений на них. Освещены вопросы выбора системы и схемы канализации, устройства канализационных сетей и сооружений. Рассмотрены особенности проектирования сетей бытовой канализации, определения расчетных расходов сточных вод, гидравлического расчета и конструирования сетей. Уделено внимание проектированию сетей дождевой канализации.

Предназначено для студентов учреждений высшего образования, обучающихся по специальности первой ступени высшего образования 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов». Может быть использовано студентами и аспирантами других специальностей, изучающих вопросы проектирования сетей бытовой и дождевой канализации и сооружений на них.

УДК 628.2(075.8)
ББК 38.761.2

ISBN 978-985-891-010-5

© Новикова О. К., 2021
© Оформление. БелГУТ, 2021

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	5
1 Системы и схемы канализации	6
1.1 Сточные воды и их характеристика	6
1.1.1 Классификация сточных вод	6
1.1.2 Обобщенные показатели загрязненности сточных вод	7
1.2 Системы канализации и их сравнительная оценка	9
1.2.1 Основные элементы системы канализации	9
1.2.2 Системы канализации городов	13
1.2.3 Системы канализации малых населенных пунктов	16
1.2.4 Системы канализации промышленных предприятий	25
1.2.5 Экологическая и технико-экономическая характеристика систем канализации	27
1.2.6 Условия выпуска сточных вод в систему канализации населенного пункта	29
1.3 Схемы канализации	31
1.3.1 Трассировка канализационной сети	32
1.3.2 Классификация схем канализации	36
2 Проектирование сетей бытовой канализации	39
2.1 Исходные данные для проектирования	39
2.2 Определение расчетных расходов сточных вод	41
2.2.1 Нормы и режимы водоотведения	41
2.2.2 Определение расчетного количества жителей	44
2.2.3 Определение расчетных расходов хозяйственно-бытовых и производственных сточных вод	46
2.2.4 Определение суммарного притока сточных вод на главную насосную станцию	48
2.3 Гидравлический расчет канализационных сетей	51
2.3.1 Режимы течения сточных вод в самотечных сетях	51
2.3.2 Формы поперечного сечения канализационных трубопроводов, лотков и каналов	53
2.3.3 Основы гидравлического расчета безнапорных и напорных канализационных сетей: расчетные формулы	54
2.3.4 Минимальные диаметры и уклоны, допустимые скорости и наполнения трубопроводов	57
2.3.5 Определение расчетных расходов на участках сети	60
2.3.6 Выбор уклона прокладки трубопроводов	63
2.3.7 Гидравлический расчет безнапорных канализационных сетей	65
2.4 Высотное проектирование канализационных сетей	67
2.4.1 Определение глубины заложения канализационной сети	67
2.4.2 Способы соединения труб в колодцах. Расчет сопряжения лотков	69
2.4.3 Построение продольного профиля канализационного коллектора	71
2.5 Конструирование сети	72
2.5.1 Принципы конструирования канализационной сети	72
2.5.2 Требования к размещению трубопроводов канализации на плане и в вертикальной плоскости	74

3 Устройство канализационных сетей и сооружений на них	77
3.1 Трубопроводы и коллекторы	77
3.1.1 Требования к материалам труб.....	77
3.1.2 Керамические трубы.....	78
3.1.3 Бетонные и железобетонные безнапорные трубы.....	80
3.1.4 Железобетонные напорные трубы	83
3.1.5 Хризотилцементные трубы	84
3.1.6 Чугунные трубы	85
3.1.7 Стальные трубы	86
3.1.8 Пластмассовые трубы	86
3.1.9 Защита труб от разрушения	87
3.1.10 Устройство оснований под трубы	88
3.1.11 Вентиляция сети	89
3.2 Сооружения на сетях канализации.....	90
3.2.1 Типы сооружений на сетях канализации	90
3.2.2 Смотровые колодцы	91
3.2.3 Перепадные колодцы.....	100
3.2.4 Способы пересечения канализационных сетей с различными надзем- ными и подземными препятствиями.....	104
3.2.5 Дюкеры.....	106
3.2.5 Выпуски сточных вод в водные объекты	114
3.3 Канализационные насосные станции.....	116
4 Проектирование сетей дождевой канализации	130
4.1 Общие закономерности выпадений дождей.....	130
4.1.1 Назначение дождевой сети	130
4.1.2 Параметры, определяющие режим формирования расходов поверхностных сточных вод	133
4.2 Определение расчетных расходов дождевых и талых сточных вод.....	135
4.2.1 Определение объемов поверхностных сточных вод.....	135
4.2.2 Определение расчетных расходов поверхностных сточных вод в коллекторах дождевой канализации	137
4.2.3 Определение расчетных расходов сточных вод в коллекторах полураздельной системы канализации	142
4.2.4 Принципы регулирования расходов поверхностных сточных вод.....	144
4.2.5 Определение расчетных расходов поверхностных сточных вод, отводимых на очистные сооружения	152
4.3 Трассировка сетей дождевой канализации	158
4.3.1 Расположениеждеприемников.....	158
4.3.2 Трассировка сетей дождевой канализации	161
4.4 Гидравлический и геодезический расчет сети дождевой канализации.....	163
Список литературы	168
Приложение А. Проектирование хозяйственно-бытовой канализации	170
Приложение Б. Значения параметров осадков для населенных пунктов Республики Беларусь	176
Приложение В. Сборные элементы колодца	178

ВВЕДЕНИЕ

Состояние окружающей среды и условия проживания населения определяют одну из наиболее острых социальных проблем, прямо или косвенно затрагивающих интересы каждого человека, поскольку одним из элементов, определяющих качество жизни населения, является уровень доступа к водоснабжению и канализации.

Важной составляющей комплекса мер по снижению антропогенной нагрузки на водные объекты является развитие технического регулирования в области отведения и очистки сточных вод.

Канализование селитебной территории и очистка сточных вод являются одними из приоритетных направлений развития водохозяйственного комплекса страны. Государственные программы и нормативно-правовые акты направлены на снижение антропогенного воздействия сточных вод на окружающую среду. По данным, приведенным в Государственной программе «Комфортное жилье и благоприятная среда на 2016–2020 годы» обеспеченность централизованными и местными системами хозяйственно-бытовой канализации городского населения Республики Беларусь составляет 91,9 %, сельского населения – 37,9 %.

Населенные пункты и промышленные предприятия должны иметь комплекс подземных самотечных трубопроводов, очистных и других сооружений, обеспечивающих отведение, очистку и обеззараживание сточных вод, а также обработку и обезвреживание образующихся при этом осадков с одновременной утилизацией ценных веществ. Такие комплексы называются системами канализации.

В учебном пособии приведены системы и схемы канализации населенных пунктов. Изложены основы проектирования сетей бытовой и дождевой канализации. Освещены вопросы устройства канализационных сетей и сооружений на них.

Пособие написано в соответствии с применяемой программой дисциплины «Сети водоотведения». При написании пособия использованы действующие в Республике Беларусь нормативные правовые акты, последние научные исследования, опыт проектирования и строительства.

1 СИСТЕМЫ И СХЕМЫ КАНАЛИЗАЦИИ

1.1 Сточные воды и их характеристика

1.1.1 Классификация сточных вод

Сточные воды – воды, сбрасываемые от жилых, общественных и производственных зданий и сооружений после использования их в хозяйственной и иной деятельности, а также воды, образующиеся при выпадении атмосферных осадков, таянии снега, поливке и мытье дорожных покрытий (поливомоечные работы) на территории населенных пунктов, объектов промышленности, строительных площадок и других объектов и сбрасываемые в окружающую среду, в том числе через систему канализации [3].

В зависимости от происхождения сточные воды подразделяются:

– на *хозяйственно-бытовые* – образуются в жилых помещениях, а также в бытовых помещениях объектов промышленности, административных зданий и других объектов в результате удовлетворения личных (бытовых) нужд работников и сбрасываются в окружающую среду, в том числе через систему канализации;

– *производственные* – образуются в технологических процессах в результате производственной деятельности и сбрасываются объектами промышленности в окружающую среду, в том числе через систему канализации;

– *поверхностные* – образуются при выпадении атмосферных осадков, таянии снега, поливомоечных работах на территории населенных пунктов, объектов промышленности, строительных площадок и других объектов и сбрасываются в окружающую среду, в том числе через систему дождевой канализации.

Хозяйственно-бытовые сточные воды всегда содержат большое количество микроорганизмов, которые являются продуктами жизнедеятельности человека. Особенностью данной категории сточных вод является относительное постоянство их состава.

Качественный состав производственных сточных вод может сильно колебаться во времени и зависит от вида производства, исходного сырья, режима технологических процессов. Неравномерность притока сточных вод и их концентраций во всех случаях ухудшает работу очистных сооружений и усложняет эксплуатацию.

В поверхностных сточных водах наблюдается высокая концентрация песка, глинистых частиц, мусора и нефтепродуктов, смываемых с улиц города. Загрязнение территории промышленных предприятий приводит к появлению в составе поверхностных сточных вод примесей, характерных для

данного производства. Отличительной особенностью дождевых сточных вод является эпизодичность и резко выраженная неравномерность по расходу и концентрациям загрязнений.

К сточным водам **не относятся**:

- карьерные (шахтные, рудничные) воды;
- воды от прокачки водозаборных сооружений, предназначенных для добычи подземных вод;
- дренажные воды;
- воды, которые образуются при выпадении атмосферных осадков, таянии снега и не сбрасываются в окружающую среду с применением гидротехнических сооружений и устройств;
- воды, которые образуются в результате растворения или разбавления атмосферными осадками отходов обогащения полезных ископаемых на объектах их хранения;
- воды, отводимые от дорожной полосы в окружающую среду.

Основными характеристиками сточных вод являются:

- *количество* сточных вод, характеризующееся расходом, измеряемым в л/с или м³/с, м³/ч, м³/смену, м³/сут и т. д.;
- *виды загрязнений и содержание* их в сточных водах, характеризующееся концентрацией, измеряемой в мг/л или г/м³;
- *режим поступления* сточных вод в системы канализации. Обычно он определяется неравномерностью поступления сточных вод по часам суток.

Эти характеристики учитываются при проектировании систем канализации.

1.1.2 Обобщенные показатели загрязненности сточных вод

Загрязнения, содержащиеся в сточных водах можно разделить на три основные группы.

Минеральные загрязнения: песок, глинистые частицы, частицы руды, шлака, растворимые неорганические соли, кислоты и щелочи.

Органические загрязнения могут быть разделены на загрязнения растительного происхождения, в которых преобладает химический элемент углерод (остатки овощей, плодов и т. д.), и животного происхождения, в которых преобладает азот (физиологические выделения, остатки живых тканей и т. д.). В хозяйственно-бытовых сточных водах содержится примерно 60 % загрязнений органического происхождения и 40 % минерального. Органические загрязнения являются благоприятной средой для развития микроорганизмов.

Биологические загрязнения: бактерии, дрожжевые и плесневелые грибки, яйца гельминтов и вирусы.

По фазово-дисперсному состоянию (степени дисперсности) все загрязнения делятся:

– на *растворенные вещества*, размер частиц которых составляет не более 0,01 мкм;

– *коллоидные вещества* – частицы размером от 0,01 до 0,1 мкм;

– *нерастворенные примеси*, размер частиц которых составляет более 0,1 мкм. Они делятся на всплывающие, оседающие и взвешенные вещества.

Производственные сточные воды делятся:

– на *условно чистые*, которые образовались преимущественно при охлаждении оборудования и почти не загрязнены;

– *загрязненные*, которые в свою очередь делятся на три группы сточных вод, содержащих:

1) преимущественно минеральные вещества;

2) преимущественно органические вещества;

3) органические и ядовитые вещества.

В зависимости от **концентрированности** производственные сточные воды могут быть *высококонцентрированными* и *слабоконцентрированными*,

Для характеристики загрязненности сточных вод используются **суммарные, или групповые, показатели**, характеризующие определенные свойства воды без идентификации отдельных веществ:

– *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. В среднем в хозяйственно-бытовые сточные воды поступает 65 г взвешенных и 30–35 г оседающих веществ на человека в сутки;

– *сухой остаток* – количество загрязнений, остающееся после выпаривания пробы при 105 °С;

– *биохимическая потребность в кислороде* (БПК) – количество кислорода, потребляемое аэробными микроорганизмами в процессе жизнедеятельности для окисления органических веществ, содержащихся в сточной воде. Этот показатель характеризует содержание органических веществ, которые могут быть удалены методом биологической очистки;

– *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 рН (отрицательный десятичный логарифм молярной концентрации ионов водорода). Среда считается кислой при $\text{pH} < 7$ и щелочной при $\text{pH} > 7$. Городские сточные воды (смесь хозяйственно-бытовых и производственных) обычно имеют слабощелочную реакцию среды ($\text{pH} = 7,2 \dots 7,8$).

По **значению показателя рН** сточные воды делятся на *малоагрессивные* (в том числе слабокислые и слабощелочные) и *высокоагрессивные* (сильнокислые и сильнощелочные).

К **санитарно-бактериологическим** показателям относятся:

- микробное число – общая обсемененность сточных вод микроорганизмами (10^6 – 10^8);
- степень загрязненности воды патогенными микроорганизмами, оцениваемая по БГКП (бактерии группы кишечной палочки);
- содержание яиц гельминтов.

1.2 Системы канализации и их сравнительная оценка

1.2.1 Основные элементы системы канализации

Система канализации – совокупность устройств и сооружений, предназначенных для приема, отведения и очистки сточных вод, с последующим выпуском в водные объекты, а также обработки осадков сточных вод.

Система канализации состоит из следующих элементов:

- внутренней канализации зданий;
- внутриквартальных (дворовых) канализационных сетей;
- наружных канализационных сетей;
- аварийно-регулирующих резервуаров;
- специальных сооружений;
- насосных станций и напорных трубопроводов;
- очистных сооружений;
- выпусков очищенных сточных вод в водный объект и аварийных выпусков.

Система внутренней канализации здания (рисунок 1.1) состоит из *приемников сточных вод* (санитарных приборов) и *сетей внутренней канализации*, включающих стояки, отводные линии и выпуски из зданий.

Трубопроводы отводных линий прокладываются с уклоном к стоякам для обеспечения самотечного отвода сточных вод. Трубопроводы стояков прокладываются вертикально.

Выпуск – это участок трубопровода от стояка до смотрового колодца на внутриквартальной канализационной сети, который также прокладывается с уклоном.

Сети внутренней канализации рассчитываются на неполное наполнение даже при наибольших (расчетных) расходах сточной воды.

Внутренняя система канализации одновременно служит для вентиляции всей наружной канализационной сети. При нормальных условиях работы через стояки осуществляется вытяжка газов. Для этого верхняя часть стояков выводится через кровлю или сборную вентиляционную шахту здания с учетом снегового покрова на высоту, м, не менее:

- 0,1 – от обреза сборной вентиляционной шахты;
- 0,3 – от плоской неэксплуатируемой кровли;
- 0,5 – от скатной кровли;
- 3,0 – от плоской эксплуатируемой кровли.

Для исключения поступления газов в помещения под санитарными приборами устанавливаются *сифоны* (гидравлические затворы). Они представляют собой петлеобразные трубки, в которых постоянно задерживается водяной столб высотой 8–10 см. Для проверки и прочистки труб на сети устанавливаются *ревизи*и и *прочистки*.

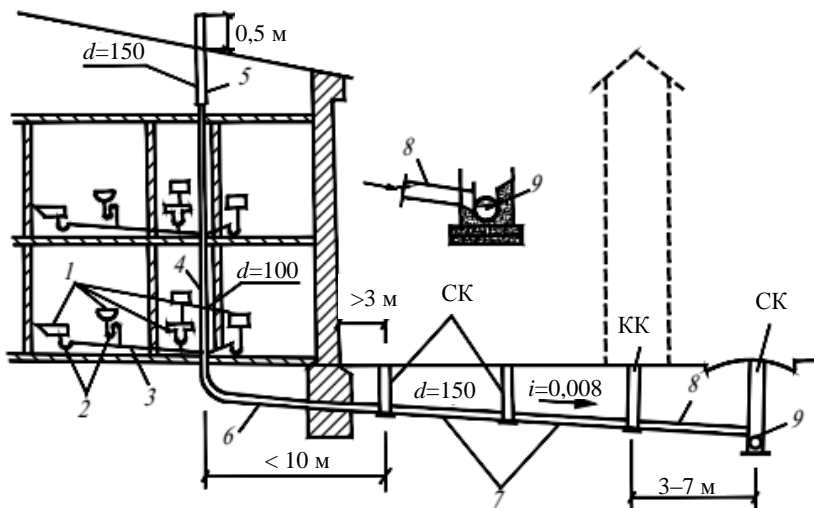


Рисунок 1.1 – Элементы внутренней и внутриквартирной канализации:
 1 – санитарные приборы; 2 – гидравлические затворы; 3 – отводные трубы;
 4 – стояк; 5 – вентиляционная (вытяжная) труба; 6 – выпуск; 7 – внутриквартирная
 сеть; 8 – соединительная ветка; 9 – уличная сеть; КК – контрольный колодец;
 СК – смотровой колодец

Внутриквартирная канализационная сеть (рисунок 1.2) представляет собой систему подземных трубопроводов. Трассируется она обычно около зданий между смотровыми колодцами по концам выпусков из зданий в направлении, совпадающем с уклоном поверхности земли.

На участке внутриквартирной сети на расстоянии 1,0–1,5 м от красной линии (границы квартала) располагается *контрольный колодец* (КК), служащий для контроля за работой внутриквартирной сети.

Внутриквартирная сеть трубопроводов рассчитывается на самотечное (безнапорное) движение жидкости с частичным заполнением труб. Аналогичные сети создаются на предприятиях. Они называются *внутризаводскими* (внутриплощадочными).

Наружная канализационная сеть состоит из систем подземных трубопроводов, уложенных с уклоном в направлении движения сточных вод.

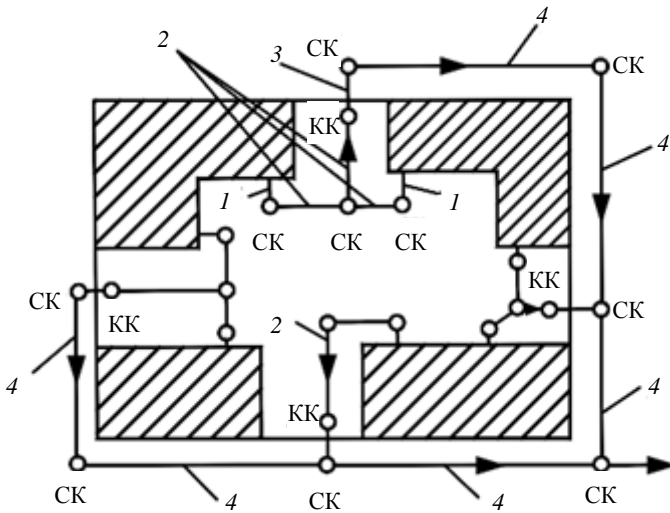


Рисунок 1.2 – Схема внутриквартальных сетей канализации:
 1 – выпуски из зданий; 2 – внутриквартальная канализационная сеть;
 3 – соединительная ветка; 4 – наружная сеть канализации; СК – смотровой колодец; КК – контрольный колодец

При составлении схемы канализации обслуживаемый объект разбивается на бассейны канализования.

Бассейн канализования – это часть канализуемой территории, ограниченная водоразделом или водным объектом, вертикальной планировкой города или границами застройки, отведение сточных вод с которой осуществляется системой самотечных трубопроводов.

Границы отдельных бассейнов канализования, как правило, соответствуют линиям водоразделов. При плоском рельефе местности границы бассейнов назначаются исходя из условия максимального охвата территории самотечной сетью.

Наружная канализационная сеть включает (рисунок 1.3):

- *уличные канализационные сети* – трубопроводы, в которые присоединяются внутриквартальные сети;

- *коллекторы бассейнов канализования* – трубопроводы, предназначенные для приема и отведения сточных вод от части или всего бассейна канализования;

- *главные коллекторы* – трубопроводы, предназначенные для приема и отведения сточных вод от части или всего города к насосным станциям и очистным сооружениям.

Для осмотра трубопроводов на канализационных сетях устраиваются *смотровые колодезы* (СК).

Для пересечения самотечных трубопроводов с естественными препятствиями (реками, оврагами) и подземными сооружениями строятся *эстакады* или *дюкеры*.

Для приема в канализационные сети дождевых вод строятся *дождеприемники*, конструкция которых аналогична конструкции смотровых колодцев, но сверху они закрываются приемной решеткой.

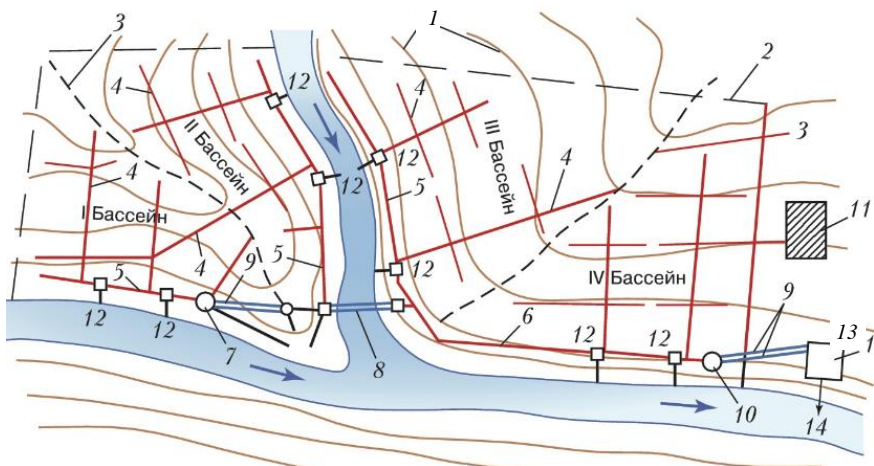


Рисунок 1.3 – Общая схема канализации населенного пункта:

1 – горизонтали; 2 – граница города; 3 – линии водораздела; 4 – уличная сеть; 5 – канализационные коллекторы; 6 – главный коллектор; 7 – районная насосная станция; 8 – дюкер; 9 – напорные трубопроводы; 10 – главная насосная станция; 11 – промышленное предприятие; 12 – ливнеспуски; 13 – очистные сооружения; 14 – выпуск очищенных сточных вод в реку

Очистные сооружения – комплекс сооружений и устройств, предназначенный для очистки сточных вод и обработки осадка.

Выпуски очищенных сточных вод в водные объекты – специальные сооружения, которые обеспечивают быстрое и интенсивное смешение сточной воды с водой водного объекта.

Аварийные выпуски неочищенных сточных вод из резервуаров насосных станций и других сооружений системы канализации в открытые водоемы или на прилегающую территорию в границах населенных пунктов не допускаются [16]. Для предотвращения таких аварийных выпусков предусматриваются пруды-накопители, конструкция которых исключает загрязнение прилегающих земель при перекачке и хранении сточных вод, с последующей перекачкой сточных вод на очистку.

Шибер и задвижка аварийного выпуска сточных вод опломбируется эксплуатирующей организацией, или территориальными органами госсаннадзора,

или территориальными органами Министерства природных ресурсов и охраны окружающей среды Республики Беларусь.

Для прудов-накопителей устанавливается санитарно-защитная зона в соответствии с санитарными нормами и правилами [15].

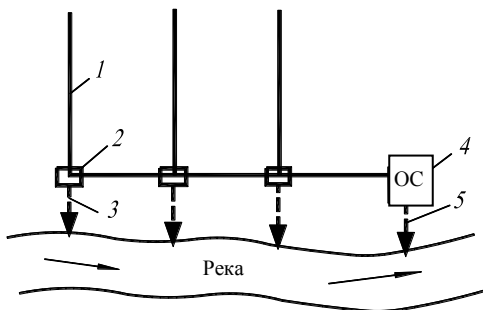
Все элементы системы канализации взаимосвязаны в работе. Выход из строя хотя бы одного из них может привести к нарушениям работы всей системы. Поэтому сооружения проектируются с резервом.

1.2.2 Системы канализации городов

Возможны различные решения систем канализации – путем совместного или раздельного водотведения сточных вод различных видов. В зависимости от этого проектируемые системы канализации подразделяются на *общесплавные*, *раздельные* и *комбинированные*, а раздельные системы подразделяются на *полные раздельные*, *неполные раздельные* и *полураздельные*.

Общесплавная система канализации предназначена для совместного отведения хозяйственно-бытовых, производственных и поверхностных сточных вод, имеет одну общую канализационную сеть (рисунок 1.4).

Рисунок 1.4 – Общесплавная система канализации:
1 – коллектор, транспортирующий хозяйственно-бытовые, производственные и дождевые сточные воды;
2 – ливнепуск; 3 – сбросной трубопровод от ливнепуска; 4 – очистные сооружения; 5 – выпуск очищенных сточных вод



Особенностью общесплавной системы является наличие на главном коллекторе ливнепусков, через которые при выпадении сильных дождей часть смеси сточной воды сбрасывается в водный объект без очистки.

При устройстве общесплавной системы канализации:

– обеспечивается удовлетворительное санитарное состояние бассейна канализования;

– значительные колебания состава и концентраций загрязняющих веществ, содержащихся в сточных водах влияют на качество очищенных сточных вод.

– общая протяженности канализационных сетей небольшая (за счет устройства одной сети), но капитальные затраты могут быть существенными;

– значительно усложняется эксплуатация насосных станций и очистных сооружений вследствие неравномерного притока дождевых и талых сточных вод.

Полная раздельная система канализации (рисунок 1.5) предназначена для раздельного приема и отведения различных видов сточных вод, имеет несколько канализационных сетей и является наиболее эффективной по экологическим и энергетическим соображениям.

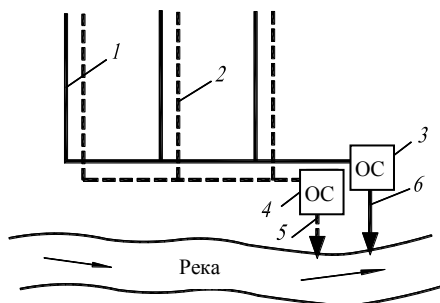


Рисунок 1.5 – Полная раздельная система канализации:

1 – коллектор, транспортирующий хозяйственно-бытовые и производственные сточные воды; 2 – коллектор, транспортирующий поверхностные сточные воды; 3 – очистные сооружения городских сточных вод; 4 – очистные сооружения поверхностных сточных вод; 5 и 6 – выпуски очищенных сточных вод в водный объект

Наиболее сложными являются отведение и очистка сточных вод промышленных предприятий, так как состав и свойства сточных вод зависят от специфики технологических производственных процессов. Для таких потоков сточных вод выполняются отдельные канализационные сети и очистные сооружения.

Несмотря на необходимость решения новых сложных технологических задач по повторно-оборотному использованию очищенных производственных сточных вод, такое направление оправдано высоким экологическим эффектом.

При полной раздельной системе канализации очистка поверхностных сточных вод может решаться или созданием локальных очистных сооружений поверхностного стока перед выпуском непосредственно на дождевой сети, или созданием централизованных очистных сооружений за пределами обслуживаемого объекта.

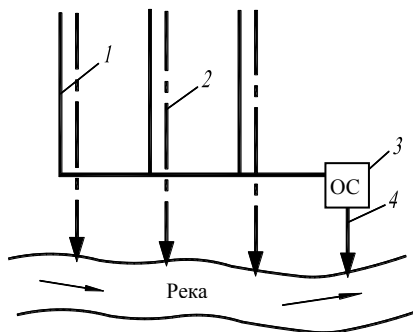
Неполная раздельная система канализации (рисунок 1.6) предназначена для совместного отведения хозяйственно-бытовых и производственных сточных вод, имеет одну канализационную сеть (производственно-бытовую).

Отведение поверхностных сточных вод в водный объект предусматривается по открытым лоткам или каналам. Обычно эта система применяется для небольших объектов и при дальнейшем улучшении благоустройства населенных пунктов развивается в полную раздельную систему канализации.

Полураздельная система канализации (рисунок 1.7) предназначена для совместного отведения хозяйственно-бытовых, производственных сточных вод и части загрязненных поверхностных сточных вод, имеет две канализационные сети: производственно-бытовую и дождевую. В местах пересечения этих сетей устраиваются *разделительные камеры*.

Рисунок 1.6 – Неполная разделяющая система канализации:

1 – коллектор, транспортирующий хозяйственно-бытовые и производственные сточные воды; 2 – открытые лотки, кюветы и каналы для отведения дождевых вод в водный объект; 3 – очистные сооружения; 4 – выпуск очищенных сточных вод



При малых расходах в дождевой сети камеры перепускают весь расход поверхностных сточных вод в главный общесплавной коллектор. При больших расходах камеры перепускают в коллектор наиболее загрязненную часть сточных вод, протекающих по трубам в донной части.

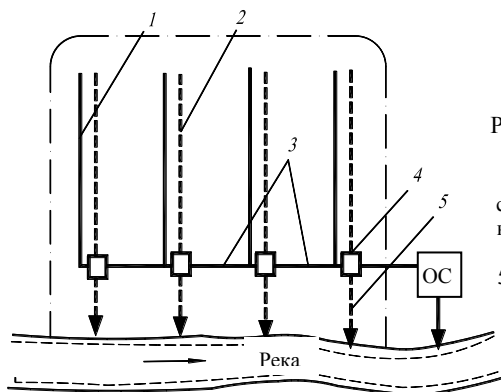


Рисунок 1.7 – Полуразделяющая система канализации:

1 – производственно-бытовая сеть; 2 – дождевая сеть; 3 – главный (общесплавной) коллектор; 4 – разделительные камеры; 5 – выпуск поверхностных сточных вод

Таким образом, на очистные сооружения направляются наиболее загрязненные дождевые сточные воды, образующиеся в начальный период дождя, и донные слои, имеющие наиболее высокие концентрации загрязняющих веществ. При больших расходах в сети дождевой канализации менее загрязненные дождевые сточные воды отводятся в водный объект без очистки.

Комбинированная система канализации обычно складывается исторически (по мере развития города), когда в разных районах города возникают разные системы канализации.

Например, в одном (старом) районе города имеется общесплавная система, а в новом районе строят полную разделяющую систему. В силу происхождения комбинированные системы канализации занимают по санитарно-технической эффективности промежуточное положение.

Водоотведение населенных пунктов Республики Беларусь и объектов производства в соответствии с СН [20] необходимо предусматривать с использованием **раздельной системы канализации**.

При реконструкции объектов с использованием существующих сетей и сооружений общесплавной, полураздельной, неполной раздельной систем канализации объемы их реконструкции должны быть определены в задании на проектирование с учетом санитарно-гигиенических и природоохранных требований.

1.2.3 Системы канализации малых населенных пунктов

В населенных пунктах с численностью менее 5000 человек в соответствии с СН [20] рекомендуется преимущественно неполная раздельная система канализации, предусматривающая устройство одной сети для отведения хозяйственно-бытовых сточных вод от жилой застройки. Транспортирование сточных вод может осуществляться самотечным (гравитационным) или принудительным способом за счет создания избыточного давления или вакуума, обеспечивающего движение сточных вод с расчетными скоростями.

Самотечная (гравитационная) система канализации предусматривает отведение сточных вод по безнапорным трубопроводам с подключением каждого здания отдельным трубопроводом к сборному уличному трубопроводу и дальнейшее объединение уличных трубопроводов в коллектор для транспортирования сточных вод к очистным сооружениям (рисунок 1.8).

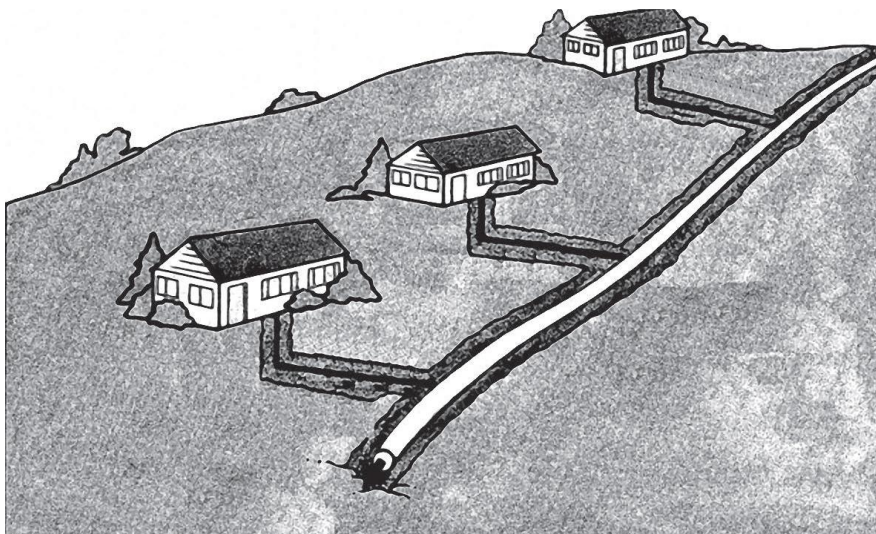


Рисунок 1.8 – Самотечная канализация [2]

Самотечная система канализации является традиционной и наиболее распространенной, характеризуется минимальными затратами на подключение и простотой эксплуатации.

При большой удаленности канализуемых объектов друг от друга и от сборных трубопроводов или коллекторов возникает необходимость прокладывать отводящие трубопроводы от зданий из труб малых диаметров с большим уклоном, что требует значительной глубины прокладки сети. Значительный уклон труб необходим для предотвращения засорения труб при отведении небольших объемов сточных вод из-за относительно низкой плотности населения на канализуемой территории. Для снижения величины уклона, но сохранения требуемого уровня незасоренности трубопроводов, в ряде случаев прибегают к увеличению диаметра трубопроводов. Такое решение позволяет снизить уклон и глубину прокладки, однако значительно удорожает стоимость сетей.

Преимущества самотечной (гравитационной) системы канализации:

- простота устройства и подключения канализуемых объектов;
- по сравнению с альтернативными способами меньший расход электроэнергии.

Недостатки:

- необходимость использования канализационных трубопроводов большого диаметра;
- значительная глубина их заложения;
- опасность возникновения газовой коррозии труб вследствие гидролиза примесей в сточной воде;
- значительное количество смотровых колодцев;
- большая стоимость строительства.

В зарубежной практике для уменьшения диаметров канализационных сетей при самотечной системе канализации используют устройство септиков на отводящих трубопроводах каждого здания, подключенного к системе канализации (рисунок 1.9).

Предварительное осветление воды в септиках уменьшает содержание примесей в сточной воде и уменьшает вероятность засора в трубах, что позволяет использовать меньшие диаметры, снижает стоимость строительства сетей [2].

Однако устройство септиков требует их последующего обслуживания владельцами зданий, пользующихся системой канализации. При этом эффективная работа системы возможна только при качественной эксплуатации септиков. При их ненадлежащем обслуживании и выносе осадка в трубопроводы вероятность возникновения засоров резко возрастает.

Практика устройства самотечной системы канализации с предварительным осветлением сточных вод в септиках не регламентируется национальными строительными нормами Беларуси [20].

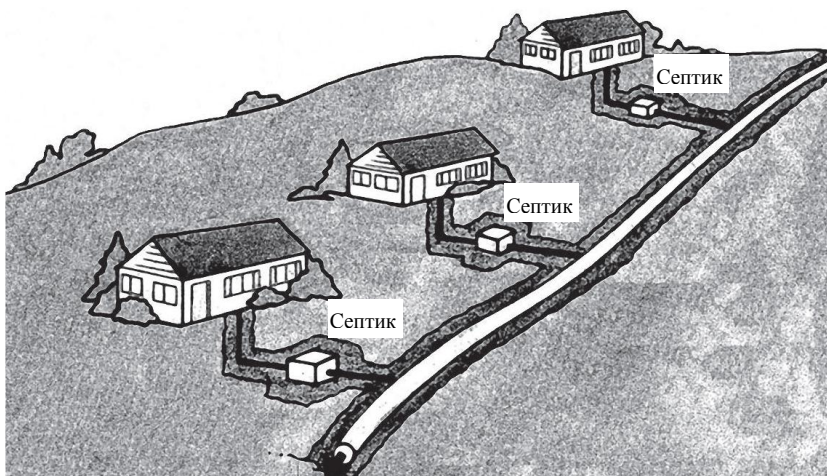


Рисунок 1.9 – Самотечная система канализации с предварительным осветлением сточных вод в септиках [2]

Для снижения глубины заложения трубопроводов может использоваться комбинация самотечная система канализации с подкачивающими канализационными насосными станциями (рисунок 1.10). В этом случае предусматривается устройство ряда насосных станций, предназначенных для подъема сточных вод на определенную высоту, с последующем их самотечным отведением по безнапорным трубопроводам.

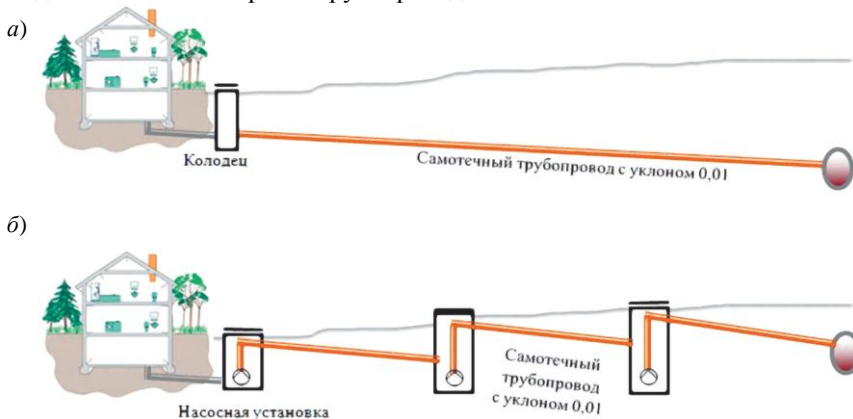


Рисунок 1.10 – Самотечная канализация в сочетании с механическим подъемом сточных вод:

а – самотечная канализация; *б* – использование подкачивающих канализационных насосных станций

Напорная система канализации состоит из герметичных трубопроводов, обеспечивающих движение сточных вод в место их сбора или очистки под давлением, создаваемым насосом, предполагает подключение к канализации больших участков с низкой плотностью населения, ферм, небольших групп домов с использованием трубопроводов небольшого диаметра. Система сборных трубопроводов и коллекторов также работает в напорном режиме. Возможны различные схемы подключения отдельных объектов к сборному напорному коллектору сети: линейная, кольцевая, кольцевая со станциями прочистки (рисунки 1.11–1.13).

При использовании напорной системы каждый объект должен быть оснащен насосной установкой. Учитывая небольшие размеры канализационных насосов и небольшой диаметр напорных трубопроводов, для предотвращения блокировки насосов и засорения трубопроводов примесями необходимо их техническое обслуживание. Для обеспечения нормального режима эксплуатации требуется, чтобы скорость движения сточных вод в трубопроводах была не менее $0,7 \text{ м/с}$ [20].

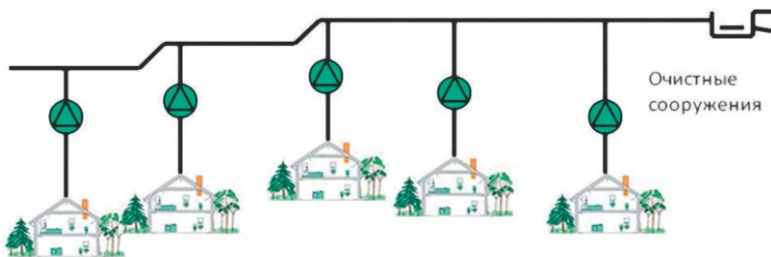


Рисунок 1.11 – Линейная система напорной канализации

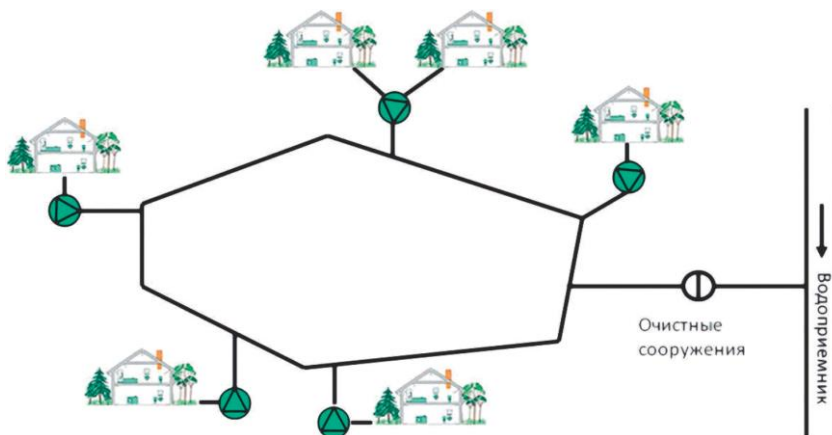


Рисунок 1.12 – Кольцевая система напорной канализации

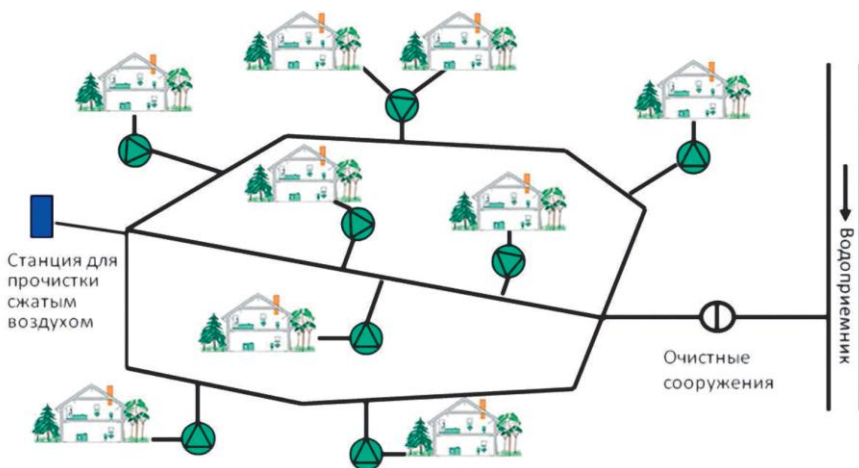


Рисунок 1.13 – Разветвленная кольцевая система напорной канализации

В напорных трубопроводах диаметром менее 80 мм необходимо предусматривать центробежные погружные насосы, которые оснащены специальным режущим механизмом, монтируемым на всасывающей части насоса (рисунок 1.14).

Такие насосы позволяют отказаться от использования решеток, корзин для задержания крупноразмерных примесей и обеспечить достаточную надежность водоотведения, но они имеют низкий КПД и характеризуются значительным энергопотреблением, поэтому область их применения ограничена по производительности (10–12 м³/ч).

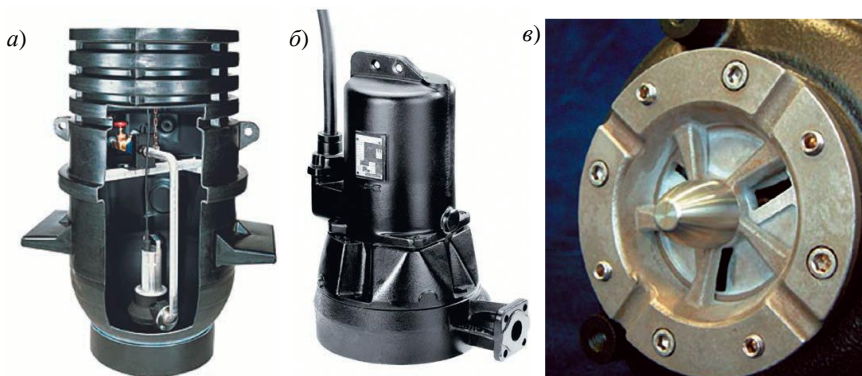


Рисунок 1.14 – Насосы с измельчающими устройствами [2]:
a – смонтированный насос в установке; *б* – насос; *в* – режущий механизм насоса

Для более крупных установок могут применяться другие системы, например насосные станции с разделением твердых примесей. Принцип действия такой станции заключается в отделении крупноразмерных включений, содержащихся в поступающей сточной воде, и их последующую подачу вместе с потоком нагнетаемой сточной воды в напорный трубопровод без контакта указанных примесей с рабочим колесом насоса (рисунки 1.15, 1.16).

В оборудование станции входят два насоса, подводный трубопровод с распределительными лотками, накопитель сточной воды, освобожденной от крупноразмерных примесей, бункеры для сбора твердых примесей с шаровыми клапанами, разделительные клапаны с решетками, напорные трубопроводы с обратными клапанами, вспомогательное оборудование.



Рисунок 1.15 – Канализационная насосная станция с системой разделения твердых веществ

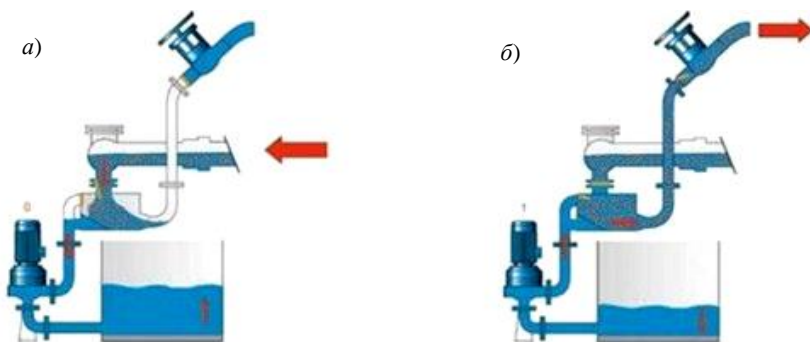


Рисунок 1.16 – Схема работы насосной станции с разделением примесей:
а – режим подачи сточной воды; *б* – режим откачки примесей

Насосы на станции могут работать поочередно либо в режиме «основной резервный». В случае, когда насос выключен и находится в неработающем состоянии, сточная вода с крупными примесями из подводящего трубопровода по подводящему лотку поступает в связанный с данным насосом бункер для сбора крупноразмерных включений. Далее сточная вода самотеком проходит через нижний разделительный клапан, оборудованный решеткой, и далее через насос поступает в накопитель сточной воды. При этом крупноразмерные примеси задерживаются решеткой и в накопитель не попадают.

Процесс происходит до момента полного заполнения бункера. По мере увеличения уровня сточной воды в бункере для сбора крупноразмерных включений плавающий на поверхности шар будет подниматься и при полном заполнении емкости водой перекроет входное отверстие. Второй цикл начинается с момента включения насоса в работу. В этом случае насос забирает сточную воду, освобожденную от крупных примесей, и подает ее по трубопроводу через разделительные клапаны. Клапаны открываются, позволяя воде поступать в бункер для сбора крупноразмерных включений. В бункере поднимется давление, увеличивающее силу, с которой плавающий шар прижимается к входному отверстию. При этом обеспечивается надежное перекрытие входного трубопровода, что не позволяет сточной воде уходить в распределительный лоток. Обратный клапан на напорном трубопроводе станции открывается, и сточная вода начинает подаваться насосом в напорный трубопровод. Поток сточной воды, поступающий из насоса, начинает транспортировать крупногабаритные примеси, которые содержались в бункере. Через некоторое время все накопленные примеси будут перекачаны в напорный трубопровод, и цикл повторится. Станции могут оборудоваться насосами с многолопастными рабочими колесами или насосами с относительно небольшими свободными проходами, применение которых в других условиях было бы проблематичным. Кроме предотвращения блокировки рабочих колес насосов станция может обеспечить и снижение энергопотребления перекачки сточных вод за счет использования более экономичных марок насосов (с большим числом лопастей рабочих колес, с меньшими свободными проходами).

Преимущества напорной системы:

- возможность водоотведения с использованием трубопроводов небольшого диаметра с небольшим заглублением трассы;
- предотвращение газовой коррозии труб вследствие гидролиза примесей в сточной воде;
- не требуется поддержание равномерного уклона трубопроводов и строительство большого количества смотровых колодцев.

Недостатки:

- требуется значительное количество насосных установок и их обслуживание;
- значительный расход электроэнергии, особенно при использовании насосов с измельчающими устройствами.

Принцип работы **вакуумной канализации** основан на транспортировке сточных вод по трубопроводам, в которых поддерживается вакуум (от минус 0,04 до минус 0,06 МПа), на центральную вакуумную станцию (рисунок 1.17). Центральная вакуумная станция является единственным элементом системы канализации, который должен снабжаться электроэнергией.

Вакуумные клапаны (рисунок 1.18) устанавливаются внутри смотровых колодцев (рисунок 1.19) у зданий, работают, используя энергию вакуума.

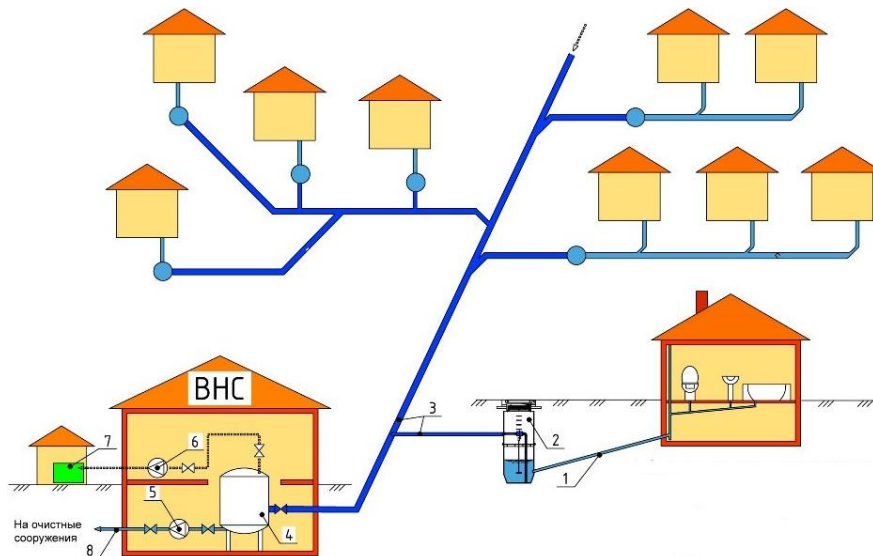


Рисунок 1.17 – Схема вакуумной канализации населенного пункта:

1 – самотечная канализационная сеть; 2 – приемный колодец; 3 – вакуумная канализационная сеть; 4 – приемный резервуар; 5 – канализационный насос; 6 – вакуумный насос; 7 – фильтр воздухоочистки; 8 – напорная канализационная сеть



Рисунок 1.18 – Вакуумный клапан



Рисунок 1.19 – Смотровой колодец со смонтированным вакуумным клапаном

Сточные воды отводятся из здания в колодец, после его наполнения до определенного уровня клапан в колодце открывается и сточная вода под действием вакуума направляется в трубопровод.

Импульс для открытия клапана, как правило, передается на управляемый блок контроллера за счет давления воздуха, создаваемого при повышении уровня сточных вод в колодце. Чтобы открыть или закрыть клапан, не нужно использовать электропривод.

Системы с большим количеством зданий, от которых отводятся сточные воды, и, соответственно, большим числом колодцев с клапанами могут оснащаться системой мониторинга для обеспечения удаленного контроля за колодцами и вакуумными клапанами. Системы мониторинга позволяют гораздо быстрее устранять неисправности и повышают качество работ по техническому обслуживанию. Они являются лишь дополнительным сервисом, и их отсутствие не влияет на работоспособность системы вакуумной канализации.

Вакуумная станция оснащается вакуумными насосами для создания вакуума в сети канализации, сборным резервуаром и канализационными насосами для подачи сточных вод из сборных резервуаров к очистным сооружениям. Периодически включаясь, вакуумные насосы поддерживают отрицательное давление в сборном резервуаре. Когда давление в резервуаре поднимается выше заданного предела, насосы включаются – и вакуум восстанавливается. Вакуумные насосы работают только в течение нескольких часов в день.

Сборные резервуары обеспечивают равномерную эксплуатацию вакуумных насосов с количеством включений не более 10–15 раз в час. Объем сборного резервуара зависит от количества сточных вод и требований к поддержанию вакуума в канализационных трубопроводах. В среднем он находится в пределах от 5 до 12 м³. Около 75 % объема работает как емкость для вакуумирования.

Преимущества вакуумной системы канализации:

- необходимо обеспечить электрической энергией только центральную вакуумную станцию;
- не происходит засорения труб, благодаря высокой скорости движения сточных вод;
- не требуется строительство смотровых колодцев;
- возможно использование гибких полимерных труб малого диаметра, которые могут укладываться на небольшой глубине;
- применение гибких труб дает возможность обходить препятствия при прокладке трасс трубопроводов, что уменьшает капитальные затраты;
- отсутствуют запахи, инфильтрация, а также утечки сточных вод, что позволяет размещать трубопроводы рядом с дождевой канализацией и водопроводом, а также в водоохраных зонах;

– предотвращается газовая коррозия труб вследствие гидролиза примесей в сточной воде.

Недостатки:

– ограничение длины канализационных линий из-за потери напора (не более 3–4 км при плоском рельефе);

– эксплуатация центральной вакуумной станции может сопровождаться выделением газов (сероводорода), что может потребовать применения биологической очистки воздуха;

– канализационные трубопроводы должны быть герметичными;

– требуется постоянное профилактическое обслуживание и своевременная замена изношенных деталей и уплотнений механического контроллера вакуумного клапана, так как блокировка и открытое состояние клапана вызывают остановку работы системы из-за отсутствия вакуума;

– для проектирования, строительства и эксплуатации систем вакуумной канализации требуется высокий уровень компетентности специалистов.

При децентрализованной системе канализации отведение и очистка сточных вод от каждого объекта предусматриваются в отдельности либо от нескольких объектов – с устройством сборных трубопроводов небольшой протяженности.

Преимущества: отсутствие протяженных сетей трубопроводов и необходимости их строительства и эксплуатации.

Недостаток: необходимость устройства большого числа очистных сооружений на каждом объекте.

1.2.4 Системы канализации промышленных предприятий

Системы канализации промышленных предприятий подразделяются на *общесплавные* и *раздельные*. Особенностью водоотведения некоторых предприятий является возможность образования до 5–10 различных видов сточных вод, отличающихся по расходу, составу и свойствам загрязнений.

Общесплавная система канализации предусматривает отведение всех категорий сточных вод, образующихся на предприятии на единые очистные сооружения. Может применяться для небольших промышленных предприятий, если производственные сточные воды близки по составу к бытовым и возможно попадание в поверхностные сточные воды промышленных загрязнений.

Раздельные системы канализации могут быть различными в зависимости от вида сточных вод, образующихся на предприятии. Хозяйственно-бытовые и поверхностные сточные воды отводятся по отдельным канализационным сетям, производственные могут отводиться по нескольким различным системам трубопроводов в зависимости от категории сточных вод. В отдельных случаях производственные сточные воды могут отводиться совместно с бытовыми (*производственно-бытовая сеть*) или поверхностными (*производственно-дождевая сеть*).

Существуют следующие отдельные системы канализации промышленных предприятий:

- с *локальными очистными сооружениями* – применяется, когда в сточных водах отдельных цехов содержатся специфические загрязнения для очистки, от которых целесообразно устройство отдельных очистных установок;

- *частичным оборотом производственных сточных вод* – применяется при возможности повторного использования некоторых производственных сточных вод с частичной очисткой или для водоснабжения других цехов;

- *полным оборотом всех категорий сточных вод* (бессточная или замкнутая система) – применяется при нехватке воды для целей водоснабжения.

В зависимости от конкретных условий на предприятиях возможно создание нескольких систем очистки с вариантами объединения различных видов сточных вод.

В общем виде **замкнутая система** водопользования промышленного предприятия **включает**:

- локальные оборотные системы;

- централизованные замкнутые системы;

- системы последовательного использования воды в нескольких технологических операциях.

Отведение производственных сточных вод по общей или отдельным сетям, а также смешение этих вод с хозяйственно-бытовыми сточными водами во многом зависит от того, будет ли в дальнейшем принята их совместная или раздельная очистка. Условия отведения сточных вод определяются также характером загрязняющих веществ.

При выборе системы канализации промышленного предприятия необходимо учитывать [20]:

- количество, состав и режим поступления сточных вод;

- условия отведения производственных сточных вод и характеристику приемника сточных вод при их сбросе в водные объекты или в систему канализации населенного пункта или другого водопользователя;

- возможность сокращения объемов загрязненных производственных сточных вод, образующихся в технологических процессах за счет внедрения безотходных и безводных производств, устройства замкнутых систем водного хозяйства, применения воздушных методов охлаждения технологического оборудования;

- возможность и необходимость локальной очистки производственных сточных вод или отдельных потоков производственных сточных вод, в том числе с целью повторного использования или извлечения содержащихся в них отдельных компонентов;

- возможность последовательного использования воды в различных технологических процессах с различными требованиями к ее качеству;

– возможность использования очищенных сточных вод в производственном водоснабжении.

При разработке систем канализации промышленных предприятий могут рассматриваться варианты комплексного использования сточных вод одного предприятия в качестве источников водоснабжения других предприятий.

1.2.5 Экологическая и технико-экономическая характеристика систем канализации

Выбор системы канализации для конкретных условий представляет собой достаточно сложную задачу, решение которой позволяет обеспечить высокое санитарное состояние обслуживаемого объекта и водного объекта при минимальных затратах на строительство и эксплуатацию (таблица 1.1).

Общесплавная система канализации по стоимости строительства дешевле, чем полная раздельная система, так как имеет одну систему трубопроводов, однако при строительстве требует больших единовременных затрат. Стоимость эксплуатации сетей *общесплавной системы* меньше, чем полной раздельной, это объясняется меньшей суммарной протяженностью сетей и надежным самоочищением трубопроводов в период интенсивных дождей. Во время дождей в водный объект отводится смесь загрязненных сточных вод. Для общесплавной системы характерны большие колебания расходов, что приводит к усложнению эксплуатации насосных станций и очистных сооружений.

Полная раздельная система дороже, чем общесплавная, но единовременные затраты на строительство могут быть меньше, так как возможно строительство в две очереди. В первую очередь строятся канализационные сети для отведения хозяйственно-бытовых и производственных сточных вод, во вторую – дождевая сеть. Полная раздельная система канализации удовлетворяет санитарным требованиям, так как обеспечивает очистку всех загрязненных сточных вод. Колебания расходов в этой системе меньше, чем в общесплавной, что упрощает эксплуатацию.

Неполная раздельная система с экономической точки зрения самая дешёвая, так же как и полная раздельная система, удовлетворяет санитарным требованиям, удобна в эксплуатации, но свидетельствует о низком уровне благоустройства городов и зачастую является первой очередью строительства полной раздельной системы.

При разработке систем комплексного водоотведения районов и промышленных комплексов одновременно рассматриваются системы канализации нескольких городов и промышленных предприятий, расположенных на сравнительно близком расстоянии друг от друга или связанных между собой географическими, административными или иными связями. Такие системы аналогичны системам промышленных предприятий и тоже бывают общесплавными и раздельными.

Таблица 1.1 – Сравнительная технико-экономическая и экологическая оценка систем канализации

Преимущества	Недостатки
<i>Общесплавная система канализации</i>	
<p>Меньшая протяженность трубопроводов по сравнению с остальными системами.</p> <p>Сброс неочищенных сточных вод может быть отрегулирован с учетом самоочищающей способности водного объекта.</p> <p>Уменьшение количества сооружений на сети.</p> <p>Значительно меньшая стоимость эксплуатации по сравнению с полной раздельной системой.</p> <p>Наиболее благоприятная в санитарном отношении, так как все виды сточных вод проходят очистку</p>	<p>Большие диаметры труб, что ведет к увеличению капитальных вложений на строительство сетей.</p> <p>При поступлении максимальных расходов на очистные сооружения эта система оказывается дорогостоящей, так как неоправданно увеличиваются размеры сооружений и отводных каналов.</p> <p>Во время ливней возможен сброс в водные объекты смеси хозяйственно-бытовых, дождевых и производственных сточных вод.</p> <p>Проблемы утилизации осадков, так как в смеси сточных вод присутствует множество примесей.</p> <p>Вероятность снижения эффективности работы очистных сооружений из-за присутствия множества примесей</p>
<i>Полная раздельная система канализации</i>	
<p>Меньшие капитальные вложения на строительство насосных станций и очистных сооружений по сравнению с общесплавной системой.</p> <p>Самая экологически эффективная, так как каждый вид сточных вод очищается отдельно</p>	<p>Большая протяженность сетей.</p> <p>Повышенные эксплуатационные затраты</p>
<i>Полураздельная система канализации</i>	
<p>Отсутствие сброса производственных, хозяйственно-бытовых и сильно загрязненных дождевых сточных вод в водный объект.</p> <p>Очистка наиболее загрязненной части дождевых сточных вод</p>	<p>Самая высокая стоимость строительства.</p> <p>Трудности при устройстве и эксплуатации</p>

Выбор системы канализации должен осуществляться на основании технико-экономического сравнения вариантов систем, равноценных в санитарном отношении.

В соответствии с СН [20] водоотведение населенных пунктов и объектов производства следует предусматривать с использованием раздельной системы канализации, при которой для сбора и отведения сточных вод определенного вида должны быть предусмотрены отдельные сети канализации и

сооружения на них. При реконструкции объектов с использованием существующих сетей и сооружений общесплавной, полураздельной, неполной раздельной систем канализации объемы их реконструкции должны быть определены в задании на проектирование с учетом природоохранных и санитарно-гигиенических требований.

1.2.6 Условия выпуска сточных вод в систему канализации населенного пункта

Для обеспечения нормальной эксплуатации канализационных сетей различного назначения, а также для предохранения их от воздействия различных разрушающих веществ, прием сточных вод осуществляется с соблюдением ряда требований.

Поступление хозяйственно-бытовых сточных вод в канализационную сеть допускается только через приемники сточных вод, оборудованные гидравлическими затворами. В сети дождевой канализации поверхностные сточные воды должны поступать только через дождеприемники.

При расположении промышленного предприятия в черте города или вблизи него загрязненные производственные сточные воды могут отводиться в сети городской канализации при условии ненарушения работы канализационных сетей и сооружений и возможности совместной очистки с хозяйственно-бытовыми сточными водами с достижением нормативов, установленных в соответствии с требованиями законодательства об охране и использовании вод [3, 12, 37].

Прием производственных сточных вод допускается при соблюдении нормативов водоотведения по качественному составу сточных вод и при условиях:

- достаточной мощности централизованной системы канализации для приема производственных сточных вод;
- выполнения требований технических условий на подключение объекта к централизованным системам канализации;
- отведения (сброса) производственных сточных вод с концентрацией загрязняющих веществ в составе сточных вод, не превышающей допустимые концентрации, установленные в [13, приложение 1];
- соблюдения нормативов допустимых сбросов химических и иных веществ в составе сточных вод, установленных для организаций водопроводно-канализационного хозяйства (ВКХ) в разрешениях на специальное водопользование, комплексных природоохранных разрешениях;
- обеспечения проектных требований очистки сточных вод на очистных сооружениях;
- технической и технологической возможности очистных сооружений очищать сточные воды от загрязняющих веществ;
- защиты централизованных систем канализации от вредного воздействия загрязняющих веществ, содержащихся в производственных сточных водах.

Производственные сточные воды не должны нарушать работу централизованных систем канализации, оказывать разрушающее действие на материал элементов сетей и сооружений систем канализации, а также **не должны иметь:**

- температуру более 40 °С;
- рН менее 6,5 или более 9;
- показатель загрязняющих веществ по взвешенным и всплывающим веществам более 500 мг/дм³;
- показатель химического потребления кислорода, бихроматной окисляемости выше уровня биохимического потребления кислорода более чем в 2,5 раза ($XPKCr / BPK_5 \geq 2,5$);
- показатель биохимического потребления кислорода (BPK_5) более чем 600 мгО₂/дм³;
- синтетические поверхностно-активные вещества (СПАВ) анионоактивные, в том числе алкилоксиэтилированные сульфаты, алкилсульфонаты, олефинсульфонаты, алкилбензосульффонаты, алкилсульфонаты, натриевые и калиевые соли жирных кислот, в концентрации более 5 мг/дм³;
- радиоактивные вещества и материалы;
- не поддающиеся биологической очистке загрязняющие вещества, содержание которых выше нормативов допустимого сброса химических и иных веществ в составе сточных вод, установленных организациям ВКХ в разрешениях на специальное водопользование, комплексных природоохранных разрешениях;
 - биологические поверхностно-активные вещества;
 - вещества и материалы, способные засорять трубопроводы, колодцы, решетки или отлагаться на их стенках (окалина, известь, песок, гипс, металлическая стружка, каньга, грунт, отходы производства и потребления, осадки локальных очистных сооружений, концентрированные маточные и кубовые растворы);
 - вещества, способные вызывать интенсивное образование отложений в трубопроводах, в том числе нерастворимые жиры, масла, смолы, мазут;
 - вещества, агрессивно влияющие на материал труб, колодцев (кислоты, щелочи, сульфиды в концентрации более 1,5 мг/дм³);
 - вещества, способные образовывать взрывоопасные, токсичные, горючие газы и смеси (хлор, сероводород, сероуглерод, оксид углерода, цианистый водород), пары летучих ароматических соединений и растворителей (бензин, керосин, эфиры, дихлорметан, бензолы, четыреххлористый углерод и другие);
 - вещества, подавляющие процесс биологической очистки на очистных сооружениях (токсичные вещества, жесткие синтетические поверхностно-активные вещества, сельскохозяйственные яды);
 - окраску с кратностью разбавления более 1:20;

- поверхностные сточные воды с территорий промышленных площадок (дождевые, талые, поливомоечные воды и другие) и дренажные воды при полной раздельной системе канализации;
- вещества, содержащие органические летучие соединения в количестве, приводящем к загрязнению рабочей зоны в производственных помещениях и на территории очистных сооружений;
- вещества, способные причинить вред здоровью персонала, обслуживающего централизованные системы канализации;
- отходы очистки воздуха после его очистки пылегазоочистным оборудованием, шламы и отходы станций технической водоподготовки, в том числе котельных и теплоэлектростанций, ионообменные смолы, активированный уголь и др. [13].

Производственные сточные воды до отведения в централизованную систему канализации со значениями показателя рН менее 6,5 (кислые воды) и более 9 (щелочные воды) должны подвергаться нейтрализации.

Не допускается объединение производственных сточных вод, взаимодействие которых может привести к образованию ядовитых или взрывоопасных газов, а также большого количества нерастворимых веществ (производственные сточные воды, содержащие соли кальция или магния, щелочные растворы, соду, сульфид натрия, хлор и фенол, а также имеющие значения показателя рН менее 6,5 и более 9). В случаях, когда количественный и качественный состав производственных сточных вод неравномерен в течение суток, необходимо предусматривать емкости-усреднители, обеспечивающие равномерный в течение суток сброс в централизованную систему канализации производственных сточных вод с концентрацией загрязняющих веществ в их составе не выше допустимой концентрации, установленной в условиях приема производственных сточных вод.

В сети дождевой канализации разрешено сбрасывать:

- сточные воды от мойки автомашин после локальной очистки;
- условно чистые производственные сточные воды после согласования с органами санитарного надзора.

В сети дождевой канализации не допускается сбрасывать производственные и хозяйственно-бытовые сточные воды.

1.3 Схемы канализации

Схема канализации – схема, отражающая порядок пространственных и функциональных связей между совокупностью элементов канализации. Представляет собой проектное решение принятой системы канализации, изображенной на генплане канализуемого объекта с учетом местных топографических и гидрогеологических условий и перспектив дальнейшего развития. Начертание схемы канализации на генплане в основном зависит от рельефа местности, так как транспортирование сточных вод необходимо

осуществлять по трубопроводам в самотечном режиме, при котором энергозатраты минимальны. Главные канализационные коллекторы направляются за пределы города ниже по течению водного объекта на расстояние, предусмотренное правилами санитарной зоны разрыва.

Схемы канализации населенных пунктов разрабатываются на генплане городов в масштабе 1:5000–1:20000 с горизонталями через 1–2 м с указанием кварталов и проездов, схемы канализации промышленных предприятий – на генплане в масштабе 1:1000–1:5000 с горизонталями через 1–5 м.

Проекты канализации объектов увязываются со схемой их водоснабжения, с рассмотрением возможности использования очищенных сточных вод для производственного водоснабжения.

Важным этапом составления схемы является трассировка уличных трубопроводов, которая зависит от рельефа местности и диктуется необходимостью обеспечить наименьшее заглубление внутриквартальных сетей и уличных трубопроводов.

1.3.1 Трассировка канализационной сети

Трассировкой канализационной сети называется размещение ее в плане на перспективных генпланах населенных пунктов или промышленных предприятий.

Генплан должен быть выполнен в масштабе с изображением горизонталей рельефа местности, водоисточников, водных объектов, промышленных предприятий и железнодорожных узлов.

Канализационные сети трассируются в следующем порядке:

1) территория населенного пункта линиями водоразделов делится на бассейны канализования;

2) выбирается площадка для размещения очистной станции и место выпуска очищенных сточных вод и согласовывается со службами санитарно-эпидемиологической станции, рыбного и водного надзора;

3) по пониженным местам бассейнов канализования прокладывается коллектор;

4) коллекторы бассейнов канализования перехватываются главным коллектором, который с помощью главной насосной станции, располагаемой в самой низкой точке главного коллектора, направляет сточные воды на очистные сооружения;

5) к намеченным коллекторам присоединяется уличная сеть.

При определении бассейна канализования:

– устанавливаются границы районов города, обслуживаемых одной системой самотечных коллекторов;

– намечается общая схема расположения коллекторов;

– определяются районы, для которых требуется подкачка сточных вод.

При резко выраженном рельефе местности границы бассейнов канализования определить несложно, а при плоском рельефе (когда нельзя выявить линии водоразделов) граница бассейна канализования определяется путем большего охвата территории самотечной сетью (рисунок 1.20).

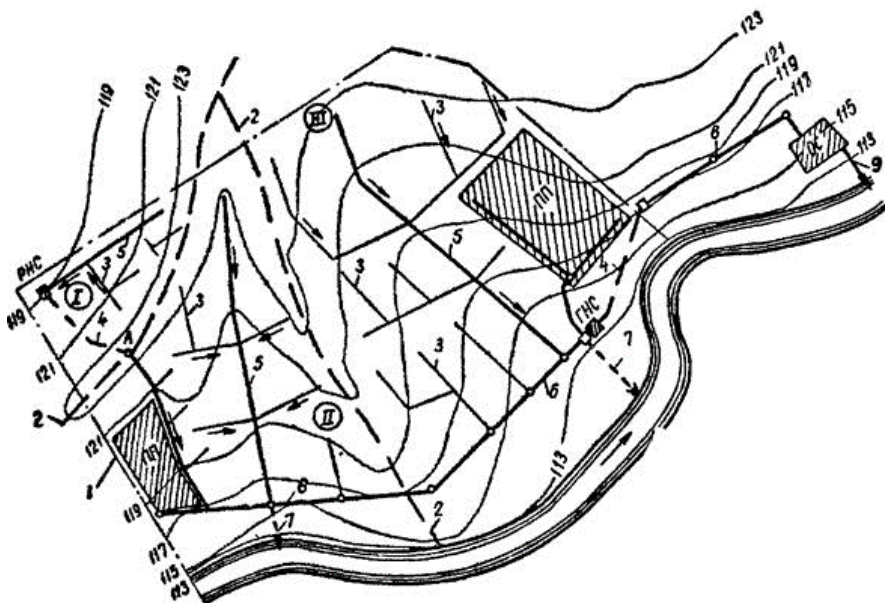


Рисунок 1.20 – Общая схема и основные сооружения канализации населенного пункта:

- I–III – бассейны канализования; 1 – граница города; 2 – границы бассейнов канализования;
 3 – уличная сеть; 4 – напорные водоводы; 5 – коллекторы; 6 – главный коллектор;
 7 – аварийные выпуски; 8 – загородный или отводной коллектор; 9 – выпуск в водный объект

Границы бассейнов канализования наносятся на план с горизонталями.

По бассейнам определяется направление движения сточных вод и районы, где требуется перекачка сточных вод.

При выборе места для размещения очистных станций необходимо учитывать:

- перспективы жилой застройки (очистные сооружения в перспективе не должны оказаться в зоне застройки);
- направление преобладающих ветров;
- направление течения в водном объекте (очистные сооружения располагаются вниз по течению реки).

Уличная сеть прокладывается к намеченным коллекторам, разбивая кварталы жилой застройки на простейшие фигуры (треугольники, квадраты,

прямоугольники, трапеции), тяготеющие по рельефу местности к данному участку уличной сети.

Канализационные сети прокладываются, как правило, с уклонами, близкими к уклонам поверхности земли, и сточные воды отводятся в сторону пониженной части бассейна канализования.

Главные коллекторы трассируются по набережным водных объектов. В пределах застройки главные коллекторы трассируются по городским проездам.

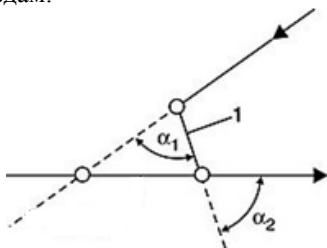


Рисунок 1.21 – Боковое присоединение

Боковые присоединения трубопроводов прокладываются под углом не менее 90° между присоединенной и отводящей трубой. Если условие не обеспечивается, то один поворот заменяется на два по углам α_1 и α_2 путем устройства дополнительной ветки (рисунок 1.21).

Трассировка уличных трубопроводов возможна по трем схемам (рисунки 1.22–1.24).

Объемлющая трассировка (см. рисунок 1.22) – уличные трубопроводы прокладываются со всех сторон квартала. Применяется при слабовыраженном уклоне местности ($i < 0,005$) для больших кварталов и при отсутствии внутри них застройки.

Трассировка по пониженной стороне квартала (см. рисунок 1.23) – уличные трубопроводы прокладываются лишь с пониженных сторон квартала. Применяется при выраженном рельефе местности ($i > 0,007$) и небольших кварталах.

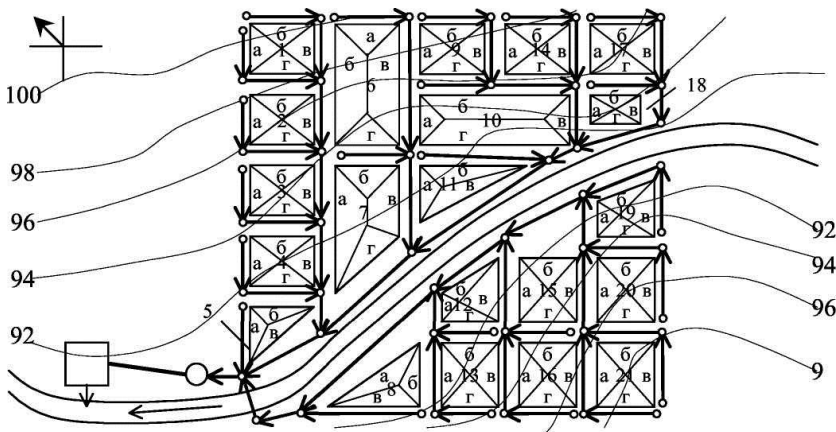


Рисунок 1.22 – Объемлющая трассировка уличных сетей

При *черезквартальной трассировке* (см. рисунок 1.24) трубопроводы прокладываются внутри квартала, что при детальной планировке жилых кварталов сокращает общую протяженность сети и количество колодцев при соединении домовых выпусков к уличной сети.

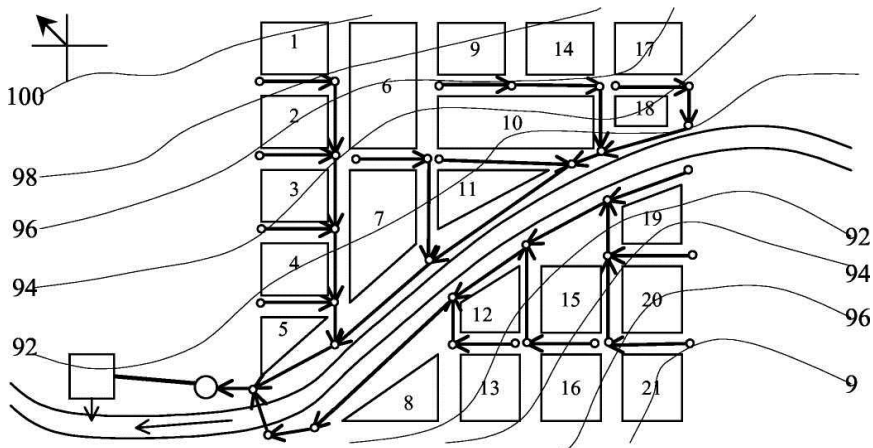


Рисунок 1.23 – Трассировка уличных сетей по пониженной грани квартала

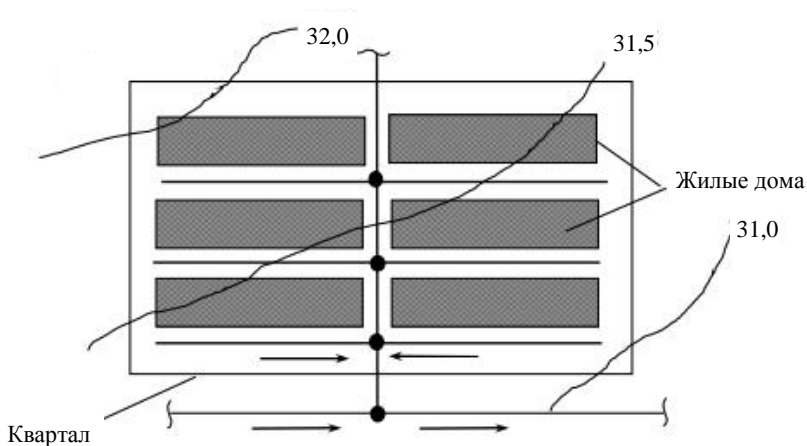


Рисунок 1.24 – Черезквартальная трассировка уличных сетей

Существенные преимущества *черезквартальной трассировки* заключаются в том, что трубопроводы пересекают проезды на отдельных коротких участках, не загромождая подземную часть, насыщенную другими инженерными коммуникациями.

1.3.2 Классификация схем канализации

Все схемы канализации можно разделить на централизованные, нецентрализованные и районные.

При централизованной схеме канализации сточные воды со всего города собираются и отводятся единой сетью на одну очистную станцию. Данная схема применяется для средних городов и малых населенных пунктов.

При нецентрализованной схеме сточные воды объекта канализования отводятся на две или более станции очистных сооружений или на локальные очистные сооружения. Применяется для городов с населением более 500–700 тысяч человек.

Для нескольких близко расположенных населенных пунктов или предприятий может предусматриваться *районная схема* канализации, при этом устраиваются одни очистные сооружения большой мощности вместо нескольких маломощных.

При проектировании необходимо рассматривать целесообразность централизации, объединения или децентрализации систем канализации объектов в зависимости от местных условий, а также учитывать состояние и возможность дальнейшего использования существующих канализационных сетей и сооружений при их реконструкции [20].

В зависимости принятой трассировки **схема канализации** может быть:

Перпендикулярная – коллекторы бассейнов канализования прокладываются перпендикулярно направлению течения воды в водном объекте, перпендикулярно горизонталям. Применяется такая схема при уклоне поверхности земли к водному объекту, при полной раздельной системе канализации. При этом поверхностные сточные воды децентрализованно сбрасываются в водный объект без очистки или с очисткой (рисунок 1.25, а).

Пересеченная – коллекторы бассейнов канализования прокладываются перпендикулярно направлению течения воды в водном объекте и перехватываются главным коллектором, трассируемым параллельно реке. Применяется при плавном падении рельефа местности к водному объекту и обязательной очистке сточных вод (рисунок 1.25, б).

Параллельная – коллекторы бассейнов канализования прокладываются параллельно или под небольшим углом к направлению потока воды в водном объекте и пересекаются с главным коллектором, транспортирующим сточные воды к очистным сооружениям. Применяется при резком падении рельефа местности к водному объекту, позволяет исключить в коллекторах повышенные скорости движения воды, вызывающие абразивный износ трубопроводов (рисунок 1.25, в).

Зонная – обслуживаемая территория разбивается на две зоны: с верхней сточные воды отводятся самотеком к очистным сооружениям, а с нижней зоны перекачиваются насосной станцией. Применяется при небольшом падении рельефа местности к водному объекту (рисунок 1.25, г, д).

Радиальная – отведение сточных вод реализуется на нескольких очистных станциях. Применяется при сложном рельефе местности и в больших городах (рисунок 1.25, *е, ж*).

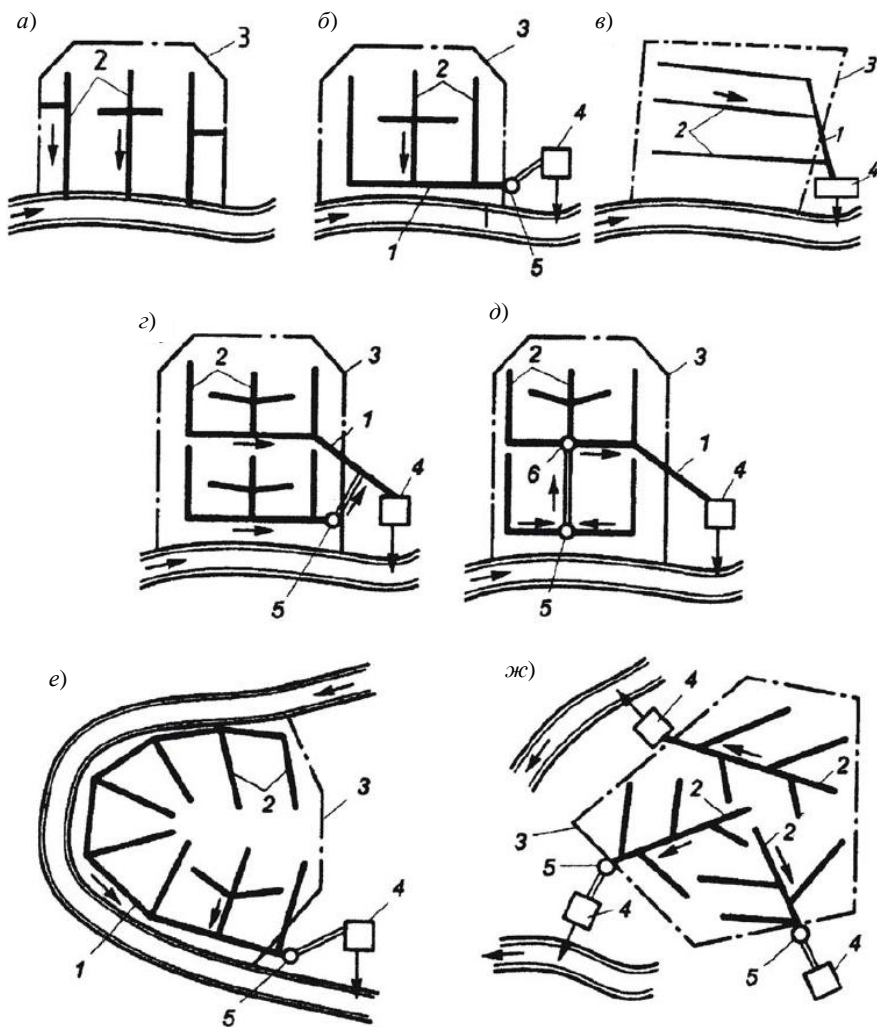


Рисунок 1.25 – Схемы сетей канализации:

а – перпендикулярная; *б* – пересеченная; *в* – параллельная; *г, д* – зональная; *е, ж* – радиальная; *1* – главный водоотводящий коллектор; *2* – коллектор бассейна канализования; *3* – граница обслуживаемого объекта; *4* – очистные сооружения; *5* – насосная станция; *6* – камера гашения напора

Выбор систем и схем канализации объекта и степень их централизации следует производить с учетом требований к степени очистки сточных вод и условиям их отведения, рельефа местности, климатических, геологических и гидрологических условий.

Для выбора схемы можно руководствоваться рекомендациями, приведенными в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Условия применения и особенности выбора схемы канализации

Схема канализации	Условия применения	Особенности
Перпендикулярная	Для дождевой канализации, при спокойном уклоне местности	Коллекторы перпендикулярны водному объекту
Пересеченная	Уклон местности к водному объекту спокойный	Главный коллектор прокладывается вдоль водного объекта
Зонная	Любая система канализации, при значительной разнице отметок поверхности земли по террасам	По каждой террасе прокладывают сборный коллектор
Радиальная	При наличии нескольких приемников сточных вод или когда город расположен на холме	Коллекторы расположены по радиусам от центра города
Веерная	Уклон местности к водному объекту очень большой	Коллекторы почти параллельны друг другу

2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕТЕЙ БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИИ

Расчет канализационных сетей состоит в определении диаметров и уклонов трубопроводов, обеспечивающих пропуск расходов сточных вод в любой момент времени.

Поскольку самотечное движение сточных вод в энергетическом отношении является наивыгоднейшим, то основная задача при проектировании сетей бытовой канализации заключается в построении продольного профиля коллекторов, определяющего объемы земляных работ и положения канализационных трубопроводов в подземной части относительно других инженерных коммуникаций.

2.1 Исходные данные для проектирования

Проектирование систем канализации осуществляется на основе схем канализации населенных пунктов, разработанных в соответствии с генеральными планами развития территорий (населенных пунктов) с учетом данных о водоотведении не менее чем за предшествующий двухлетний период, с учетом развития систем водоснабжения и канализации, динамики изменения численности населения, развития объектов производства и других организаций на территории объекта водоснабжения, изменения степени ее благоустройства.

Проекты систем канализации разрабатываются на основе предпроектных разработок и задания на проектирование, которое составляется организацией-заказчиком.

В задании указывается состав и объем проекта, очередность строительства, требования по защите окружающей среды, основные исходные данные, ожидаемые технико-экономические показатели.

Исходные данные для проектирования систем канализации:

- число жителей населенного пункта, плотность населения;
- характер жилой застройки по степени благоустройства;
- вид промышленных предприятий, их производительность;
- число работающих на предприятиях по сменам, принимающих душ, количество и состав производственных сточных вод, режим их отведения;
- геологические, гидрогеологические и метеорологические данные о территории объекта;
- гидрологические данные о водных объектах, расходы, скорости движения и уровни воды, её физико-химический состав;

- данные о водопользовании;
- сведения о промышленных предприятиях и населенных пунктах, расположенных на 20–40 км выше и ниже по реке и другие данные;
- топографические материалы: ситуационные планы в масштабах 1:25000–1:50000 с горизонталями через 5 м, проекты планировки населенных пунктов в масштабах 1:2000–1:5000 с горизонталями через 0,5–1,0 м, планы площадок под очистные сооружения и места выпуска сточных вод.

Для получения дополнительных материалов должны производиться необходимые обследования и инженерные изыскания.

Разработка проектной документации (проектирование) может осуществляться в **одну** или **две стадии** с выделением очередей строительства, пусковых комплексов, необходимость разработки (выделения) которых определяет заказчик, застройщик в задании на проектирование [30].

При проектировании в одну стадию разрабатывается *строительный проект*, который, включая все основные комплекты рабочих чертежей, представляется в органы государственной экспертизы и подлежит утверждению заказчиком в соответствии с экспертным заключением.

При проектировании в две стадии разрабатывается *архитектурный проект* (утверждаемая первая стадия) и *строительный проект* (вторая стадия).

Архитектурный проект разрабатывается на основе утвержденных градостроительных проектов, материалов инженерных изысканий, разрешительной и предпроектной (предынвестиционной) документации.

Строительный проект при двухстадийном проектировании разрабатывается на основе утвержденного архитектурного проекта, материалов инженерных изысканий. Строительный проект, разработанный с отступлением от утвержденного архитектурного проекта, подлежит согласованию с разработчиком архитектурного проекта, организацией, утвердившей архитектурный проект, главным архитектором области, города, района соответствующего местного исполнительного и распорядительного органа и утверждению в установленном порядке.

По заданию заказчика, застройщика в проектной документации на объект строительства, прошедшей государственные экспертизы и утвержденной в установленном порядке, разработчиком проектной документации могут выделяться *пусковые комплексы*. В этом случае государственные экспертизы проектной документации на каждый пусковой комплекс не проводятся.

Проектирование систем канализации ведется с учетом развития города на 20–25 лет (расчетный период). Этот период обычно разбивается на две очереди. Первая очередь рассчитывается на срок до 10 лет, в который входит проектирование и строительство, обслуживание сетей и сооружений, составляющих 30–50 % общей мощности. В течение одной очереди производится проектирование второй очереди.

2.2 Определение расчетных расходов сточных вод

2.2.1 Нормы и режимы водоотведения

Нормы водоотведения. Основой для определения диаметров трубопроводов является расчетный расход, который зависит от нормы водоотведения хозяйственно-бытовых и производственных сточных вод.

Норма водоотведения – среднесуточный (за год) расход воды, л/сут, отводимой от одного человека. Норма водоотведения зависит от уровня санитарно-технического оборудования зданий и в определенной степени от климатических условий.

Расчетное удельное среднесуточное (за год) *водоотведение* хозяйственно-бытовых *сточных вод* жилой застройки принимается равным удельному среднесуточному (за год) водопотреблению.

Нормы водоотведения на одного жителя в зависимости от степени санитарно-технического оборудования зданий приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Нормы водоотведения

Степень санитарно-технического оборудования зданий жилой застройки	Норма водоотведения на одного жителя, л/сут
Жилая застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией без ванн и душей	85
Жилая застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом, канализацией и газоснабжением, без ванн и душей	100
Жилая застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом, канализацией, с ваннами и водонагревателями, работающими на твердом топливе	115
Жилая застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом, канализацией, с ваннами и газовыми водонагревателями	140
Жилая застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом, канализацией и централизованным горячим водоснабжением, с душевыми	180
Жилая застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом, канализацией и централизованным горячим водоснабжением, с ваннами, оборудованными душами	210
Жилая застройка зданиями, имеющими ввод водопровода	50
Жилая застройка с водопользованием из водоразборных колонок	30

Удельное суточное водоотведение в неканализованных районах принимается 25 л/(чел·сут) [20].

Удельное водоотведение хозяйственно-бытовых **сточных промышленных предприятий** зависит от тепловыделений цехов предприятий и принимается равным:

– 45 л/смену на одного человека – для работающих в цехах с тепловыделением более 80 кДж/м³ (горячих);

– 25 л/смену на одного человека – для работающих в цехах с тепловыделением менее 80 кДж/м³ (холодных).

Душ принимают работники в течение 45 минут после окончания смены. Расход воды через одну душевую сетку составляет 500 л в смену (0,75 м³/ч). Количество душевых сеток принимается в зависимости от характера производства (таблица 2.2).

Удельное водоотведение производственных сточных вод – это количество сточных вод, приходящихся на единицу выпускаемой продукции или перерабатываемого сырья. Для различных отраслей промышленности величина удельного водоотведения производственных сточных вод может существенно отличаться.

Таблица 2.2 – Количество человек на душевую сетку в зависимости от санитарной характеристики производства

Группа производственных процессов	Санитарная характеристика производственных процессов	Расчетное количество человек на одну душевую сетку
1	Производственные процессы с незначительными избытками явного тепла и пыли, вызывающие загрязнение веществами III и IV классов опасности:	
1а	только рук;	25
1б	тела и спецодежды;	15
1в	тела и спецодежды, удаляемое с применением специальных моющих средств	5
2	Производственные процессы, протекающие при значительных избытках явного тепла или выделений влаги, а также при неблагоприятных метеорологических условиях:	
2а	при избытках явного конвективного тепла;	7
2б	при избытках лучистого тепла;	3
2в	связанные с воздействием влаги, вызывающей намокание спецодежды;	5
2г	при температуре воздуха до 10 °С, включая работы на открытом воздухе	5
3	Производственные процессы с резко выраженными вредными факторами, вызывающие загрязнение веществами I и II классов опасности, а также веществами, обладающими стойким запахом:	
3а	только рук;	7
3б	тела и спецодежды	3

Режимы водоотведения. При проектировании канализации городов и промышленных предприятий требуется знать не только нормы и общее количество сточных вод, но и режим их водоотведения, т. е. изменение расходов сточных вод по часам суток, а также значения возможных максимальных расходов, которые определяются так называемыми коэффициентами суточной и часовой неравномерности водоотведения.

Нормы бытового водоотведения учитывают средний суточный (за год) расход сточных вод. Однако суточный расход может быть как больше среднесуточного (в сутки наибольшего водоотведения), так и меньше. Поэтому кроме среднесуточного расхода определяются максимальный и минимальный суточные расходы.

При расчете канализационной сети наиболее удобно применять **общий максимальный коэффициент неравномерности** ($K_{gen.max}$). Для обеспечения надежности работы сооружений канализации необходимо знать минимальные расходы, которые определяются с учетом значения **общего минимального коэффициента неравномерности** ($K_{gen.min}$).

Общие коэффициенты неравномерности (максимальный и минимальный) определяются в зависимости от значения среднего секундного расхода (таблица 2.3).

Таблица 2.3 – Коэффициенты неравномерности [20]

Средний расход сточных вод, л/с	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000 и более
Коэффициент $K_{gen.max}$	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44
Коэффициент $K_{gen.min}$	0,38	0,45	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71
<i>Примечания</i>									
1 Коэффициенты неравномерности притока сточных вод, приведенные в таблице 2.3, следует принимать при расходе производственных сточных вод, не превышающем 45 % от суммарного расхода. При расходе производственных сточных вод более 45 % коэффициенты неравномерности притока сточных вод следует определять с учетом неравномерности отведения хозяйственно-бытовых и производственных сточных вод по часам суток согласно данным фактического притока сточных вод или данным эксплуатации объектов-аналогов.									
2 При средних суточных расходах сточных вод менее 5 л/с максимальный коэффициент неравномерности притока сточных вод принимают равным 3.									
3 При промежуточных значениях среднего суточного расхода сточных вод коэффициенты неравномерности притока сточных вод следует определять интерполяцией									

Приток хозяйственно-бытовых сточных вод от промышленных предприятий характеризуется максимальным коэффициентом часовой неравномерности, который зависит от типа цехов: для горячих цехов принимается равным 3, для холодных – 2,5.

Распределение расходов хозяйственно-бытовых сточных вод от промышленных предприятий по часам в течение смены в зависимости от коэффициента часовой неравномерности приведено в таблице 2.4.

Таблица 2.4 – Распределение хозяйственно-бытовых сточных вод промышленного предприятия по часам в течение смены

Часы смены	Горячие цеха		Холодные цеха	
	значение $K_{\text{быт}}^{\text{пр}}$ при $K_{\text{ген.мах}} = 3$	расходы, %	значение $K_{\text{быт}}^{\text{пр}}$ при $K_{\text{ген.мах}} = 2,5$	расходы, %
0–1	1,0	12,5	1,0	12,5
1–2	0,625	6,2	0,6	7,5
2–3	0,625	6,2	0,6	7,5
3–4	0,625	6,2	0,6	7,5
4–5	1,5	18,75	1,5	18,75
5–6	0,625	6,2	0,6	7,5
6–7	0,625	6,2	0,6	7,5
7–8	3,0	37,5	2,5	31,25
Всего в смену	–	100	–	100

Коэффициент часовой неравномерности притока производственных сточных вод зависит от отрасли промышленности, вида выпускаемой продукции и особенностей технологического процесса, принимается на основании опыта проектирования аналогичных предприятий или по рекомендациям технологов.

Для ориентировочных расчетов коэффициент часовой неравномерности притока производственных сточных вод может приниматься для металлургической промышленности – 1,0–1,1; химической – 1,3–1,5; текстильной – 1,0–1,15; пищевой – 1,5–2,0.

2.2.2 Определение расчетного количества жителей

В зависимости от характера зданий, их этажности и степени благоустройства жилого фонда в разных микрорайонах или районах города проживает различное число жителей.

Расчетное население – это число жителей, которое будет проживать в городе или населенном пункте к концу расчетного периода.

Величина расчетного населения определяется не на текущее время проектирования, а на 20–25 лет вперед, так как предполагается, что население будет расти и через некоторое время запроектированная и построенная система канализации будет уже не в состоянии нормально функционировать из-за возросших расходов сточных вод, поэтому и вводится понятие т. н.

расчетного периода – промежуток времени, в продолжение которого канализационная сеть будет иметь необходимую пропускную способность, и удовлетворять своему назначению без реконструкции. Для городов и населенных пунктов он составляет 20–25 лет, а для промышленных предприятий – это расчетный срок работы на полную производительность.

Расчетное население определяется по плотности населения (числу жителей на 1 га канализуемой территории), которая зависит от этажности зданий, нормы жилой площади.

Различают два вида плотности населения.

1 *Плотность населения по селитебной территории* p_c – средняя плотность по всей территории, на которой проживает население. По данной плотности определяется расход сточных вод для всего города или большого района.

2 *Плотность населения жилого квартала или микрорайона* p_k – плотность, при которой учитывается площадь застройки только отдельных кварталов. Она учитывается при детальном расчете наружных сетей канализации.

Расчетное население определяется по формуле

$$N_p = \sum pF\beta, \quad (2.1)$$

где p – плотность населения, чел./га;

F – площадь территории с одинаковой плотностью населения, га;

β – коэффициент обслуживания канализационной сетью, учитывается при расчетах, если в кварталах размещаются здания общественного назначения (детские, учебные, культурно-просветительные и лечебные учреждения) или если не все здания оборудуются внутренней канализацией.

Результаты определения площади кварталов и количества жителей сводятся в таблицу 2.5. Количество жителей определяется по каждому району и в целом по городу.

Таблица 2.5 – Определение расчетного количества жителей

Номер района	Номер квартала	Площадь квартала F , га	Количество жителей N , чел.

При определении площади жилых кварталов по районам города необходимо все кварталы пронумеровать на генплане города сквозной нумерацией. Если квартал по трассировке сети должен разбиваться на отдельные фигуры, то фигуры нумеруются буквами.

2.2.3 Определение расчетных расходов хозяйственно-бытовых и производственных сточных вод

Расчетные расходы хозяйственно-бытовых сточных вод от жилой застройки.

Средний суточный расход хозяйственно-бытовых сточных вод, м³/сут,

$$Q_w = k_n \frac{\sum q_{ni} N_i}{1000}, \quad (2.2)$$

где k_n – коэффициент, учитывающий увеличение расхода сточных вод связанное с функционированием учреждений, организаций и предприятий обслуживания населения и поступлением расходов иных сточных вод, принимается от 1,1 до 1,2 в зависимости от местных условий;

q_{ni} – норма водоотведения на одного жителя, л/сут, принимается в зависимости от степени благоустройства района по таблице 2.1;

N_i – расчетное количество жителей, чел.

Средний часовой расход сточных вод, м³/ч,

$$Q_h = \frac{Q_w}{24}. \quad (2.3)$$

Средний секундный расход сточных вод, л/с,

$$q_w = \frac{Q_h}{3,6}. \quad (2.4)$$

Максимальный секундный и минимальный секундный расход, л/с, определяются по формулам:

$$q_{\max} = K_{gen.\max} q_w; \quad (2.5)$$

$$q_{\min} = K_{gen.\min} q_w, \quad (2.6)$$

где $K_{gen.\max}$, $K_{gen.\min}$ – соответственно максимальный и минимальный коэффициенты общей неравномерности, принимаются в зависимости от значения среднего секундного расхода сточных вод по таблице 2.3.

При наличии в городе нескольких районов различной степени благоустройства расчет расходов можно вести в форме таблицы 2.6, причем максимальный коэффициент общей неравномерности принимается для каждого района в отдельности и для города в целом.

Значения максимальных часовых и секундных расходов по городу в целом определяются с учетом величины $K_{gen.\max}$, найденной по итоговой сумме средних секундных расходов.

Таблица 2.6 – Расходы хозяйственно-бытовых сточных вод от жилой застройки

Но- мер рай- она	Количе- ство жителей N_i , чел.	Норма водо- отведения на одного жителя $q_{нi}$ л/сут	Средние расходы			$K_{ген.макс}$	Максимальные расходы	
			суточный, $м^3/сут$	часовой, $м^3/ч$	секундный, л/с		часовой, $м^3/ч$	секунд- ный, л/с

Расчетные расходы производственных сточных вод.

Сосредоточенный расход сточных вод, отводимых в городскую канализационную сеть от промышленных предприятий, складывается из хозяйственно-бытовых, душевых и производственных расходов.

Расчетные расходы хозяйственно-бытовых сточных вод от промышленных предприятий. Расход бытовых сточных вод определяется для цехов каждой смены в отдельности, $м^3/смену$, по формуле

$$Q_{sm} = \frac{\sum q_i n_i}{1000}, \quad (2.7)$$

где q_i – норма водоотведения для соответствующего вида цехов, административных и бытовых зданий предприятий, л/чел·смену.

n_i – число работающих в смену в соответствующего вида цехах, чел.

Расчет расходов хозяйственно-бытовых сточных вод от каждого предприятия можно вести в форме таблицы 2.7.

Таблица 2.7 – Расходы хозяйственно-бытовых сточных вод от промышленного предприятия

Номер смены	Количество работающих, чел.			Норма водоотведения, л/сут·чел.			Расход хозяйственно- бытовых сточных вод, $м^3/смену$		
	холод- ные цеха	горя- чие цеха	ИТР	холод- ные цеха	горя- чие цеха	ИТР	холод- ные цеха	горя- чие цеха	ИТР
1									
2									
3									
<i>Итого</i>									

Расчетные расходы душевых сточных вод от промышленных предприятий. После окончания смены рабочие предприятия принимают душ. Норма расхода воды на одну душевую сетку принимается 500 л/ч, душем пользуются в течение 45 мин (0,75 ч) после окончания смены.

Расход воды на душевые нужды, м³/сут,

$$Q_{\text{душ}}^{\text{в}} = \frac{500 \cdot 0,75}{1\,000} n = 0,375n, \quad (2.8)$$

где n – количество душевых сеток, работающих после каждой смены, шт., определяется по формуле

$$n = P_{\text{см}} / P_{\text{норм}}, \quad (2.9)$$

где $P_{\text{см}}$ – количество рабочих в смену;

$P_{\text{норм}}$ – количество человек, обслуживаемых одной душевой сеткой, принимается с учетом рекомендаций в п. 2.2.1.

Результаты расчетов расходов душевых сточных вод по каждому предприятию удобно вести в форме таблицы 2.8.

Таблица 2.8 – Расходы душевых сточных вод промышленного предприятия

Номер смены	Часы работы	Количество рабочих, чел.		Количество человек на одну душевую сетку		Количество душевых сеток, шт.		Расход душевых сточных вод, м ³ /смену	
		холодные цеха	горячие цеха	холодные цеха	горячие цеха	холодные цеха	горячие цеха	холодные цеха	горячие цеха
1	8–16								
2	16–24								
3	00–8								
<i>Итого</i>									

Расчетные расходы производственных сточных вод. Расход производственных сточных вод, м³/сут,

$$Q_{\text{прод}} = \sum P q_{\text{уд}}, \quad (2.10)$$

где P – количество выпускаемой продукции в сутки, ед.;

$q_{\text{уд}}$ – удельная норма водоотведения производственных сточных вод, м³, на единицу выпускаемой продукции.

2.2.4 Определение суммарного притока сточных вод на главную насосную станцию

При проектировании главной насосной станции (ГНС) и очистных сооружений (ОС) необходимо знать суммарный максимальный часовой приток сточных вод.

В процессе эксплуатации систем канализации установлено, что неравномерность притока городских сточных вод по часам суток особенно велика в

городах с малым числом жителей, где отсутствуют крупные промышленные предприятия и где отмечается низкий уровень благоустройства жилого фонда, что в целом соответствует небольшим расходам сточных вод. И наоборот, в крупных промышленных городах с высокой степенью благоустройства жилого фонда неравномерность притока сточных вод значительно меньше. Это объясняется тем, что поступление максимальных расходов хозяйственно-бытовых вод в канализационную сеть города по времени не совпадает с поступлением максимальных расходов сточных вод от промышленных предприятий. Распределение среднего суточного расхода хозяйственно-бытовых сточных вод от населения по часам суток принимается по таблице А.1 в зависимости от общего максимального коэффициента часовой неравномерности $K_{gen. max}$, определяемого по таблице 2.3 в зависимости от среднего секундного расхода сточных вод.

Характер колебания притока хозяйственно-бытовых сточных вод от предприятий различных отраслей промышленности более постоянен. Распределение расходов хозяйственно-бытовых сточных вод в зависимости от типа цехов по часам суток в процентах принимается по таблице 2.5.

По каждому предприятию определяются суммарные расходы сточных вод в форме таблицы 2.9. Расчет суммарного притока сточных вод на ГКНС ведется в форме таблицы 2.10.

Таблица 2.9 – Суммарный расход сточных вод промышленного предприятия

Часы	Холодные цеха		Горячие цеха		Административные здания	Производственные сточные воды	Суммарный расход	
	хозяйственно-бытовые	душевые	хозяйственно-бытовые	душевые				
	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч				
0–1								
1–2								
...								
23–24								
<i>Итого</i>								

Таблица 2.10 – Суммарный приток сточных вод на ГНС

Часы	Хозяйственно-бытовые сточные воды от населения		Расход сточных вод от промпредприятий			Суммарный расход сточных вод	
			предприятие 1	предприятие 2	предприятие 3		
	%	м ³ /ч	м ³ /ч	м ³ /ч	м ³ /ч	м ³ /ч	%
0–1							
1–2							
....							
23–24							
<i>Итого</i>							

Распределение расхода сточных вод по часам суток удобно представлять в виде ступенчатого и интегрального графиков (рисунки 2.1, 2.2), построенных по данным суммарного притока сточных вод на ГНС.

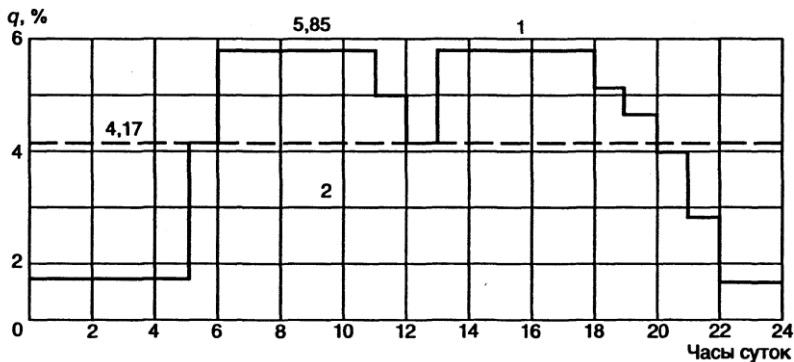


Рисунок 2.1 – Ступенчатый график притока сточных вод:
1 – реальный приток; 2 – равномерный приток

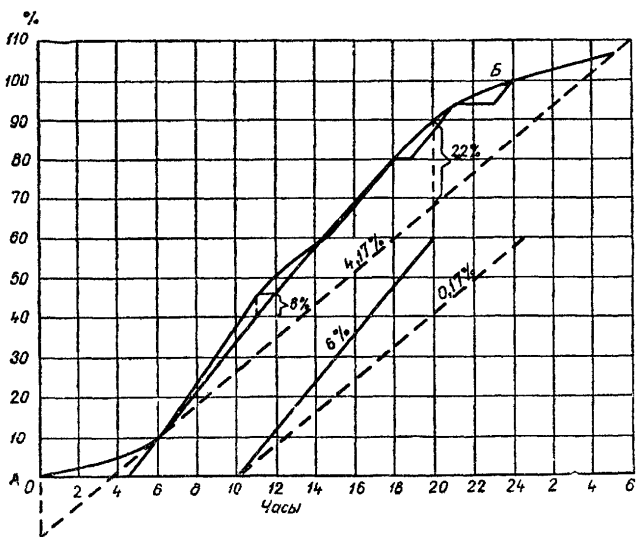


Рисунок 2.2 – Интегральный график притока сточных вод

При построении ступенчатого графика по оси абсцисс откладывается время суток, а по оси ординат – часовые расходы в м^3 или в процентах от суточного расхода. Отклонение от значения среднечасового расхода, равного 4,17 % ($100/24$), зависит от среднего секундного расхода и соответствующего ему коэффициента неравномерности водоотведения.

При построении интегрального графика приток сточных вод откладывается с нарастающим итогом в процентах или в м³.

На ступенчатый или интегральный графики водоотведения накладывается график работы насосов главной канализационной насосной станции.

2.3 Гидравлический расчет канализационных сетей

2.3.1 Режимы течения сточных вод в самотечных сетях

Сточные воды являются неоднородной системой с большим количеством нерастворимых примесей. При малых скоростях течения нерастворимые примеси могут выпадать в трубах в осадок, что приводит к уменьшению пропускной способности, а иногда и к полной закупорке труб. Поэтому в нормально работающей канализационной сети нерастворимые примеси должны транспортироваться потоком воды.

Все существующие канализационные коллекторы можно разбить на три группы:

первая – коллекторы, в которых обеспечивается необходимая скорость и никогда не выпадает осадок;

вторая – наблюдается волнообразное движение песка;

третья – осадок не движется, так как транспортирующая способность потока недостаточна.

Прочистка коллекторов первой и второй групп не требуется. При эксплуатации коллекторов третьей группы необходима их регулярная прочистка.

Для контроля состояния трубопроводов необходимо знать следующие характеристики:

– режим движения сточных вод;

– критические скорости – скорости, при которых нерастворимые вещества не выпадают в осадок;

– транспортирующую способность потока.

Характеристикой режима движения сточных вод служит величина безразмерного критерия Рейнольдса, который показывает соотношение между силами вязкости и инерции при движении жидкости.

При полном заполнении круглых труб критерий Рейнольдса определяется по формуле

$$Re = \frac{vd}{\nu}, \quad (2.11)$$

где v – скорость течения, м/с;

d – диаметр трубы, м;

ν – коэффициент кинематической вязкости.

Для движения чистой воды установлено, что при $Re < 2320$ режим движения ламинарный, а при больших значениях – турбулентный. Сточные воды

являются более вязкими, чем чистая вода. Движение сточных вод по канализационным сетям почти всегда является турбулентным, а в пределах расчетных скоростей – турбулентным в области *гладких труб* или *квадратичного сопротивления* и в переходной области между ними.

Гидравлическими характеристиками потока сточных вод являются:

- расход Q ;
- средняя по сечению скорость потока v ;
- живое сечение потока ω ;
- смоченный периметр χ ;
- гидравлический радиус $R = \omega / \chi$;
- гидравлический уклон i , равный отношению падения уровня воды в начале и в конце трубопровода к его длине, при безнапорном режиме движения гидравлический уклон принимается равным уклону трубопровода.

Движение в канализационных сетях может быть равномерным и неравномерным, напорным и безнапорным, установившимся и неустановившимся.

Равномерное движение в канализационной сети наблюдается на прямых участках коллекторов без боковых присоединений, при скорости больше критической.

Равномерное движение характеризуется следующими условиями:

- расход постоянен;
- не изменяется площадь поперечного сечения и гидравлический уклон, равный уклону дна русла (трубы) при безнапорном режиме;
- однотипность шероховатости труб;
- отсутствие местных сопротивлений.

Неравномерное установившееся движение имеет место, когда расход сточных вод постоянен, гидравлический уклон не равен уклону русла, и живое сечение потока изменяется по длине. Это движение встречается в коллекторах, когда истечение сточных вод из них в водный объект или резервуар заканчивается водопадом или осуществляется под уровень воды.

Неустановившееся движение – движение, при котором гидравлические характеристики изменяются во времени. Оно характерно для коллекторов дождевой канализации.

Основными причинами неравномерности движения сточных вод являются местные сопротивления, перепады, изменение уклонов труб и т. д.

Степенью наполнения труб и каналов h / d называется максимально допустимое отношение рабочей глубины потока сточных вод h к диаметру поперечного сечения d .

Проектирование канализационных сетей безнапорными (на неполное наполнение) обусловлено следующими причинами:

- при неполном наполнении всегда имеется запас для пропускания расходов, больших расчетных;

- происходит вентиляция сети;
- имеется возможность саморегулирования скорости движения при изменении расхода;
- более низкие требования к качеству заделки стыков между трубами;
- возможность устройства открытых лотков в пределах канализационных колодцев, что обеспечивает простоту в эксплуатации.

2.3.2 Формы поперечного сечения канализационных трубопроводов, лотков и каналов

Форма поперечного сечения труб и коллекторов канализационных сетей выбирается исходя из гидравлических, технологических и строительных требований. Все формы поперечного сечения можно подразделить на профили: *круглые, вытянутые, сжатые* (рисунок 2.3).

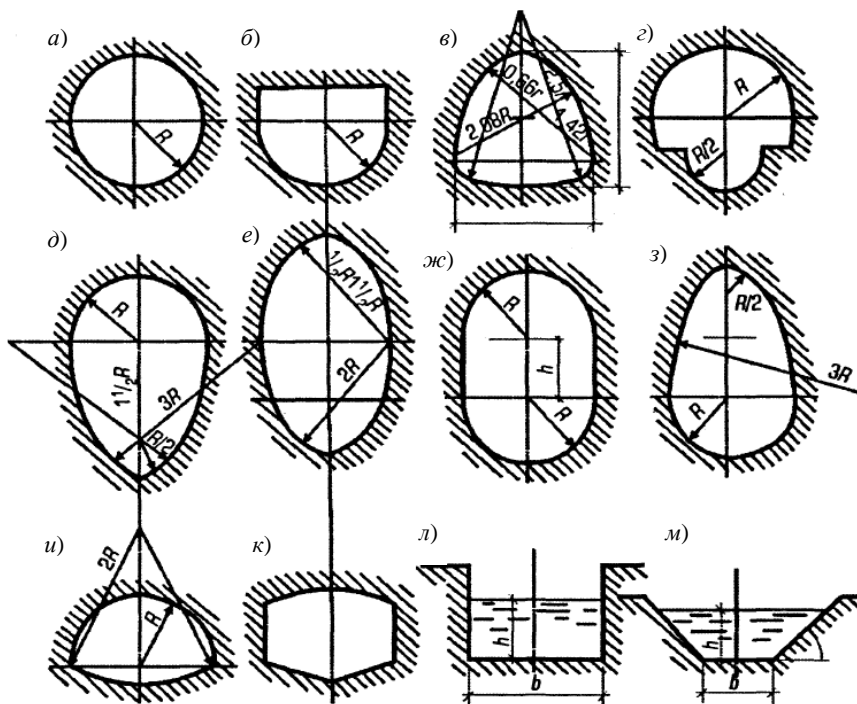


Рисунок 2.3 – Формы поперечного сечения канализационных труб, коллекторов и каналов:

- а* – круглое; *б* – полукруглое; *в* – шатровое; *г* – банкетное; *д* – яйцевидное (овоидальное);
- е* – эллиптическое; *ж* – полукруглое с прямыми вставками; *з* – яйцевидное перевернутое;
- и* – лотковое; *к* – пятиугольное; *л* – прямоугольное; *м* – трапецидальное

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

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

Коллекторы с **банкетами** также относятся к круглым, они могут применяться при строительстве общесплавной системы канализации.

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

Овоидальные формы коллекторов хорошо сопротивляются давлению грунта и временным нагрузкам, однако не индустриальны. Они использовались при строительстве общесплавной системы канализации.

Сжатые сечения позволяют уменьшить глубину заложения труб: к ним относятся **лотковая** и **прямоугольная** формы. Такие коллекторы используются при строительстве дождевой канализации.

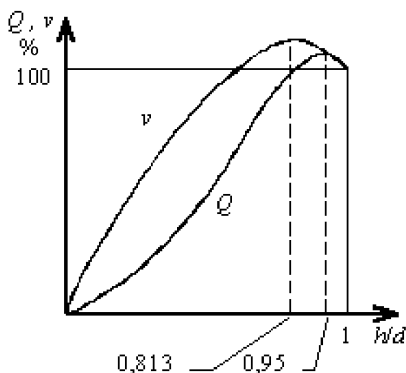


Рисунок 2.4 – Зависимость скорости и расхода в трубе от наполнения

Гидравлический радиус круглой трубы при полном ее заполнении равен $0,25d$, а максимального значения он достигает при высоте слоя воды в трубе $h = 0,813d$. Из всех типов профилей коллекторов максимальный гидравлический радиус у круглой трубы.

По графикам зависимостей скорости движения воды и расхода в круглой трубе от степени ее наполнения (рисунок 2.4) видно, что максимальная скорость потока наблюдается при наполнении, равном $0,813$, а максимальная пропускная способность трубы – при наполнении $0,95$.

Открытые каналы и лотки **трапециoidalного** и **прямоугольного** сечений применяются при транспортировании сточной воды по очистным сооружениям канализации и при строительстве открытой дождевой сети.

2.3.3 Основы гидравлического расчета безнапорных и напорных канализационных сетей: расчетные формулы

Для упрощения расчета канализационных сетей принимается допущение, что в них наблюдается *установившееся равномерное движение жидкости*.

Целью гидравлического расчета сетей канализации является определение диаметра трубопровода, его уклона, наполнения и скорости движения в зависимости от расхода сточных вод.

Расчетный расход сточных вод, $\text{м}^3/\text{с}$, определяется по формуле

$$Q = \omega v, \quad (2.12)$$

где ω – площадь живого сечения потока, м^2 ;

v – скорость движения сточных вод, $\text{м}/\text{с}$, по формуле Шези:

$$v = C\sqrt{Ri}, \quad (2.13)$$

C – коэффициент Шези;

R – гидравлический радиус, м ;

i – гидравлический уклон.

Коэффициент Шези может быть определен по формуле Н. Н. Павловского:

$$C = \frac{1}{n} R^y, \quad (2.14)$$

где n – коэффициент шероховатости стенок трубопровода;

y – коэффициент, определяемый по формуле

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75R(\sqrt{n} - 0,1). \quad (2.15)$$

Гидравлический уклон определяется по формуле Дарси:

$$i = \frac{\lambda v^2}{8Rg}, \quad (2.16)$$

где λ – коэффициент сопротивления трению по длине.

Между коэффициентами λ и C существует следующая зависимость:

$$\lambda = \frac{8g}{C^2}. \quad (2.17)$$

Другим, более сложным способом определения коэффициента сопротивления λ (а значит, и коэффициента Шези C) является расчет по формуле Н. Ф. Федорова, которая справедлива для всех трех областей турбулентного режима движения (областей гладких труб, квадратичного сопротивления и переходной области между ними)

$$\frac{1}{\lambda} = -2\lg\left(\frac{\Delta_s}{13,68R} + \frac{a_2}{\text{Re}}\right), \quad (2.18)$$

где Δ_s – эквивалентная абсолютная шероховатость;

a_2 – коэффициент, учитывающий характер шероховатости стенок труб;

Re – число Рейнольдса.

Для определения коэффициента шероховатости можно использовать формулу, связывающую коэффициент шероховатости и абсолютную эквивалентную шероховатость

$$n = 0,0392\sqrt[6]{\Delta_s} . \quad (2.19)$$

Гидравлический расчет канализационных сетей основан на положении, что 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. В этих местах может выпасть взвесь, что приводит к заиливанию сети. Поэтому при гидравлическом расчете как напорных, так и самотечных сетей учитываются *местные потери напора*.

Местные потери напора, m , определяются по формуле Вейсбаха:

$$h_m = \xi \frac{v^2}{2g} , \quad (2.20)$$

где ξ – коэффициент местного сопротивления, зависит от значения числа Рейнольдса;

v – средняя скорость течения, м/с, принимается равной средней скорости в сечении, расположенном ниже по течению после местного сопротивления.

Местные потери напора в поворотных колодцах составляют – 1,5–3 см, в соединительных колодцах – 6 см. Поэтому в поворотных колодцах необходимо предусматривать дополнительный уклон поворотному лотку на величину местных потерь напора (рисунок 2.5).

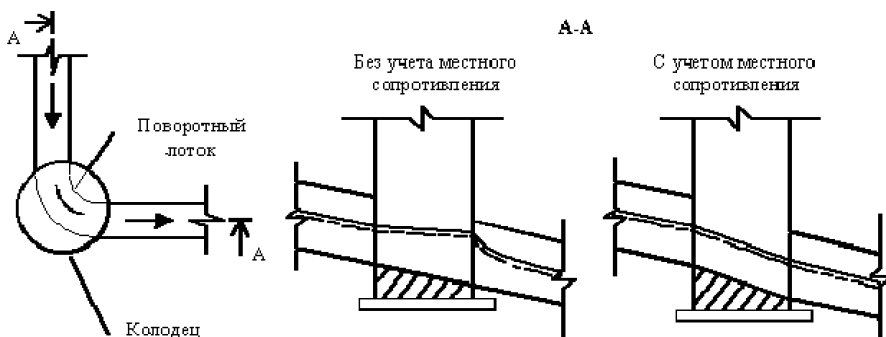


Рисунок 2.5 – Учет местных сопротивлений при проектировании поворотных колодцев

Обычно в инженерных расчетах местные потери невелики и их не учитывают. Их необходимо учитывать при расчете крупных и ответственных сооружений.

Гидравлический расчет **напорных** трубопроводов, илопроводов и дюкеров сводится к выбору экономически выгодных диаметров и определению в них потерь напора.

Диаметр трубопровода определяется по формуле постоянства расходов, исходя из заданного расхода *сточных вод* с учетом экономичных скоростей движения $v_{эк}$. Для канализационных сетей экономичная скорость составляет 1,5–2,5 м/с.

Диаметр трубопровода, м, определяется по формуле

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_{эк}}} . \quad (2.21)$$

Общие потери напора в трубопроводе, м, определяются по формуле

$$h_{полн} = h_l + \sum h_m , \quad (2.22)$$

где h_l – потери напора по длине, м;

h_m – потери напора на местные сопротивления, м.

Потери напора по длине определяются по формуле Дарси – Вейсбаха

$$h_l = il = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} , \quad (2.23)$$

где i – гидравлический уклон (в этом случае он не совпадает с уклоном самого трубопровода);

λ – коэффициент сопротивления трению, определяется по формуле Н. Ф. Федорова.

Потери в отдельном местном сопротивлении рассчитываются по формуле Вейсбаха (2.20).

2.3.4 Минимальные диаметры и уклоны, допустимые скорости и наполнения трубопроводов

В начальных участках внутриквартальной и уличной канализационной сети расчетный расход обычно невелик и его можно было бы пропустить по трубам небольшого диаметра. В процессе эксплуатации канализационных сетей установлено, 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, составляет около 10 л/с. Поэтому установлены минимальные диаметры труб, которые зависят от вида сточных вод, системы и сети канализации (таблица 2.11).

Таблица 2.11 – Минимальные диаметры условного прохода труб безнапорных сетей

Сеть	Материал труб	
	полимерные	другие
Уличная сеть	200	200
Внутриквартальная сеть бытовой и производственной канализации	140	150
Дождевая и общесплавная уличная сеть	250	250
Внутриквартальная дождевая и общесплавная уличная сеть	200	200

Минимальный диаметр условного прохода напорных илопроводов должен быть не менее 150 мм [20].

В населенных пунктах с расходом до 300 м³/сут для уличной сети допускается применение труб диаметром 150 мм, для производственной сети при соответствующем обосновании могут применяться трубы диаметром менее 150 мм [20].

Для создания нормальных условий работы канализационные сети прокладываются с определенными уклонами, обеспечивающими течение сточных вод с самоочищающимися скоростями.

Скорость течения возрастает с увеличением уклона и гидравлического радиуса.

Распределение скоростей по сечению канала (трубы) является неравномерным. Самая наименьшая скорость наблюдается у дна. Однако проведение расчета только по придонным скоростям связано с большими трудностями, поэтому проектирование сетей ведется на *расчетную скорость* течения.

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

Во избежание заиливания канализационных сетей расчетные скорости движения сточных вод в безнапорных трубопроводах следует принимать в зависимости от степени наполнения труб и каналов и от крупности взвешенных веществ, содержащихся в сточных водах.

Минимальная скорость движения неосветленных сточных вод *в напорных трубопроводах* составляет 0,7 м/с, *в лотках и трубопроводах после механически или биологически очистки* – 0,4 м/с [20].

В безнапорных сетях бытовой и дождевой канализации минимальные скорости принимаются по таблице 2.12.

Таблица 2.12 – Минимальная расчетная скорость движения в безнапорных сетях бытовой и дождевой канализации [20]

Диаметр условного прохода труб, мм	Минимальная расчетная скорость, м/с
До 200	0,70
300	0,80
400	0,80
500	0,90
600	1,00
800	1,00
1000	1,15
1200	1,20
1400	1,3
2000 и более	1,5

Максимальной расчетной скоростью называется наибольшая допустимая скорость течения, не вызывающая снижения механической прочности материала труб при истирающем действии песка и твердых веществ в сточных водах.

Максимальная расчетная скорость движения сточных вод для бытовой и производственной системы канализации из металлических труб составляет не более 8 м/с, для неметаллических – не более 4 м/с. Для дождевой сети – соответственно 10 и 7 м/с.

Степень наполнения самотечных труб нормируется с целью вентиляции и компенсации неучтенных колебаний уровня жидкости.

Общесплавная и дождевая канализационные сети рассчитываются на **полное** наполнение при максимальной интенсивности дождя.

Из экономических и гидравлических соображений не рекомендуется принимать для любых диаметров труб (кроме начальных участков сети) наполнение h/d менее 0,3.

Максимально допустимое наполнение h/d для трубопроводов круглого сечения принимается в зависимости от диаметра (таблица 2.13).

Таблица 2.13 – Максимальное расчетное наполнение трубопроводов круглого сечения

Диаметр условного прохода, мм	До 200	200–400	400–1000	Свыше 1000
Максимальное расчетное наполнение	0,6	0,7	0,75	0,8

Расчетное наполнение каналов прямоугольного поперечного сечения принимается не более чем 0,75 их глубины [20].

Минимальный уклон определяется с учетом минимальной скорости по формуле

$$i_{\min} = \frac{\lambda v_{\min}^2}{8Rg}. \quad (2.24)$$

В соответствии с [20] для всех систем канализации для трубопроводов диаметром условного прохода от 140 до 150 мм включительно минимальный уклон должен составлять не менее 0,008, для труб диаметром от 150 до 200 мм – не менее 0,007. При обосновании для отдельных участков сети допускается принимать соответственно уклоны 0,007 и 0,005.

Для приближенных расчетов на практике можно воспользоваться формулой, предложенной С. В. Яковлевым:

$$i_{\min} = \frac{1}{d}, \quad (2.25)$$

где d – диаметр трубопровода, мм.

Уклон присоединения от дождеприемников принимается 0,02.

Минимальная ширина по дну кюветов и каналов трапециoidalного сечения должна составлять не менее 0,3 м, глубина в начале канала и кювета – 0,2 м.

2.3.5 Определение расчетных расходов на участках сети

После трассировки для последующего расчета сеть разбивается на расчетные участки.

Расчетный участок – это участок канализационной сети между двумя точками (колодцами), на котором расход сточных вод постояен. Длина расчетного участка принимается равной длине квартала или от одного бокового присоединения до другого.

Полный расход на расчетном участке складывается из следующих расходов (рисунки 2.6):

– *попутный (путевой)* $q_{\text{поп}}$ – расход сточных вод, поступающих в участок от жилой застройки, примыкающей к участку;

– *боковой* $q_{\text{бок}}$ – расход, поступающий в участок от боковых присоединений;

– *транзитный* $q_{\text{тр}}$ – расход, поступающий в участок от вышерасположенных участков;

– *сосредоточенный* $q_{\text{соср}}$ – расход, поступающий в участок от крупных потребителей воды (например, от коммунальных, промышленных предприятий и т. д.).

Попутный расход является переменным по длине расчетного участка. Поэтому для упрощения расчетов условно принимается, что попутный расход от жилых кварталов поступает в начало участка.

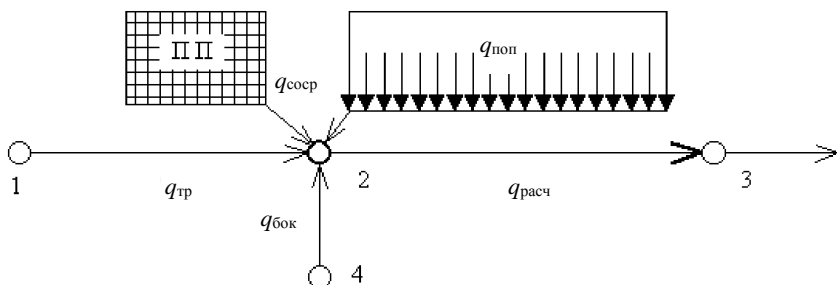


Рисунок 2.6 – Схема поступления расходов сточных вод на расчетном участке 2–3: ПП – промышленное предприятие

Попутный расход может быть определен двумя способами:

I способ – по модулю стока.

Попутный расход на участке 1–2, л/с, определяется по формуле

$$q_{поп1-2} = F_{1-2}q_0, \quad (2.26)$$

где F_{1-2} – площадь, относящаяся к участку 1–2, м²;

q_0 – модуль стока, л/с·га.

При объемлющей схеме трассировки сточные воды в расчетный участок поступают только с части площади квартала, которая примыкает к участку. Площади разбиваются или биссектрисами или диагоналями из углов квартала (рисунок 2.7, а). При начертании по пониженной грани, сточные воды поступают со всей площади квартала, поэтому дополнительная разбивка часто не нужна (рисунок 2.7, б).

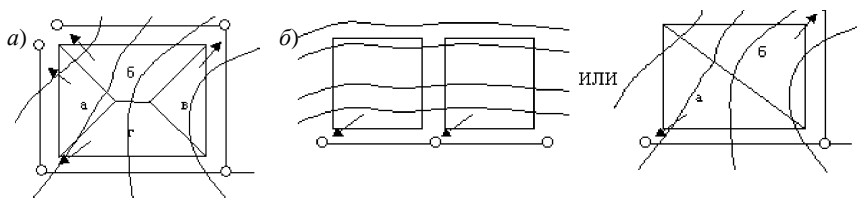


Рисунок 2.7 – Схемы поступления сточных вод в расчетный участок:

а – объемлющая трассировка; б – трассировка по пониженной грани

Модуль стока (удельный расход) – средний расчетный расход с единицы площади стока, л/га·с,

$$q_0 = K_n q_{нр} / 86400, \quad (2.27)$$

где $q_{н}$ – норма водоотведения, л/чел·сут;

ρ – плотность населения, чел./га.

Максимальный секундный расход на расчетном участке, л/с,

$$q = (q_{\text{поп}} + q_{\text{тр}} + q_{\text{бок}})K_{\text{gen.max}} + q_{\text{соср}}, \quad (2.28)$$

где $K_{\text{gen.max}}$ – общий максимальный коэффициент неравномерности притока;
 $q_{\text{соср}}$ – максимальный секундный расход сточных вод, поступающих в городскую сеть от крупных промышленных потребителей воды (промышленных предприятий), л/с, определяется по формуле

$$q_{\text{соср}} = \frac{Q_{\text{пн}}}{3,6}, \quad (2.29)$$

$Q_{\text{пн}}$ – максимальный часовой расход сточных вод предприятия, м³/ч, принимается по таблице 2.9 согласно часа максимального их притока.

Собственный сосредоточенный расход для всех последующих участков становится транзитным.

Определение расчетных расходов на участках сети удобно вести в форме таблицы 2.14 в следующем порядке:

- 1) вся территория города разбивается на прилегающие участки и определяются их площади;
- 2) рассчитывается модуль стока;
- 3) определяются транзитные, боковые и попутные расходы для каждого участка сети, а также сосредоточенные расходы от промышленных предприятий;
- 4) на каждом участке сети определяется расчетный расход с учетом коэффициента общей неравномерности притока.

Таблица 2.14 – Ведомость расчетных расходов

Номер участка	Номер площади стока и ПП		Площадь участков, га		Средний расход, л/с				$K_{\text{gen.max}}$	Сосредоточенный расход, л/с		Общий максимальный секундный расход на участке, л/с
	собственной	притоков	собственной	притоков	попутный $q_{\text{поп}}$	транзитный $q_{\text{тр}}$	боковой $q_{\text{бок}}$	общий q		собственный	транзитный	

Определение расчетных расходов ведется «сверху вниз», то есть от начальных участков каждого коллектора. Эти участки называются

«**верховые**» и имеют только *путевой расход*. К этим участкам могут быть присоединены сосредоточенные расходы.

II способ – по удельному расходу на единицу длины трубопровода (применяется в основном при компьютерном проектировании сетей).

Удельный расход на единицу длины сети, $\text{м}^3/\text{с}$,

$$q_{\text{уд}} = \frac{q_{\text{ср.с}}}{1000 \sum L}, \quad (2.30)$$

где $q_{\text{ср.с}}$ – средний секундный расход сточных вод, л/с, определяется в зависимости от нормы водоотведения;

$\sum L$ – суммарная длина сети, м.

Затем определяется сумма бокового, транзитного и попутного расходов:

$$\sum q_{\text{поп.бок.тр}} = q_{\text{уд}} \sum l, \quad (2.31)$$

где $\sum l$ – суммарная длина всех вышележащих участков, включая расчетный, м.

Максимальный секундный расход на расчетном участке определяется по формуле

$$q = \sum q_{\text{поп.бок.тр}} K_{\text{ген.мах}} + q_{\text{соср}}, \quad (2.32)$$

где $q_{\text{соср}}$ – в данном случае это расходы, не входящие в общую норму водоотведения, л/с.

2.3.6 Выбор уклона прокладки трубопроводов

Канализационная сеть работает в безнапорном режиме, поэтому трубы прокладываются с уклоном в сторону движения сточных вод.

При назначении уклона прокладки трубопроводов решающим фактором является рельеф местности, поэтому перед гидравлическим расчетом сети необходимо построить продольные профили поверхности земли по выбранным трассам («черный профиль»).

«Черные» отметки (отметки поверхности земли) расчетных точек определяются по генплану (по горизонталям) линейной интерполяцией. На профиле указываются расчетные участки, их длина, м, и отметки поверхности земли $Z_{\text{п.з}}$ в узловых точках расчетных участков.

По всем участкам трассы определяется уклон поверхности земли

$$i_{\text{п.з}} = \frac{\Delta Z_{\text{п.з}}}{l}, \quad (2.33)$$

где $\Delta Z_{\text{п.з}}$ – разница между отметками поверхности земли в узловых точках участка, м;

l – длина участка, м.

В зависимости от полученного значения уклона поверхности земли принимается уклон прокладки трубопровода (рисунок 2.8).

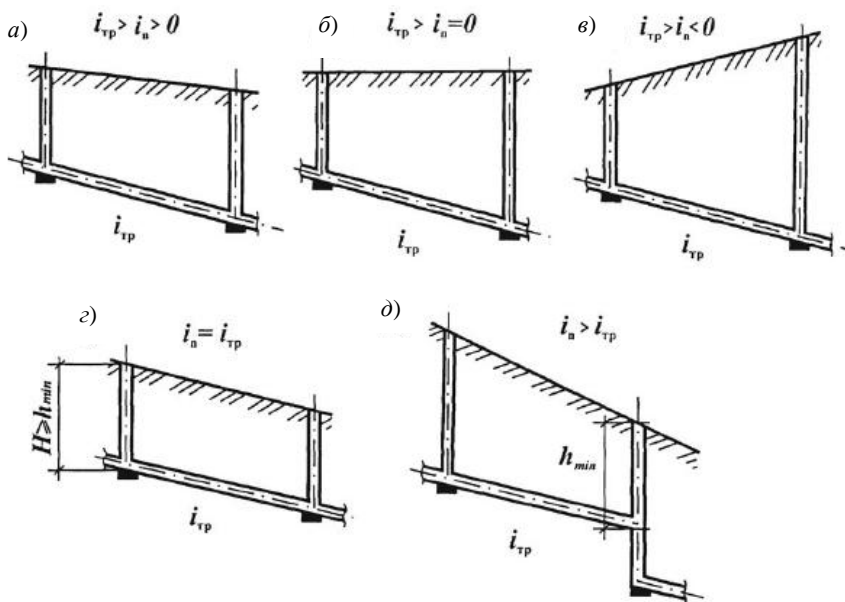


Рисунок 2.8 – Выбор уклона прокладки трубопровода на расчетных участках при различных уклонах поверхности земли:
 а – уклон поверхности земли больше нуля; б – уклон поверхности земли равен нулю; в – уклон поверхности земли меньше нуля; з – уклон поверхности земли равен уклону трубопровода;
 д – уклон поверхности земли больше уклона трубопровода

Рассмотрим варианты выбора уклона прокладки трубопровода.

Первый вариант – если уклон поверхности земли $i_{п.з}$ меньше минимально допустимого уклона для данного диаметра трубопровода или равен нулю, а иногда и меньше нуля (см. рисунок 2.8, а, б, в), то уклон трубопровода принимается равным минимальному уклону для данного диаметра.

Если при минимальном уклоне не соблюдается условие обеспечения минимального значения скорости, то уклон трубопровода необходимо увеличить или изменить ее диаметр.

Второй вариант – если уклон поверхности земли $i_{п.з}$ равен или больше минимально допустимого уклона для данного диаметра трубопровода $i_{тр}$ (см. рисунок 2.8, з), то при выборе уклона прокладки трубопровода необходимо учитывать заглубление на предыдущем участке:

– если заглубление больше минимального, то целесообразно $i_{тр}$ определять по формуле (2.25), что позволяет сократить объем земляных работ;

– если глубина заложения минимальная, то $i_{тр}$ принимается равным $i_{п.з.}$

Третий вариант – если уклон поверхности земли $i_{п.з.}$ больше максимально допустимого уклона для данного диаметра трубопровода $i_{тр}$ (см. рисунок 2.8, δ), то уклон прокладки трубопровода принимается равным или несколько меньшим $i_{п.з.}$, но при этом необходимо выдерживать минимальное заглубление трубопровода.

2.3.7 Гидравлический расчет безнапорных канализационных сетей

Гидравлический расчет сетей канализационной сети включает определение диаметров труб, наполнения при пропуске расчетных расходов, уклонов, которые необходимо придать трубам для создания в них самоочищающей скорости движения сточных вод.

Завершающим этапом гидравлического расчета является определение потерь напора на участке сети.

Диаметры трубопроводов назначаются методом подбора по таблицам Лукиных [11] для пропускания максимальных секундных расходов q_{max} , с учетом допустимых скоростей и наполнений, уклона прокладки сети.

Гидравлический расчет канализационной сети удобно вести в форме таблицы 2.15 в следующем порядке:

- 1) определяются длины участков по генплану;
- 2) определяются отметки поверхности земли и уклон;
- 3) назначается диаметр на начальном участке сети, при соблюдении минимальных величин для уличной сети (см. п. 2.3.4);
- 4) определяется минимальный уклон для выбранного диаметра по формуле (2.25) и сравнивается с уклоном поверхности земли, назначается уклон прокладки трубопровода (см. п. 2.3.6);
- 5) определяется скорость и наполнение при пропуске расчетного расхода с учетом их допустимых значений;
- 6) определяется уровень сточных вод в трубопроводе (абсолютное наполнение), м, по формуле

$$h_w = \frac{h}{d} d, \quad (2.34)$$

где h/d – наполнение;

d – диаметр трубопровода, м;

- 7) на расчетном участке определяются потери напора по длине, м,

$$h_l = il, \quad (2.35)$$

где i – уклон трубопровода;

l – длина участка сети, м.

Таблица 2.15 – Ведомость гидравлического расчета канализационной сети

Номер участка	Длина участка, м	Расчетный расход, л/с	Диаметр d , мм	Уклон i	Скорость v , м/с	Наполнение h/d	Уровень сточных вод $h_{вс}$, м	Потери напора h_p , м

Окончание таблицы 2.15

Отметки, м								Глубина заложения, м		Уклон поверхности земли
поверхности земли		лотка трубы		уровня воды		шellyги				
вн	вк	вн	вк	вн	вк	вн	вк	вн	вк	

При заполнении таблицы 2.15 необходимо соблюдать следующие условия:

- 1) минимальный диаметр трубопровода должен быть не менее 200 мм;
- 2) если при пропуске расхода через минимально допустимый диаметр скорость движения сточных вод меньше минимальной, то для такого участка сети, называемого безрасчетным, скорость, наполнение, слой воды не определяются;
- 3) скорость движения сточных вод при увеличении расходов должна возрастать (допускается снижение скорости на 15–20 %, если ее значение на предыдущем участке было более 1,5 м/с), в противном случае необходимо предусматривать перепад на 0,1–0,2 м;
- 4) при значительном увеличении уклона прокладки сети диаметр трубопровода на последующем участке может быть уменьшен на один сортament при $d < 300$ мм или на два сортамента при $d > 300$ мм. Соединение труб в этом случае выполняется по лоткам.

Сети и сооружения для транспортирования сточных вод необходимо проверять на пропуск расчетного общего максимального расхода с учетом дополнительного притока поверхностных и подземных вод, неорганизованно поступающих в безнапорные канализационные сети через неплотности люков колодцев и за счет инфильтрации подземных вод.

Дополнительный приток $q_{ад}$, л/с, принимается на основании данных инженерных изысканий, данных эксплуатации объектов-аналогов, при их отсутствии определяется по формуле

$$q_{ад} = 0,15Lm_d, \quad (2.36)$$

где L – общая длина безнапорных трубопроводов до рассчитываемого сооружения (створа трубопровода), км;

m_d – максимальное суточное количество осадков, мм.

Проверочный расчет безнапорных трубопроводов и каналов с поперечным сечением любой формы на пропуск увеличенного расхода выполняется при наполнении, составляющем 0,95 высоты сечения.

2.4 Высотное проектирование канализационных сетей

2.4.1 Определение глубины заложения канализационной сети

Глубина заложения канализационных трубопроводов определяется в ходе гидравлического расчета, но она не должны быть меньше минимальной и больше максимальной глубины заложения.

Минимальная глубина заложения определяется из следующих трёх условий:

- исключение промерзания труб;
- исключение разрушения труб под действием внешних нагрузок;
- обеспечение присоединения к трубопроводам внутриквартальных сетей и боковых подключений.

Температура сточных вод в зимнее время не снижается ниже 10 °С, поэтому оказывается возможным прокладывать трубопроводы на глубине, меньше глубины промерзания грунта (рисунок 2.9). Благодаря большой теплоемкости воды вокруг трубы образуется зона талого грунта, поэтому трубопровод не промерзает и не разрушается.

Минимальная глубина, определяемая из условий промерзания,

$$h_{\min} = h_{\text{тп}} - a, \quad (2.37)$$

где $h_{\text{тп}}$ – глубина промерзания грунта, м;

a – величина, зависящая от диаметра трубопровода, принимается, равной 0,3 м при диаметре до 500 мм; 0,5 м – при большем диаметре.

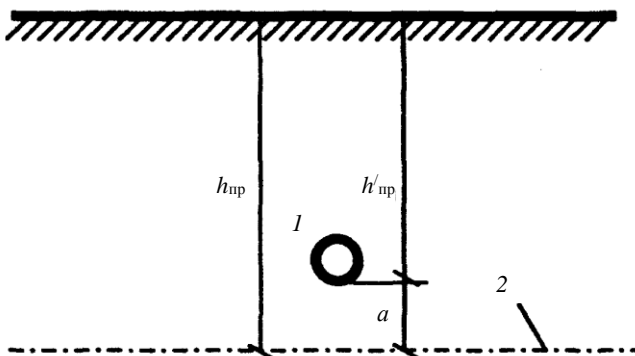


Рисунок 2.9 – Определение глубины заложения трубопровода:
1 – трубопровод; 2 – граница мерзлого грунта

Для исключения разрушения труб внешними нагрузками расстояние от поверхности земли до верха трубы не должно быть меньше 0,7 м. Следовательно, минимальная глубина заложения, исключающая разрушения труб внешними нагрузками (расстояние от поверхности земли до лотка трубы) определяется по формуле

$$h_{\min} = 0,7 + d, \quad (2.38)$$

где d – диаметр, м.

При присоединении внутриквартальной сети к уличной минимальная глубина заложения уличного трубопровода в месте присоединения должна быть не менее

$$H_0 = h_{\text{вып}} + i(L+l) + Z_0 - Z_{\text{вып}} + \Delta d, \quad (2.39)$$

где $h_{\text{вып}}$ – глубина заложения выпуска из самого удаленного здания квартала ($h_{\text{вып}} = h_{\min}$), м;

i – уклон внутриквартальной сети (обычно 0,008–0,01);

$L+l$ – суммарная длина внутриквартальной сети и соединительной ветви, м;

Z_0 – отметка поверхности земли в начальной точке уличной сети, м;

Δd – разница в диаметрах городской и внутриквартальной сети, м.

Расчетные схемы для определения начальной минимальной глубины заложения уличного трубопровода приведены на рисунке 2.10.

Максимальная глубина заложения трубопроводов, м, при открытом способе производства работ диктуется гидрогеологическими, техническими и экономическими условиями и принимается равной:

– в скальных грунтах – 4–5;

– мокрых плавунных – 5–6;

– сухих нескальных – 7–8.

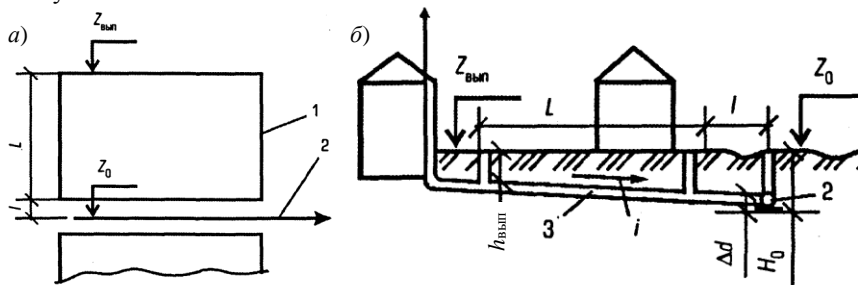


Рисунок 2.10 – Расчетные схемы к определению начальной минимальной глубины заложения уличного трубопровода:

a – план участка; *б* – продольный профиль по трубопроводу;

1 – квартал; *2* – трубопровод уличной сети; *3* – трубопровод внутриквартальной сети

При обосновании необходимости прокладки коллекторов на больших глубинах применяют закрытые способы строительства. Особенно эффективен этот способ при реконструкции систем канализации крупных городов. При этом устраняются технические сложности строительства в стесненных городских условиях с интенсивным движением наземного транспорта и при большом насыщении подземными коммуникациями и сооружениями.

Применение щитового метода строительства с глубоким заложением коллекторов позволяет значительно сократить число насосных станций перекачки сточных вод, что, в свою очередь, повышает надежность систем канализации.

2.4.2 Способы соединения труб в колодцах. Расчет сопряжения лотков

Геодезический расчет канализационной сети производится с целью определения отметок лотков, поверхности воды и глубины заложения трубопроводов. На основании данного расчета выбирается способ соединения труб в колодцах и определяется необходимость устройства насосных станций.

В пределах смотрового колодца трубы могут соединяться:

– *шелыга в шелыгу* – совмещаются по высоте верхние части сводов труб, называемые **шелыгами** (рисунок 2.11, *a*);

– *по уровню воды* – совмещаются по высоте расчетные уровни воды (рисунок 2.11, *б*).

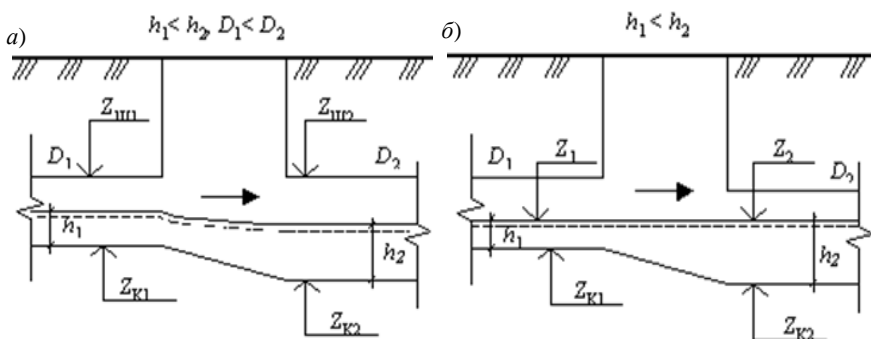


Рисунок 2.11 – Способы соединения труб в колодцах:
а – по шельгам; *б* – по уровню воды

Согласно СН [20] соединения труб разных диаметров в колодцах следует производить по шельгам. При обосновании допускается соединение по расчетному уровню воды. Трубы одинаковых диаметров во избежание подпора вышележащего участка следует соединять по уровням воды.

При расчете сети каждый участок имеет два узла: в начале (ВН) и в конце (ВК). Узел соединяет конец предыдущего участка и начало следующего.

Расчет начинается с диктующей точки, в которой определяется отметка лотка трубы:

$$Z_{л}^{пт} = Z_{л}^{бн} = Z_{п.з}^{пт} - H_{нач}, \quad (2.40)$$

где $Z_{л}^{бн}$ – отметка лотка в диктующей точке, м ;

$Z_{п.з}^{пт}$ – отметка поверхности земли в диктующей точке, м;

$H_{нач}$ – начальная глубина заложения трубы, м, определяется с учетом рекомендаций, изложенных в п. 2.4.1.

Отметка лотка в конце любого участка сети определяется по формуле

$$Z_{л}^{вк} = Z_{л}^{бн} - h_l, \quad (2.41)$$

где $Z_{л}^{бн}$ – отметка лотка в начале участка, м;

h_l – падение уклона трубопровода, определенное по формуле (2.35), м.

Отметка лотка в начале второго и всех последующих участков

$$Z_{л}^{бн} = Z_{л}^{вк} - \Delta h, \quad (2.42)$$

где $Z_{л}^{вк}$ – отметка лотка в конце предыдущего участка, м;

Δh – разница в диаметрах труб рассчитываемого и предыдущего участков при соединении труб «шелыга в шелыгу» или в слоях воды при соединении труб «по уровням воды», м.

Отметка поверхности воды в начале и в конце участка определяется по формулам

$$Z_B^{BH} = Z_{II}^{BH} + h_w ; \quad (2.43)$$

$$Z_B^{BK} = Z_{II}^{BK} + h_w , \quad (2.44)$$

где h_w – абсолютное наполнение на рассчитываемом участке, м.

Глубина заложения трубы в любой точке сети находится по формулам

$$H = Z_{II,3}^{BH} - Z_{II}^{BH} \geq h_{\min} ; \quad (2.45)$$

$$H = Z_{II,3}^{BK} - Z_{II}^{BK} \geq h_{\min} , \quad (2.46)$$

где h_{\min} – минимально допустимое заложение трубы, м.

При превышении на участке сети глубины заложения предусматриваются повысительные насосные станции, поднимающие сточные воды на минимально допустимую глубину заложения труб h_{\min} .

Геодезический расчет канализационной сети производится в табличной форме (см. таблицу 2.15).

После расчета основного коллектора выполняется проверка возможности подключения к нему расчетного притока. Расчет притока производится аналогично расчету главного коллектора.

2.4.3 Построение продольного профиля канализационного коллектора

Важнейшим этапом проектирования сетей канализации является гидравлический расчет трубопроводов, по результатам которого строится продольный профиль коллекторов.

Графическое оформление продольного профиля выполняется в соответствии с ГОСТ 21.604–82 «Водоснабжение и канализация. Наружные сети».

Продольный профиль строится в двух масштабах: горизонтальном, соответствующем масштабу генплана, и вертикальном $M_v 1:100-1:500$.

Размеры подпрофильной таблицы для построения профиля приведены на рисунке 2.12.

15	Отметка низа или лотка трубы
15	Проектная отметка земли
15	Натурная отметка земли
15	Обозначение трубы и тип изоляции
10	Основание
10	Уклон
10	Длина
10	Расстояние
10	Номер колодца, точки, угла поворота
60	

Рисунок 2.12 – Размеры подпрофильной таблицы

Над таблицей указывается условная отметка принятого горизонта, которая принимается на 10 м ниже наименьшей отметки поверхности земли, для того чтобы в пределы профиля вместить изображения инженерных сооружений и коммуникаций по трассе коллектора.

Отметки земли на профиле указывают с точностью до 1 см, а лотков труб – до 1 мм.

Поверхность земли между расчетными точками изображается прямыми линиями, если на этом участке не обнаруживается резко выраженного рельефа местности. Геологические и гидрогеологические данные наносятся на профиле в виде колонок.

Построение трубопроводов производится также от условного горизонта. На профиле приводятся данные о материале труб и оснований под них, указываются смотровые колодцы по концам расчетных участков и проектируемые насосные станции.

2.5 Конструирование сети

2.5.1 Принципы конструирования канализационной сети

Под конструированием канализационных сетей принято понимать строгое выполнение определенных инженерных решений, обеспечивающих безаварийную надежную работу всех ее сооружений в любой момент времени.

При конструировании канализационных сетей необходимо обеспечивать разработку наиболее надежной и экономически эффективной системы канализации при соблюдении ряда важнейших оптимальных условий:

1) необходимо обеспечить условия самоочищения сети, т. е. скорости движения сточных вод на любом участке сети не должны быть меньше минимально допустимых для принятого диаметра труб;

2) для обеспечения вентиляции сети и возможного сверхрасчетного поступления сточных вод расчетное наполнение труб не должно превышать рекомендуемое для соответствующего диаметра;

3) следует соблюдать принцип наращивания скоростей по длине коллектора при плавном, слабовыраженном рельефе местности. Исключение допускается при переходе коллектора с крутого участка поверхности земли на более плоский при резком уменьшении уклона трубопровода.

Во избежание чрезмерного заглубления коллектора скорость на таких участках может уменьшиться при условии, что ее значения не будут ниже самоочищающих;

4) необходимо обеспечить возможность самотечного присоединения боковых линий;

5) не следует создавать подпор в сети;

6) необходимо обеспечить наименьшую по техническим условиям глубину заложения сети;

7) при больших уклонах местности скорости сточных вод не должны превышать скорости, предельно допустимые для выбранного материала труб;

8) необходимо уменьшать количество насосных станций;

9) следует обеспечивать возможность расположения коллекторов на нормативно допустимых расстояниях от других трубопроводов и подземных сооружений как по горизонтали, так и по вертикали.

Между колодцами трубопроводы прокладываются строго прямолинейно. Точность укладки трубопроводов по заданной отметке должна составлять не более 3 мм. В местах изменения направления трубопровода в плане, изменения его уклона, присоединения к нему боковых веток, а также на прямолинейных участках сети необходимо устраивать смотровые колодцы. Расстояния между колодцами зависят от диаметра трубопроводов. Соединения самотечных трубопроводов в колодцах выполняются в виде открытых лотков полукруглой формы.

Любой угол поворота трубопровода в плане может быть выполнен при устройстве в колодце перепада – стояка. В этом случае поток совершает два поворота под углом 90°: *первый* – с горизонтального направления на вертикальное; *второй* – с вертикального на новое горизонтальное направление.

При значительном увеличении уклона трубопровода возможно устройство быстротока, оборудованного водобойным колодцем для затопления гидравлического прыжка и гашения энергии потока.

При большой разнице в заглублении трубопроводов их соединение может выполняться двумя способами:

1) путем устройства перепадного колодца перед присоединением на боковой ветке;

2) за счет прокладки предыдущего перед присоединением участка трубопровода на боковой ветке с увеличенным уклоном.

Вопросы устройства сооружений на сетях детально рассмотрены в разделе 3.

Расчетная скорость в боковом присоединении не должна быть больше, чем в основном коллекторе v_0 .

В местах сопряжения потоков не следует допускать встречные течения, удары струй и подпоры.

Боковые присоединения не должны тормозить течение в основном потоке.

Наполнения в присоединяемых трубопроводах должны быть выровнены по уровню воды или быть выше, чем в основном коллекторе.

Трубопроводы малых размеров присоединяются к коллекторам больших размеров таким образом, чтобы лоток трубопровода малого диаметра находился на одном уровне с поверхностью воды при расчетном заполнении в трубопроводе большого диаметра.

2.5.2 Требования к размещению трубопроводов канализации на плане и в вертикальной плоскости

На стадии разработки рабочих чертежей решается вопрос о способе прокладки трубопроводов в пределах проездов. Их расположение обязательно должно увязываться с положением других подземных и наземных сооружений.

Перед укладкой инженерных сетей составляется поперечный профиль улицы или проезда, по которым будут прокладываться сети.

Размещение подземных сетей по отношению к зданиям, сооружениям и зеленым насаждениям и их взаимное расположение должны исключать возможность подмыва фундаментов зданий и сооружений, повреждения близко находящихся сетей и зеленых насаждений, а также обеспечивать возможность ремонта сетей без затруднения для движения городского транспорта.

Расположение канализационных трубопроводов должно обеспечивать надежность функционирования, доступность при ремонтных работах, соблюдение санитарных условий и требований охраны окружающей среды.

Безнапорные канализационные трубопроводы, как правило, проектируются в одну линию. Необходимость параллельной прокладки безнапорных канализационных трубопроводов следует определять исходя из надежности действия системы канализации и местных условий. При параллельной прокладке безнапорных трубопроводов канализации необходимо предусматривать устройство перепускных трубопроводов для обеспечения их ремонта при авариях.

Магистральные инженерные сети должны, как правило, размещаться в границах красных линий под тротуарами, разделительными полосами, парковками и автостоянками.

В стесненных условиях дождевые и хозяйственно-бытовые коллекторы необходимо размещать под проезжей частью магистральных улиц (кроме улиц категории М), улиц местного значения и проездов.

Прокладка инженерных сетей под проезжей частью улиц с монолитными цементобетонными покрытиями и основаниями допускается только в случае обеспечения возможности их реконструкции и ремонта бестраншейными методами.

Внутриплощадочные не магистральные инженерные сети необходимо размещать вне красных линий улиц.

Расстояние от бытовой канализации до хозяйственно-питьевого водопровода принимается в зависимости от материала водопроводных труб:

- до водопровода из железобетонных и асбестоцементных труб – 5 м;
- из чугунных труб диаметром до 200 мм включительно – 1,5 м, свыше 200 мм – 3 м;
- из пластмассовых труб – 1,5 м.

Расстояние между сетями канализации и производственного водопровода в зависимости от материала и диаметра труб, а также от номенклатуры и характеристики грунтов должно быть не менее 1,5 м.

При пересечении сетей канализации с водопроводной сетью канализационные трубопроводы укладываются ниже не менее чем на 0,4 м. Это условие может не соблюдаться, если водопровод выполняется из металлических труб в футлярах.

При прокладке самотечных канализационных трубопроводов параллельно газопроводам расстояние в плане между стенками труб принимается не менее 1,0–5,0 м в зависимости от давления в газопроводе.

Расстояние в плане от напорных канализационных сетей до обреза фундамента зданий, туннелей и т. д. не должно быть менее 5 метров, а для безнапорных – не менее 3 м.

При очень развитом подземном хозяйстве под магистральными проездами все инженерные сети, кроме газопроводов, прокладывают в общих коллекторах-туннелях (рисунок 2.13).

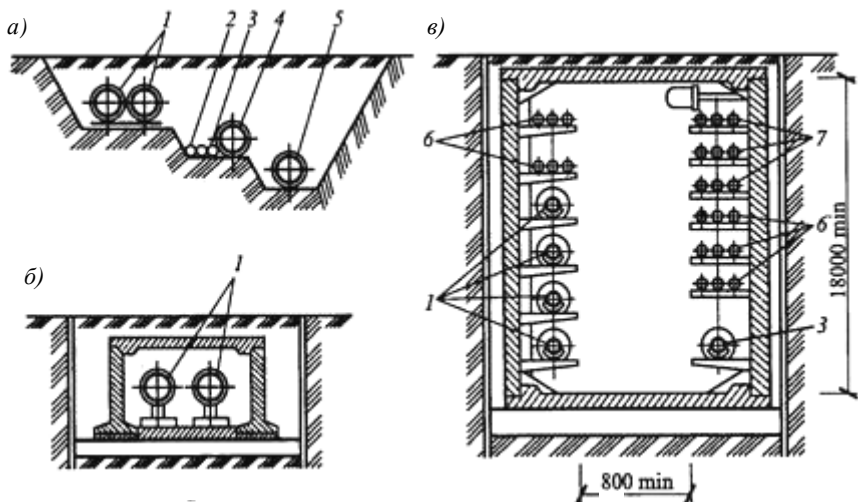


Рисунок 2.13 – Пример размещения инженерных сетей:

a – в общей траншее; *б* – в проходном коллекторе; *в* – в непроходном коллекторе;
 1 – теплотесь; 2 – газопровод; 3 – водопровод; 4 – дождевая канализация; 5 – канализация;
 6 – кабели электросвязи; 7 – силовые кабели

3 УСТРОЙСТВО КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СЕТЕЙ И СООРУЖЕНИЙ НА НИХ

3.1 Трубопроводы и коллекторы

3.1.1 Требования к материалам труб

Трубы для наружной канализации можно разделить на трубы для магистральных трубопроводов централизованных систем канализации и наружной канализации автономных систем водоотведения частных домов.

Для пропуска значительных расходов сточных вод используются трубопроводы большого поперечного сечения (**коллекторы**) *круглой, овоидальной или прямоугольной* формы поперечного сечения. При строительстве открытым способом часто применяются коллекторы прямоугольной формы сечения. При закрытом способе строительства (щитовая проходка) применяется конструкция коллекторов круглой формы поперечного сечения (рисунок 3.1).

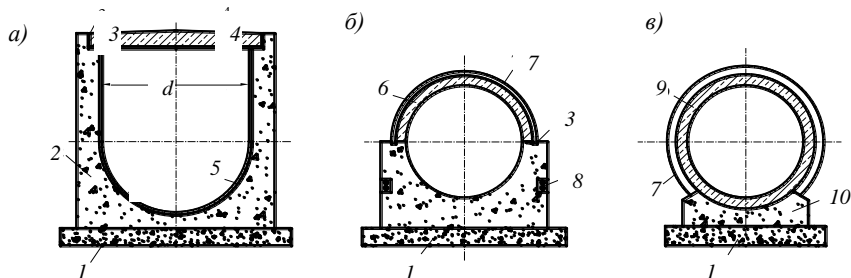


Рисунок 3.1 – Коллекторы, выполненные при открытом способе строительства: *а* – полукруглой формы; *б* – круглой формы (комбинированный); *в* – круглой формы из труб; 1 – подготовка; 2 – бетонное основание; 3 – битум; 4 – железобетонная плита; 5 – штукатурка; 6 – свод; 7 – бетонный пояс заделки стыков; 8 – железобетонный пояс крепления блоков оснований; 9 – железобетонная труба; 10 – бетонный стул

Коллекторы могут быть построены из клинкерного кирпича или железобетона. Кирпичные коллекторы надежны и долговечны, но их невозможно строить индустриальными методами. Для строительства коллекторов широко используется сборный железобетон.

Внутренняя поверхность коллекторов либо оштукатуривается с железнением, либо облицовывается кирпичом, керамическими блоками, пластмассовыми плитами. При транспортировании кислых сточных вод бетонные

коллекторы облицовывают кирпичом на растворе из кислотостойкого цемента или пластмассовыми плитами.

Материалы, которые используются для изготовления труб, должны удовлетворять следующим требованиям:

- *строительным* – обеспечение прочности и долговечности конструкций и возможности индустриализации строительства;
- *технологическим* – обеспечение водонепроницаемости и максимальной пропускной способности труб, исключаяющим их истирание и коррозию;
- *экономическим* – обеспечение минимальной стоимости строительства.

Изложенным требованиям удовлетворяют *керамические, хризотилцементные, бетонные, железобетонные, пластмассовые* трубы и коллекторы.

Так как большинство канализационных сетей являются самотечными, то для их строительства в основном применяются безнапорные исполнения труб. Исключения составляют трубы для напорных ниток от насосных станций и дюкеров, которые выполняются из стали или чугуна.

Выбор материала труб для прокладки канализационных сетей определяется видом сети, геологическими и гидрогеологическими условиями, объемом сточных вод, качественным и количественным составом загрязнений.

Для *самотечных* канализационных трубопроводов применяются безнапорные пластмассовые, железобетонные, чугунные и хризотилцементные (асбестоцементные) трубы.

Для *напорных* канализационных трубопроводов – напорные трубы пластмассовые, железобетонные, стальные, чугунные и хризотилцементные.

Для *транспортирования агрессивных сред* рекомендуется использовать керамические и стеклянные трубы.

Для *наружной канализации автономных систем* водоотведения частных домов – полипропиленовые или из полиэтилена низкого давления.

3.1.2 Керамические трубы

Керамические канализационные трубы предназначены для строительства безнапорных сетей канализации, транспортирующих промышленные, хозяйственно-бытовые и дождевые, неагрессивные и агрессивные сточные воды. Трубы изготавливаются из минерального глинистого сырья с добавками или без них путем пластического формования, сушки и обжига. Выпускаются диаметром 150–600 мм в соответствии с СТБ 1418-2003 [27].

Условное обозначение керамической канализационной трубы состоит из слов «Труба керамическая», значений внутреннего диаметра и длины ствола трубы в сантиметрах и обозначения стандарта.

Пример условного обозначения керамической канализационной трубы с внутренним диаметром ствола 150 мм и длиной 1200 мм: Труба керамическая 15-120 СТБ1418-2003. Конструкция керамической канализационной трубы приведена на рисунке 3.2.

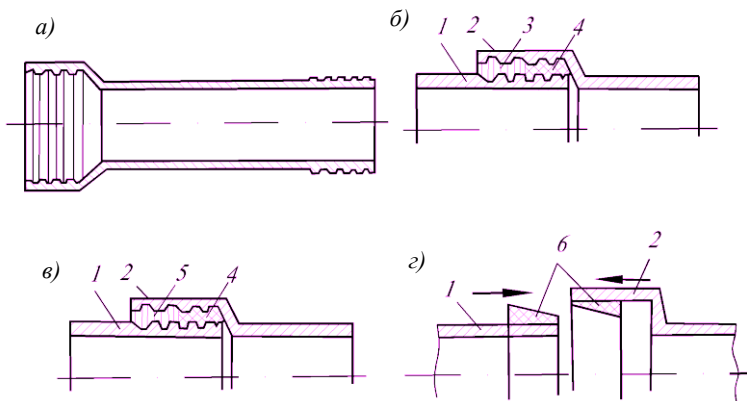


Рисунок 3.2 – Конструкция керамической канализационной трубы:
 а – общий вид трубы; б – стык с асфальтовым замком; в – стык с асбестоцементным (или цементным) замком; г – гибкий стык на кольцах из полистирола; 1 – гладкий конец трубы; 2 – раструб трубы; 3 – асфальтовая мастика; 4 – просмоленная пеньковая пряжа; 5 – асбестоцементный (или цементный) раствор; 6 – кольца из полистирола

Преимущества и недостатки керамических канализационных труб приведены в таблице 3.1.

Керамические трубы соединяются в раструб. Внутренняя поверхность раструба и гладкий конец трубы имеют специальные бороздки, способствующие лучшему зацеплению материалов, заполняемых в раструб, со стенками трубы. Стык заполняется до половины пеньковой пряжью, затем асфальтовой мастикой или асбестоцементом.

Таблица 3.1 – Преимущества и недостатки керамических канализационных труб

Преимущества	Недостатки
<p>Не боятся значительных внешних механических нагрузок (аналог горной породы по прочности).</p> <p>Обожженная керамика не подвержена коррозии, что выгодно отличает ее от стали и серого чугуна.</p> <p>Со временем не теряют прочность.</p> <p>Не боятся высоких температур.</p> <p>Устойчивы к агрессивным средам</p>	<p>Перемерзание керамической трубы гарантированно приведет к ее разрушению (полиэтилен просто чуть растянется, введя ледяную пробку, а после оттаивания вернется к прежним размерам).</p> <p>Трубы хрупки по отношению к ударным воздействиям (отрезать такую трубу по размеру проблематично, так как она может расколоться).</p> <p>По сравнению с пластиковыми – очень тяжелые.</p> <p>Существенно дороже при сопоставимой проходимости, чем ПВХ или полиэтиленовые пластиковые</p>

Уплотнение стыков не настолько устойчиво к температуре и крайне агрессивным средам. Когда нужна устойчивость к реально высоким температурам и сильным кислотам, используется уплотнение, например с помощью глиняных замазок, включающих каолин.

3.1.3 Бетонные и железобетонные безнапорные трубы

Бетонные и железобетонные безнапорные трубы изготавливаются в соответствии с СТБ 1163-2012 [23] круглые или с плоской подошвой (рисунок 3.3).

В зависимости от вида трубы, типа стыкового соединения и геометрической формы и пропускного отверстия трубы подразделяют на следующие типы:

– Т (БТ) – железобетонные (бетонные) цилиндрические раструбные со стыковыми соединениями, уплотняемыми герметиками или другими материалами методом зачеканки;

– ТП (БТП) – то же, с подошвой;

– ТФ (БТФ) – железобетонные (бетонные) цилиндрические фальцевые со стыковыми соединениями, уплотняемыми герметиками;

– ТФП (БТФП) – то же, с подошвой;

– ТБО (БТБО) – железобетонные (бетонные) раструбные с упорным буртиком и стыковыми соединениями, уплотняемыми манжетами, овоидальные;

– ТФО (БТФО) – железобетонные (бетонные) фальцевые со стыковыми соединениями, уплотняемыми герметиками, овоидальные;

– ТБ (БТБ) – железобетонные (бетонные) цилиндрические раструбные с упорным буртиком и стыковыми соединениями, уплотняемыми манжетами.

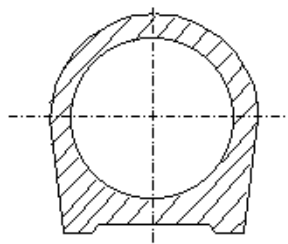


Рисунок 3.3 – Труба бетонная с плоской подошвой

Безнапорные железобетонные трубы изготавливают армированными, без предварительного напряжения арматуры и предварительно напряженными.

Основные размеры:

– *номинальный диаметр* 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1200, 1400, 1600, 2000, 2200, 2400, 2700, 3000 мм;

– *полезная длина:*

– не менее 1000 мм, с кратностью 250 – при номинальном диаметре до 1000 мм;

– не менее 2000, с кратностью 500 – при номинальном диаметре более 1000 мм шестикратного наружного диаметра.

Бетонные и железобетонные трубы соединяются с помощью раструбного или фальцевого соединения (рисунок 3.4).

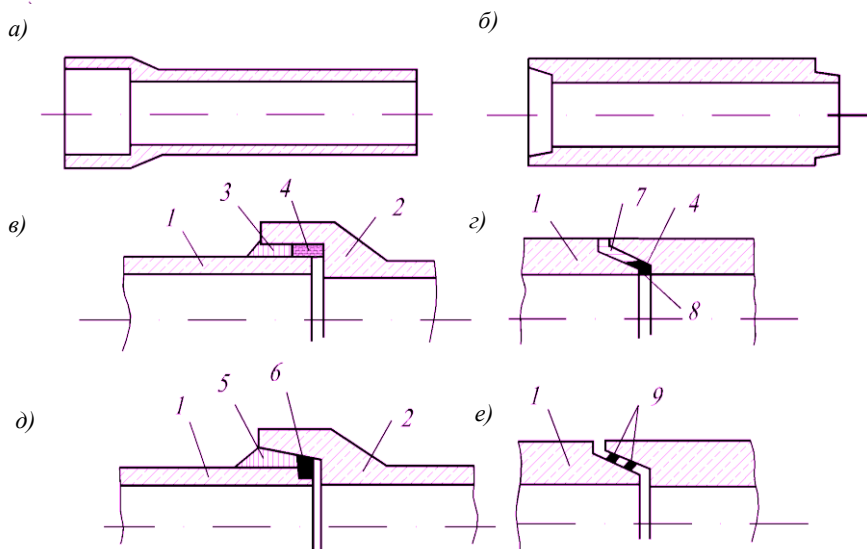


Рисунок 3.4 – Бетонные и железобетонные трубы и способы их соединения: а – общий вид раструбной трубы; б – общий вид фальцевой трубы; в – раструбный стык с асбестоцементным замком; г – раструбный стык с резиновыми кольцами; д – фальцевый стык с просмоленной пеньковой прядью; е – фальцевый стык с резиновыми кольцами; 1 – гладкий конец трубы; 2 – раструб трубы; 3 – асбестоцемент; 4 – просмоленная пеньковая прядь; 5 – цементный раствор; 6 – желобчатые резиновые кольца; 7 – цементный раствор или асфальтовая мастика; 8 – затирка цементным раствором; 9 – круглые резиновые кольца

Стык в раструбном соединении законопачивается до половины просмоленной или битуминизированной пеньковой прядью, затем заливается асфальтовой мастикой.

Стыки фальцевых труб заделываются цементно-песчаным раствором, мастикой или другими материалами. При сопряжении применяются также резиновые прокладки и кольца.

Марка труб состоит из трех буквенно-цифровых групп, разделенных дефисом:

- в первой группе приводится обозначение типа трубы, ее номинальный диаметр DN в сантиметрах, а для овоидальных труб – отношение (в виде дроби) большего номинального диаметра к меньшему ($DN1/DN2$) в сантиметрах и полезная длина l в дециметрах.

- во второй группе указывается группа по несущей способности, обозначаемая арабскими цифрами.

– в третьей группе, при необходимости, приводятся дополнительные характеристики труб:

а) стойкость к воздействию агрессивной среды, характеризующаяся показателями проницаемости бетона, которая обозначается прописными буквами: Н – нормальная (допускается не указывать), П – пониженная, О – особо низкая;

б) вид среды (Щ – щелочная, К – кислотная, Х – хлорсодержащая, С – сульфатсодержащая);

в) класс среды по условиям эксплуатации, определяемый степенью агрессивности данной среды (в скобках) по ТКП 45-2.01-111-2008 [17];

г) показатель стойкости внутреннего защитного покрытия, обозначаемый строчными буквами: х – химически стойкое, хк – кислотостойкое, хщ – щелочестойкое;

д) наличие закладных изделий, обозначаемых цифрами (количество) и строчными буквами: а – анкеры; м – закладные изделия электрокоррозионной защиты;

е) диаметр приточного отверстия в сантиметрах.

Примеры условного обозначения (марки) труб:

1 Т30.20-1-П,С(ХА2) СТБ 1163-2012 – труба железобетонная цилиндрическая раструбная со стыковым соединением, уплотняемым герметиками, номинальным диаметром 300 мм, полезной длиной 2000 мм, 1-й группы по несущей способности, изготовленная из бетона пониженной проницаемости, стойкая к воздействию сульфатсодержащей умеренно агрессивной среды.

2 ТБ100.25-3-П, хк, 2 м СТБ 1163-2012 – труба железобетонная цилиндрическая раструбная с упорным буртиком, со стыковым соединением, уплотняемым манжетой, номинальным диаметром 1000 мм, полезной длиной 2500 мм, 3-й группы по несущей способности, изготовленная из бетона пониженной проницаемости, с внутренним защитным кислотостойким покрытием и двумя закладными изделиями электрокоррозионной защиты.

3 ТБП240.25-4-2а, Ø30 СТБ 1163-2012 – труба железобетонная цилиндрическая раструбная с упорным бортиком, со стыковым соединением, уплотняемым манжетой, с подошвой, номинальным диаметром 2400 мм, полезной длиной 2500 мм, 4-й группы по несущей способности, с двумя закладными анкерами и приточным отверстием диаметром 300 мм.

4 БТБ0140/80.20-4-2а, Ø30 СТБ 1163-2012 – труба бетонная раструбная с упорным буртиком, со стыковым соединением, уплотняемым манжетой, ововидальная, с наибольшим и наименьшим номинальными диаметрами 1400 и 800 мм соответственно, полезной длиной 2000 мм, 4-й группы по несущей способности, с двумя закладными анкерами и приточным отверстием диаметром 300 мм.

3.1.4 Железобетонные напорные трубы

Трубы железобетонные напорные со стальным сердечником изготавливаются в соответствии с ГОСТ 26819–86 [5] диаметром 250–600 мм, длина 5 и 10 м.

Стальной сердечник трубы состоит из цилиндра и приваренных к нему калиброванных соединительных колец – раструба и втулки. После нанесения методом центрифугирования внутреннего слоя бетона трубы на сердечник навивают спиральную напрягаемую арматуру, а затем методом силового набрызга наносят наружный слой бетона трубы.

Трубы железобетонные напорные виброгидропрессованные изготавливаются из тяжелого бетона и предназначены для прокладки напорных трубопроводов для транспортирования жидкости с температурой не выше 40 °С с неагрессивной и агрессивной степенью воздействия на железобетонные конструкции в соответствии с СТБ 1986-2009 [26].

Железобетонные напорные трубы имеют внутренний диаметр 500, 600, 800, 1000, 1200, 1400, 1600 мм.

В зависимости от значения расчетного внутреннего давления в трубопроводе железобетонные напорные трубы подразделяют на три класса:

I – рассчитаны на давление 1,5 МПа;

II – 1,0 МПа;

III – 0,5 МПа.

Прочностные характеристики труб должны обеспечивать их эксплуатацию с расчетным внутренним давлением для соответствующего класса, указанного в рабочих чертежах.

Марка трубы состоит из буквенно-цифровых групп, разделенных дефисами:

– в первой группе указывается сокращенное наименование трубы и диаметр условного прохода в дециметрах;

– во второй – класс трубы (I–III).

Для труб с внутренним давлением, превышающим расчетное значение, вторую группу дополняют строчной буквой «у», а для труб с закладными изделиями – строчной буквой «к».

Примеры условного обозначения (марки) трубы:

ТН80-I-СТБ 1986-2009 – труба железобетонная виброгидропрессованная с диаметром условного прохода 800 мм, I класса.

ТН120-Пук-СТБ 1986-2009 – труба железобетонная виброгидропрессованная с диаметром условного прохода 1200 мм, II класса, предназначенная для трубопроводов с внутренним давлением 1,3 МПа, с закладными изделиями.

Преимущества и недостатки бетонных и железобетонных труб приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Преимущества и недостатки бетонных и железобетонных труб

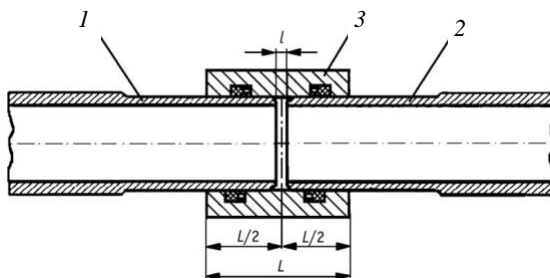
Преимущества	Недостатки
<p>Широта сортамента (минимальный пропускной диаметр – 100 мм, максимальный – 2400 мм).</p> <p>Стойкость к агрессивным средам – в бетон добавляют особые присадки, улучшающие сопротивляемость бетона и к щелочам, и к кислотам, поэтому в бетонные трубопроводы можно сбрасывать не только хозяйственно-бытовые, но и производственные сточные воды.</p> <p>Высокая прочность – изделия из железобетона выдерживают линейные нагрузки 15–88 кН/м, внутреннее давление 0,1–2 МПа.</p> <p>Широта применения – существуют безнапорные и напорные трубопроводы из бетона. Напорные железобетонные трубы изготавливаются как из «чистого» бетона, так и с полимерными или стальными вставками. Втулки из стали или пластика повышают стойкость труб к агрессивным средам и внутреннему давлению.</p> <p>Несколько вариантов монтажа стыков – можно соединять и в раструб, и в фальцы</p>	<p>Большой вес – железобетонное изделие длиной от 2,5 до 5 метров весит не одну сотню килограммов, что затрудняет монтаж.</p> <p>Необходимость подготовки опорного грунта под трубопроводом – значительный вес труб вынуждает усиливать площадку подсыпками из песчано-гравиевых смесей, иначе почва просядет, нарушив уклон магистральной. Поэтому некоторые разновидности труб имеют подошву</p>

3.1.5 Хризотилцементные трубы

Безнапорные и напорные хризотилцементные трубы и муфты изготавливаются диаметром 100–500 мм, длиной 2,95, 3,95, 5,0 м в соответствии с ГОСТ 31416-2009 [6].

Хризотилцементные трубы соединяются с помощью муфт (рисунок 3.5).

Рисунок 3.5 – Соединение хризотилцементной трубы: L – длина муфты; l – монтажный зазор; 1, 2 – хризотилцементные трубы; 3 – хризотилцементная муфта



Муфта – это отрезок трубы большего диаметра. Пространство между муфтой и трубой заполняется пеньковой пряждью, асфальтовой мастикой или цементным раствором. В качестве уплотнителя применяются резиновые кольца.

Преимущества хризотилцементных труб:

- небольшая стоимость;
- низкая теплопроводность;
- небольшой вес;
- гладкая внутренняя поверхность;
- легкость монтажа.

Недостатки:

- хрупкость;
- истираемость песком.

Условное обозначение хризотилцементных безнапорных труб (муфт) состоит из буквенного выражения БНТ (БНМ), обозначения условного прохода в миллиметрах, длины трубы в миллиметрах и обозначения стандарта ГОСТ 31416–2009.

Пример условного обозначения:

БНТ 100-3950 ГОСТ 31416–2009 – хризотилцементная безнапорная труба условным проходом 100 мм и длиной 3950 мм.

3.1.6 Чугунные трубы

Чугунные трубы напорные, изготавливаются методами центробежного и полунепрерывного литья в соответствии с ГОСТ 9583–75* [9] диаметром 65–1000 мм, длиной 2–10 м. Соединения чугунных труб больших диаметров раструбное или с помощью сварки.

Примеры условных обозначений:

Труба ЧНР 150 × 6000 Б ГОСТ 9583–75* – труба мерной длины 6000 мм, диаметром 150 мм, класса Б.

Труба ЧНР 400 ЛА ГОСТ 9583–75* – труба немерной длины, диаметром 400 мм, класса ЛА.

Преимущества чугунных труб:

- долговечность;
- высокая коррозионная стойкость;
- значительная толщина стенок;
- большая кольцевая жесткость.

Недостатки:

- большой вес, что затрудняет монтаж;
- внутренние стенки трубы имеют шероховатости, поэтому существует риск налипания отходов и, как следствие, снижения пропускной способности очень велик.

В городах и городских поселках с большими статическими и динамическими нагрузками на грунт продолжают использовать модифицированные чугунные трубы для наружной канализации с внутренним покрытием цементно-песчаными составами или полимерами для уменьшения шероховатости поверхности и уменьшения рисков образования наслоений и «зарастания» трубы.

3.1.7 Стальные трубы

Стальные трубы с внутренним цементно-песчаным покрытием изготавливаются в соответствии с СТБ 1497–2004 [28]. Применяются при прокладке сетей канализации при пересечении железных, автомобильных дорог, при строительстве дюкеров, прокладке напорных линий, в зоне санитарной охраны, при пересечении фундаментов зданий и в случаях, когда предъявляются повышенные требования к герметичности труб и возможны большие нагрузки.

3.1.8 Пластмассовые трубы

В качестве альтернативы чугунным трубам для наружной канализации применяются *полиэтиленовые* или *полипропиленовые* трубы:

1) напорные трубы из полиэтилена выпускаются по ГОСТ 18599–2001 [8] диаметрами 10–1200 мм, рабочим давлением 0,5–1,0 МПа, изготавливаются в прямых отрезках или бухтах и на катушках, а трубы диаметром 180 мм и более изготавливаются только в прямых отрезках длиной 5–24 м, причем длина должна быть кратна 0,25 м;

2) пластмассовые трубы для безнапорного подземного дренажа и канализации из непластифицированного поливинилхлорида изготавливаются в соответствии в СТБ ЕН 1401-1–2012 [25] диаметрами 110–1000 мм в виде прямых отрезков длиной 5–24 м (длина должна быть кратна 0,25);

3) трубы из непластифицированного поливинилхлорида и фасонные части к ним для наружных систем канализации выпускаются в соответствии с ТУ РБ 101475891.385–2004 [36];

4) трубы и фасонные части из блоксополимера пропилена для систем наружной канализации – ТУ 2248-050-00284581–2002 [34];

5) трубы и фасонные части из полиэтилена для систем наружной канализации – ТУ 2248-058-00284581–2003 [35].

Пластмассовые трубы соединяются с помощью **сварки** или **раструбным соединением на клею**.

На рынке трубопроводов из полимерных материалов наиболее популярны трубы *Pragma*, *Korsis* (рисунок 3.6) и Пештан, являющиеся самыми современными трубами, которые предназначены для безнапорной канализации.

Они достаточно надежны, имеют небольшой вес, обладают износостойкостью, не подвергаются коррозии, достаточно просто монтируются, не образуют отложений.

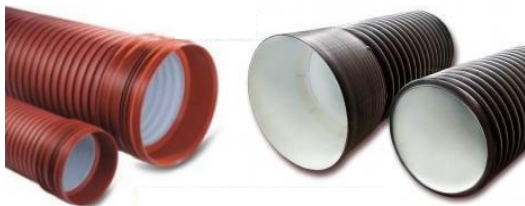


Рисунок 3.6 – Трубы *Pragma* и *Korsis*

Внешне похожи трубы *Pragma* и *Korsis*, так как имеют гофрированную внешнюю поверхность, которая позволяет увеличить допустимое давление на трубу извне (например, окружающего грунта), гладкую внутреннюю сторону, которая позволяет предотвратить образование внутри трубы различных наростов, и как следствие – ее закупорку.

3.1.9 Защита труб от разрушения

В условиях эксплуатации канализационная 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.

Для защиты железобетонных труб и колодцев возможно применение 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 относится цементная штукатурка с железнением, торкрет-штукатурка, облицовка керамическими и пластмассовыми плитками.

Битумная изоляция подразделяется:

- на *обмазочную* – наносится слой мастики на основе битума;
- *клеячную* – наклеивается рулонный материал (рубероид или гидроизол);
- *полимерную* – трубы обматываются полимерной лентой.

3.1.10 Устройство оснований под трубы

Для обеспечения целостности и устойчивости трубопроводов под ними устраиваются основания. Канализационные трубы укладываются или непосредственно на грунт, или на искусственное основание. Выбор основания под трубы производится в соответствии с ТКП 45-5.01-254–2012 [33].

Тип основания под трубы принимается в зависимости:

- от несущей способности грунтов;
- гидрогеологических условий;
- размеров и материала труб;
- конструкций стыковых соединений;
- глубины укладки;
- транспортных нагрузок;
- местных условий и других факторов.

Грунты бывают сухие, скальные, водонасыщенные (болотистые, просадочные и т. д.).

В *сухих грунтах* трубы укладывают на **естественное основание** (выровненное и утрамбованное дно траншеи) при сопротивлении грунта, равном или более 0,15 МПа; при этом учитывается глубина прокладки трубопровода.

Удовлетворительными естественными основаниями могут быть средне- и крупнозернистые пески; супеси в сухом состоянии; мелкий и крупный гравий; песок, смешанный со щебнем или галькой; глины и тяжелые суглинки при отсутствии в их толще водоносных прослоек, а также скальные грунты.

Для труб диаметром 350–600 мм основание необходимо профилировать по форме трубы с углом охвата 90° (рисунок 3.7, *а*). При укладке труб в супесчаных, суглинистых и глинистых грунтах под трубами необходимо устраивать песчаную подушку (рисунок 3.7, *б*).

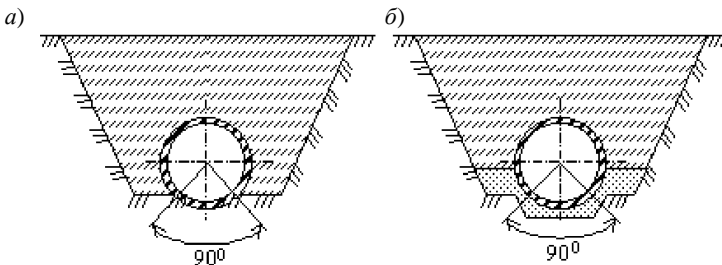


Рисунок 3.7 – Основания под трубопроводы:
а – естественное профилированное; *б* – песчаная подушка

При укладке трубопроводов в грунтах с возможной неравномерной осадкой (свеженасыпные, мягкопластичные глинистые и суглинистые, пылеватые и др.) устраивается искусственное основание – *бетонный стул* на плите (рисунок 3.8, *а*).

В торфяных, илистых и подобных грунтах основание делается по специальному проекту, например, на железобетонных сваях – *ростверках* (рисунок 3.8, б).

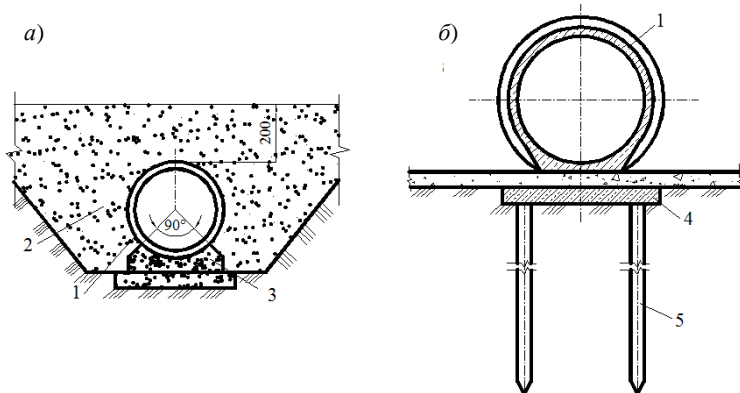
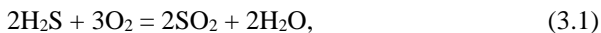


Рисунок 3.8 – Основания под трубопроводы:
 а – монолитное бетонное; б – свайное; 1 – труба; 2 – песчаный грунт; 3 – бетонный ступ; 4 – железобетонная плита; 5 – сваи

3.1.11 Вентиляция сети

В условиях эксплуатации в надводной части коллекторов скапливаются выделяющиеся из сточных вод пары воды и вредные газы: сероводород, аммиак, диоксид углерода, метан и другие газообразные вещества. Из них особенно неблагоприятно действуют на бетонные стенки труб и колодцев сероводород и углекислый газ. Сероводород образуется в результате выделения из сточных вод или разложения выпавшего осадка. Он проникает в поры бетона и биохимически окисляется кислородом воздуха. При этом происходят реакции:

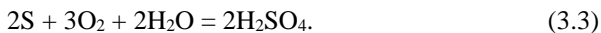
– при избытке кислорода:



– при недостатке кислорода:



Сера, образованная в результате окисления, превращается в серную кислоту или сульфаты:



Воздействие серной кислоты на гидроксид кальция, содержащийся в бетоне, вызывает образование новых соединений, для которых характерно

сильное увеличение в объеме, что ведет к разрушению стенок труб. К числу таких соединений относятся:

- гипс (сульфат кальция CaSO_4);
- сульфоалюминат кальция $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 30\text{H}_2\text{O}$.

Этот вид коррозии наиболее распространен в водоотводящих каналах.

Если в воде имеется агрессивный избыточный диоксид углерода CO_2 , то при его химическом взаимодействии с гидроксидом кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$ образуется малорастворимый карбонат кальция CaCO_3 , а в дальнейшем – бикарбонат кальция $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$. Растворение этого вещества приводит к разрушению бетона.

Кроме газовой коррозии, скопление газов в сети нередко приводит к взрывам метановых смесей. Вредные газы опасны для ремонтников, спускающихся в колодцы и коллекторы.

Для уменьшения концентрации метана, диоксида углерода и сероводорода устраивается вытяжная вентиляция сети с естественной тягой через вытяжные стояки, установленные в зданиях и выведенные выше крыши здания.

Специальные вытяжные устройства также устраиваются во входных камерах дюкеров, в смотровых колодцах, в местах резкого снижения скоростей течения воды в трубах диаметром более 400 мм и в перепадных колодцах при высоте перепада более 1 м.

Для приточной вентиляции могут быть использованы полые железобетонные мачты для освещения улиц. К ним от колодцев подводят вентиляционные трубы. Для магистральных трубопроводов глубокого заложения устраивается искусственная вытяжная вентиляция.

3.2 Сооружения на сетях канализации

3.2.1 Типы сооружений на сетях канализации

Наружные сети канализации состоят из труб и сооружений на них.

На канализационных сетях устраиваются следующие основные типы сооружений:

Смотровые колодцы (камеры, шахты) – одни из основных конструктивных элементов сетей, которые устраиваются в местах присоединения трубопроводов, изменения их диаметров, глубины заложения и уклонов, а также на прямолинейных участках сети через определенные расстояния.

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

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

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

Ливнеспуски и разделительные камеры – имеются на сетях общесплавной и полураздельной систем канализации для сброса части дождевых сточных вод в водный объект.

Регулирующие резервуары – служат для сглаживания пиковых дождевых расходов.

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

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

Выпуски – служат для отведения сточных вод в водные объекты.

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

3.2.2 Смотровые колодцы

Смотровые колодцы предназначены для наблюдения за работой сети в процессе эксплуатации, осмотра сети, а в случае необходимости – ее очистки и промывки.

Смотровой колодец устраивается:

- в местах присоединения выпусков к наружной канализационной сети;
- в местах поворота трассы;
- при изменении уклона и диаметра труб;
- в местах присоединения ответвлений;
- в случае установки на напорных трубопроводах задвижки, вантузов, выпусков и компенсаторов;
- на прямых участках на расстояниях в зависимости от диаметра труб (таблица 3.3).

Таблица 3.3 – Максимально допустимые расстояния между линейными колодцами

Диаметр трубопровода D_y , мм	Расстояние между линейными колодцами, м
140–150	35
200–450	50
500–600	75
700–900	100
1000–1400	150
1500–2000	200
Свыше 2000	250–300

В зависимости от назначения и места расположения смотровые колодцы подразделяются на *линейные, узловые, поворотные, контрольные, промывные*.

Линейные колодцы предназначены для периодического осмотра и очистки сети, устраиваются на прямолинейных участках сети.

Узловые колодцы устраиваются в местах соединения двух или трех трубопроводов. На крупных коллекторах узловые колодцы называют *соединительными камерами*.

Поворотные колодцы предусматриваются при изменении направления трассы трубопровода, лоток такого колодца плавно искривлен. Для устранения большого гидравлического сопротивления угол между присоединяемой и отводящей трубами должен быть не менее 90° , а радиус поворота – от 1 до 5 диаметров труб.

Контрольные колодцы устраиваются в местах присоединения дворовой (внутриквартальной) или производственной сети к уличной.

Промывные колодцы устраиваются в верхних участках сети, где наблюдаются малые расходы, служат для периодической промывки этих участков, поскольку там устанавливаются малые скорости, способствующие выпадению значительного количества осадков.

Смотровые колодцы выполняются:

- из сборного железобетона;
- монолитного железобетона;
- кирпича (при небольшом объеме выполняемых работ, так как это удорожает стоимость строительства на 10–15 %);
- полимерных материалов (поливинилхлорида, полиэтилена, полипропилена).

По форме в плане колодцы бывают круглыми и прямоугольными. Они состоят из следующих **основных элементов** (рисунок 3.9):

- основания;
- рабочей части;
- горловины;
- люка с крышкой над горловиной.

Основание является важнейшим элементом колодца. Оно должно обеспечивать устойчивость сооружения. В его конструкцию входят *бетонная плита днища* и *набивной лоток*, обеспечивающий транспортировку воды через колодец и объединяющий между собой подводящие и отводящую трубы.

Лоток набивается непосредственно на плиту днища и изготавливается из бетона класса C20, что соответствует марке бетона М250.

В поперечном сечении размеры лотков соответствуют размерам трубопроводов по внутреннему диаметру D_u . Ниже горизонтального диаметра лоток выполняется полукруглым, а выше – с вертикальными стенками.

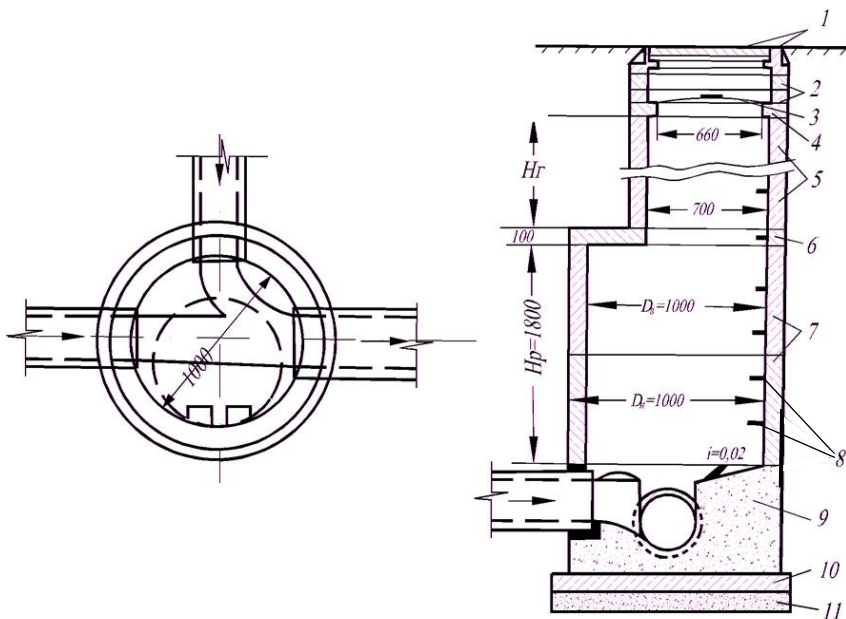


Рисунок 3.9 – Конструктивные элементы смотрового колодца:

1 – чугунный люк с крышкой; 2 – кирпичная кладка; 3 – внутренняя крышка колодца; 4 – опорное кольцо; 5 – железобетонные стеновые кольца (КС) горловины колодца; 6 – плита перекрытия (ПП); 7 – железобетонные стеновые кольца (КС) рабочей камеры; 8 – ходовые скобы; 9 – бетонный набивной лоток; 10 – железобетонная плита днаща (ПН); 11 – песчаная или щебеночная подготовка

В верхней части с двух сторон лотка создаются полки (**бермы**) шириной не менее 200 мм и уклоном в сторону лотка, равным 0,02, исключая возможность накопления на них осадка в случае подтопления колодцев. При эксплуатации колодцев полки служат рабочими площадками.

В плане лотки линейных колодцев выполняются прямолинейными, в поворотных и узловых имеют криволинейные плавные очертания (рисунки 3.10, 3.11).

Криволинейные очертания выполняются по дугам окружностей с радиусом не менее одного диаметра трубы (таблица 3.4).

Рабочая часть набирается из стеновых колец, по высоте оборудуется лестницей и стремянкой.

Горловина состоит из плиты перекрытия, стеновых колец, опорного кольца и люка (рисунки 3.12, 3.13). Располагается над входным трубопроводом. Ее размер по высоте зависит от общей глубины колодца. Иногда высота горловины настолько мала, что набирается с помощью опорных колец.

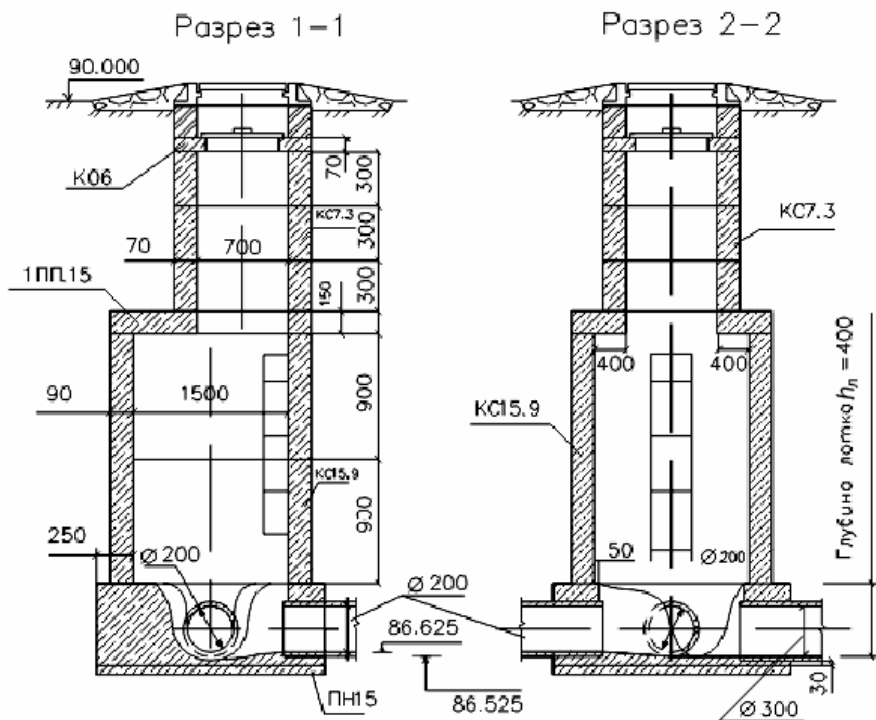


Рисунок 3.10 – Колодец узловой с одним присоединением

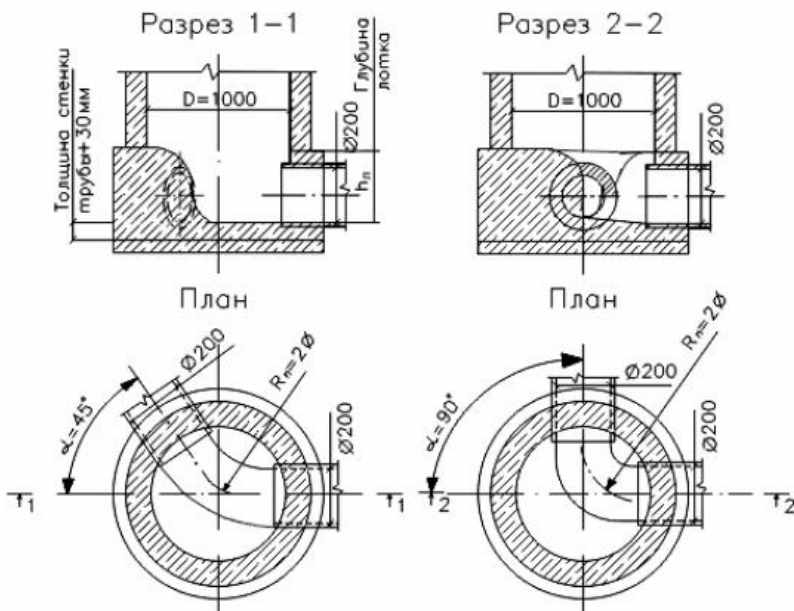


Рисунок 3.11 – Лотки поворотных колодцев

Таблица 3.4 – Рекомендуемые радиусы поворота для лотков

Диаметр трубопровода D_v , мм	Угол поворота, град	Радиус поворота $R_{п}$, мм		
		$1D_v$	$1,5 D_v$	$2D_v$
150–250	15–90	150–250	225–375	300–500
300	15–80	300	450	600
300	81–90	300	450	–
350	15–70	350	525	700
350	71–90	350	525	–
400–450	15–90	400–500	600–675	800–900
500	15–70	500	750	1000
500	71–90	500	750	–
600	15–60	600	900	1200
600	61–80	600	900	–
600	81–90	600	–	–
700	15–50	700	1050	1400
700	51–60	700	1050	–
700	61–90	700	–	–
800	15–60	800	1200	1600
800	61–80	800	1200	–
800	81–90	800	–	–
900	15–50	900	1350	1800

Окончание таблицы 3.4

Диаметр трубопровода D_v , мм	Угол поворота, град	Радиус поворота $R_{п}$, мм		
		$1D_v$	$1,5 D_v$	$2D_v$
900	51–70	900	1350	–
900	71–90	900	–	–
1000	15–40	1000	1500	2000
1000	41–60	1000	1500	–
1000	61–90	1000	–	–

Примечание – Радиус поворота лотков на трубопроводах диаметром 1200 мм и более необходимо принимать не менее пяти диаметров трубопроводов и предусматривать смотровые колодцы в начале и в конце кривой.

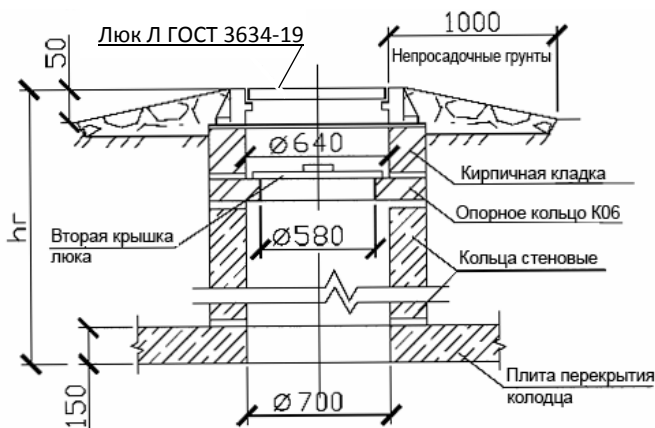


Рисунок 3.12 – Горловина колодца для временной нагрузки 4.9 кПа

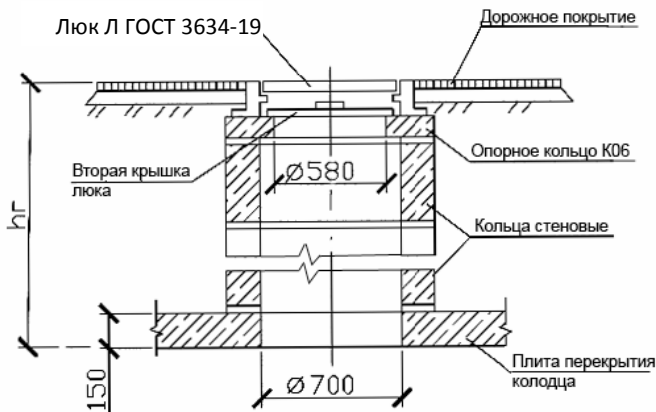


Рисунок 3.13 – Горловина колодца для временной нагрузки H-30

Чугунные люки изготавливаются восьми типов (таблица 3.5). Легкие люки имеют высоту 95 ± 5 мм, тяжелые – 120 ± 5 мм. Внутри стеновых колец горловины через каждые 300 мм устанавливаются ходовые скобы.

Таблица 3.5 – Типы канализационных люков [7]

Тип	Наименование люка	Место установки
ЛМ (А15)	Легкий малогабаритный	Зона зеленых насаждений, пешеходная зона
Л (А15)	Легкий	
ЛУ (А30)	Легкий усиленный	
С (В 125)	Средний	Автостоянки, тротуары и проезжая часть городских парков
Т (С250)	Тяжелый	Городские автомобильные дороги
ТМ (Д 400)	Тяжелый магистральный	Магистральные дороги, АЗС
СТ (Е600)	Сверхтяжелый	Дороги с интенсивным движением (аэродромы, доки, складские терминалы и прочие объекты с высокими нагрузками на дорожное покрытие)
СТУ (Ф900)	Сверхтяжелый усиленный	Зоны высоких нагрузок (аэродромы, объекты со сверхвысокими нагрузками на дорожное покрытие)

Установка люков предусматривается:

– в одном уровне с поверхностью проезжей части дорог или пешеходных зон;

– в зеленой зоне – на 50–70 мм выше поверхности земли;

– на незастроенной территории – на 200 мм выше поверхности земли.

В настоящее время в практике проектирования используются типовые альбомы 902–09–22.84 «Колодцы канализационные». Наиболее часто применяются колодцы круглые из сборного железобетона для труб диаметром условного прохода 150–1200 мм (альбом II).

Номенклатура конструкций, используемых для канализационных колодцев, определяется в соответствии с серией 3.900.1 «Изделия железобетонные для круглых колодцев водопровода и канализации».

Конструкции для смотровых колодцев маркируются буквами и цифрами. Буквы обозначают тип конструкции:

КО – кольцо опорное;

КС – кольцо стеновое;

ПП – плита перекрытия;

ПН – плита днища.

Цифры перед буквами обозначают порядковый номер типоразмера одинакового наружного диаметра конструкции.

Цифры после букв указывают на размеры в дециметрах (округленно), при этом первая цифра – это внутренний диаметр конструкции, вторая – высота конструкции.

Пример:

КС15.9 – кольцо стеновое для рабочей камеры с внутренним диаметром 1500 мм и высотой 890 мм.

2ПП15 – плита перекрытия, перекрывающая колодец с внутренним диаметром 1500 мм (второго типоразмера для данного диаметра).

Изделия для смотровых колодцев изготавливаются из тяжелого бетона класса В15, что соответствует марке бетона М200, которая должна быть по морозостойкости не ниже F50, и по водонепроницаемости – не ниже W4.

Последовательность выбора основных элементов колодца.

1 Размер колодца в плане определяется в зависимости от наибольшего диаметра трубопровода (отводящего).

Диаметры круглых колодцев бытовой и производственной канализации принимаются, мм:

- 1000 – на трубопроводах диаметром труб до 400 мм включительно;
- 1500 – то же, 400–1000 мм;
- 2000 – то же, 1000–1200 мм.

Размеры в плане круглых колодцев на поворотах необходимо определять из условия размещения в них лотков поворота.

На трубопроводах диаметром до 150 мм, при глубине заложения до 1,2 метров, допускается устройство колодцев диаметром 700 мм.

При глубине заложения свыше 3 метров диаметр колодцев необходимо принимать не менее 1500 мм.

При расположении железобетонных колодцев под проезжей частью дорог необходимо предусматривать их устройство преимущественно из сборных элементов с фальцевым стыковочным торцом (замком).

2 В зависимости от принятого диаметра колодца выбирается плита днища (ПН). Наружный диаметр плиты днища принимается на 500 мм больше диаметра колодца.

Например, для колодца диаметром 1000 мм принимается плита днища ПН10, имеющая диаметр 1500 мм.

3 Глубина лотка $h_{л}$ принимается в зависимости от диаметра отводящего трубопровода (таблица 3.6).

4 Высота рабочей части колодца

$$H_p = H_k - h_{л} - h_{гор}, \quad (3.4)$$

где H_k – глубина колодца, мм;

$h_{л}$ – глубина лотка, мм;

$h_{гор}$ – высота горловины, мм.

Таблица 3.6 – Рекомендуемая глубина лотка

Диаметр трубопровода D_v , мм	Глубина лотка, мм	Диаметр трубопровода D_v , мм	Глубина лотка, мм
150	200	500	600
200	300	600	700
250	350	700	800
300	400	800	950
350	450	900	1050
400	500	1000	1150
450	550	1200	1350

Принимается размер рабочей части колодца H_p (полученное по формуле значение округляется до стандартного в меньшую сторону: 900, 1200, 1500, 1800, 2100 мм).

Диаметры колец для рабочей части колодца соответствуют **диаметру колодца D_k** : 1000, 1500, 2000, 2500 мм.

5 Рабочая часть набирается из стеновых колец (приложение В).

Например, для колодца диаметром 1500 мм рабочая часть высотой 2100 мм набирается с помощью двух стеновых колец марки КС15.9 и одного стенового кольца марки КС15.3.

6 Набираются необходимые элементы горловины колодца:

- плита перекрытия;
- стеновые кольца;
- опорные кольца;
- люк.

Плита перекрытия принимается исходя из того, что ее наружный диаметр равен наружному диаметру колец рабочей части.

Горловина колодца принимается диаметром 700 мм [20].

Высота горловины определяется по формуле

$$h_r = H_k - h_{лот} - H_p. \quad (3.5)$$

Требуемая высота стеновых колец

$$h_{kc} = h_r - h_{шт} - h_{ко} - h_{люк}. \quad (3.6)$$

По требуемой высоте набираются стеновые кольца. Если по расчету невозможно горловину колодца набрать с помощью только стеновых (см. приложение В), то добавляются еще опорные кольца.

Все элементы колодца между собой соединяют строительным раствором толщиной слоя 10 мм (возможно незначительное изменение толщины слоя для соблюдения расчетных размеров колодца).

7 Производится конструирование колодца по высоте (проверочный расчет). Пример приведен в таблице 3.7.

Таблица 3.7 – Конструирование колодца

Глубина колодца, мм	Высота элементов, мм	Наименование	Высота, мм
3500	Горловина – 1300	Люк	100
		Растворный слой	10
		Кольцо опорное КО 6	60
		Растворный слой	10
		Кольцо опорное КО 6	60
		Растворный слой	10
		Кольцо стеновое КС 7.3	290
		Растворный слой	10
		Кольцо стеновое КС 7.3	290
		Растворный слой	10
		Кольцо стеновое КС 7.3	290
		Растворный слой	10
	Плита перекрытия 2ПП15	150	
	Рабочая часть – 1800	Растворный слой	10
		Кольцо стеновое КС 15.9	890
Растворный слой		10	
Лоток – 400	Кольцо стеновое КС 15.9	890	
	Растворный слой	10	
	Лоток	390	
<i>Итого</i>			3500
	Днище – 120	Плита днища ПН15	120

3.2.3 Перепадные колодцы

Перепадные колодцы – сооружения, предназначенные для сопряжения трубопроводов на различных отметках.

Необходимость устройства перепадных колодцев может возникнуть:

- при присоединении боковых веток к коллекторам или внутриквартальных сетей к уличным (рисунок 3.14, а);
- пересечении с инженерными сооружениями и подземными препятствиями (рисунок 3.14, б);
- затопленных выпусках в последнем перед водным объектом колодце (рисунок 3.14, в);
- во избежание превышения максимально допустимой скорости движения сточной воды или резкого изменения этой скорости (рисунок 3.14, г).

По конструкции перепады делятся на следующие типы:

- перепады с водосливом практического профиля и водобойным колодцем в нижнем бьефе (рисунок 3.15, а);
- трубчатые перепады, которые бывают различной конструкции, но с обязательной вертикальной трубой (рисунок 3.15, б);
- перепады с отбойно-водосливной стенкой (рисунок 3.15, в);

– шахтные многоступенчатые перепады различных конструкций, в которых гашение падающей энергии происходит на каждой ступени (рисунок 3.15, *з*);

– быстротоки – короткие каналы с большим уклоном (рисунок 3.15, *д*).

Конструкции перепадных колодцев приведены на рисунках 3.16, 3.17.

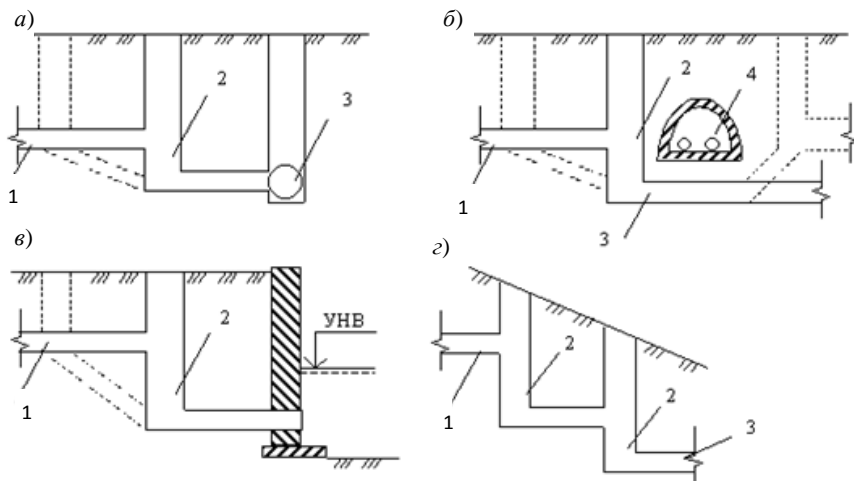


Рисунок 3.14 – Случаи установки перепадных колодцев:

1 – подводящий трубопровод; 2 – перепадный колодец; 3 – отводящий трубопровод;
4 – препятствие

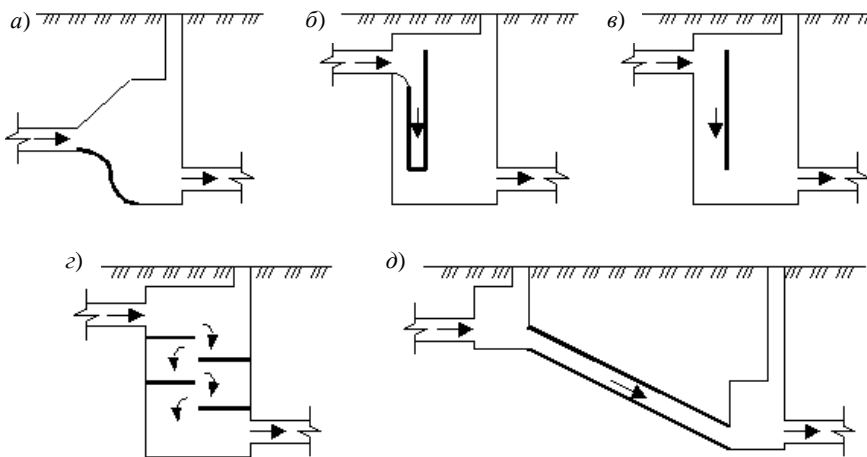


Рисунок 3.15 – Типы перепадов

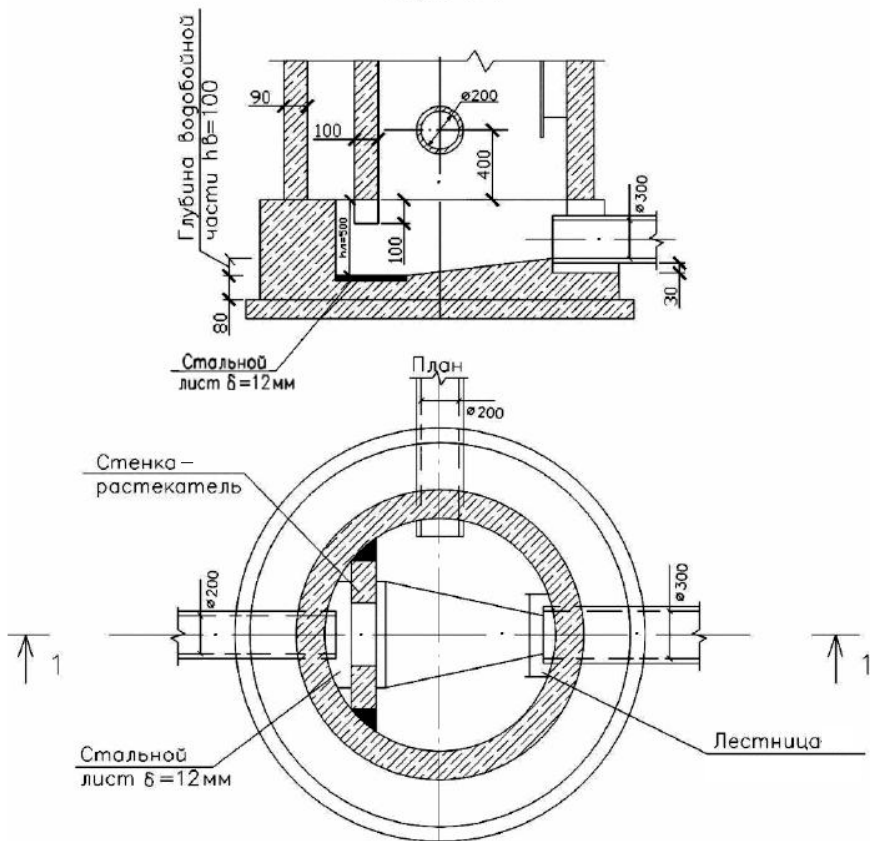


Рисунок 3.17 – Перепадной колодец с одним присоединением

На трубопроводах диаметром до 600 мм перепады высотой до 0,5 м допускается осуществлять без устройства перепадного колодца – путем слива в смотровом колодце [20].

Перепады высотой до 3 м на трубопроводах диаметром 600 мм и более следует принимать в виде водосливов практического профиля [20].

Перепады высотой до 6 м на трубопроводах диаметром до 500 мм включительно следует осуществлять в колодцах в виде стояка сечением не менее сечения подводящего трубопровода [20].

В колодцах над стояком необходимо предусматривать приемную воронку, под стояком – водобойный приямок с металлической плитой в основании. Для стояков диаметром до 300 мм допускается установка направляющего колена взамен водобойного приямка [20].

3.2.4 Способы пересечения канализационных сетей с различными надземными и подземными препятствиями

Самотечные трубопроводы часто пересекают препятствия как естественные (ручьи, реки, овраги), так и искусственные (автомобильные и железные дороги, подземные коллекторы, трубопроводы различного назначения, кабели, пешеходные переходы, линии метрополитена и другие сооружения).

Конструкция пересечения зависит от взаимного высотного расположения (разности отметок) трубопровода и препятствия.

Для пересечения канализационных сетей с различными надземными и подземными препятствиями применяются такие сооружения, как *эстакады*, *дюкеры*, *переходы дюкерного* и *самотечного* типов.

Эстакады устраиваются при пересечении самотечной сети с оврагами, лощинами, суходолами и т. д. Эстакада представляет собой мост на опорах, по которому с необходимым уклоном проложен самотечный трубопровод в утепленном коробе (рисунок 3.18). Она может быть временно использована как пешеходный мост.

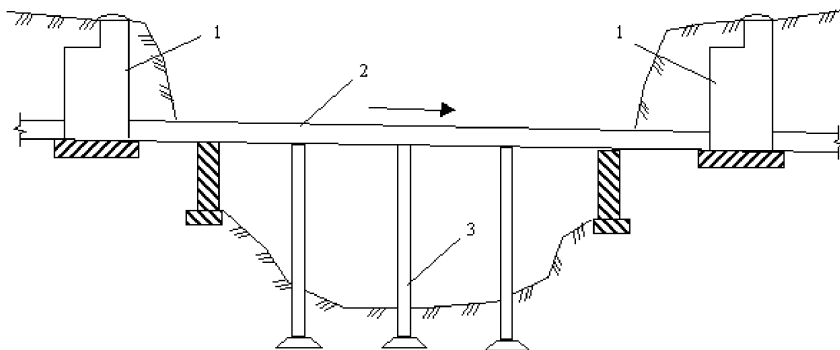


Рисунок 3.18 – Схема эстакады.

1 – колодцы; 2 – трубопровод в утепленном коробе; 3 – железобетонные опоры

Перед эстакадой устраивается аварийный выпуск. На самом трубопроводе обязательно предусматриваются *ревизии* для прочистки.

Переходы устраиваются под железнодорожными путями или автомобильными дорогами. Переходы *дюкерного типа* проектируются для дорог, проходящих в глубоких выемках (рисунок 3.19). Устройство и конструкция этих переходов аналогичны дюкерам. Единственное отличие заключается в отсутствии аварийных выпусков.

Переходы *самотечного типа* (рисунок 3.20) устраиваются, если отметка трубопровода значительно меньше отметки препятствия.

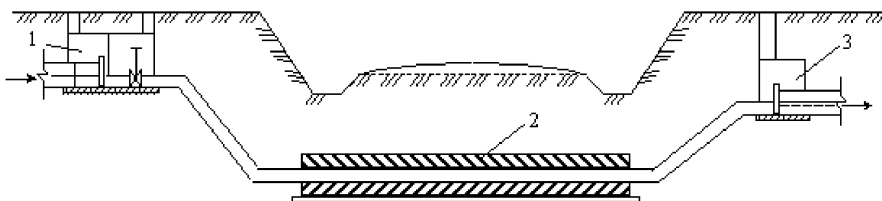


Рисунок 3.19 – Схема перехода дюкерного типа:
1 – верхняя камера; 2 – железобетонный футляр; 3 – нижняя камера

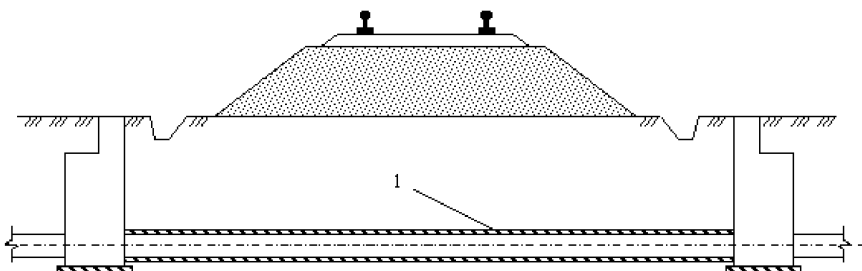


Рисунок 3.20 – Схема перехода самотечного типа
под железнодорожными путями:
1 – футляр

Переходы обычно прокладываются в металлических или железобетонных футлярах либо в тоннелях. Футляры и тоннели предназначены для предохранения рабочего трубопровода от нагрузок, возникающих от движения транспорта над ним. Безнапорные линии устраиваются из чугунных или железобетонных труб, напорные – из стальных.

При пересечении трубопроводов на одинаковом уровне на одном из коллекторов устанавливается перепадный колодец. Иногда в качестве альтернативы проектируется короткий дюкер, работающий на постоянном притоке сточных вод.

Кожухи и тоннели предназначены для предохранения рабочего трубопровода от нагрузок, возникающих при движении транспорта над ним. Одновременно кожух предохраняет дорогу от разрушения в случае аварии трубопровода.

Футляры устраиваются с противокоррозионной изоляцией (торкет-бетонное армирование, битумно-резиновые, полимерные покрытия) и защитой от электрохимической коррозии (катодная поляризация с протекторными установками). Пространство между стенками футляра и трубопровода заполняется бетоном.

Перед и после пересечения препятствия желательно устройство смотровых колодцев с отключающими механизмами.

При бестраншейной проходке футляры прокладываются прокалыванием, продавливанием или методом горизонтального бурения.

Тоннели применяются для прокладки под препятствием самотечных коллекторов большого поперечного сечения. Они сооружаются способом щитовой или штольной проходки.

3.2.5 Дюкеры

Пересечение препятствия выполняется в виде дюкера (рисунок 3.21), если трубопровод непосредственно пересекается препятствием (трубопровод и препятствие расположены на одной и той же отметке или разность их незначительна).

При пересечении водных объектов дюкеры проектируются не менее чем в *две рабочие линии* из пластмассовых или стальных труб диаметром ≥ 150 мм, с усиленной антикоррозийной изоляцией.

Устройство дюкера с одним рабочим и одним резервным трубами допускается:

- при расходах сточных вод, не обеспечивающих расчетные скорости в дюкере;

- при расчетных потерях в дюкере больше, чем перепад между входной камерой и точкой подключения дюкера к коллектору на противоположном берегу реки;

- при больших скоростях в подводящем коллекторе перед входной камерой.

Трасса дюкера должна:

- быть перпендикулярной пересечению;

- иметь минимальную длину и заложение труб;

- проходить в наиболее благоприятных грунтовых условиях;

- иметь неразрываемые берега и дно реки.

При проектировании дюкеров необходимо принимать:

- глубину заложения подводной части трубопровода, считая до верха трубы, не менее чем на 0,5 м ниже дна реки, а в пределах фарватера на судоходных водных объектах – не менее 1 м;

- угол наклона восходящей части дюкера – не более 20° к горизонту;

- расстояние между нитками дюкера в свету – не менее 0,7–1,5 м.

Разность отметок уровней воды в подводящем и отводящем коллекторах Δh определяется по сумме гидравлических потерь на трение и местные сопротивления. Дюкер является коротким трубопроводом, в котором потери напора в местных сопротивлениях соизмеримы с потерями напора по длине труб, поэтому при определении потерь напора учитываются и местные сопротивления.

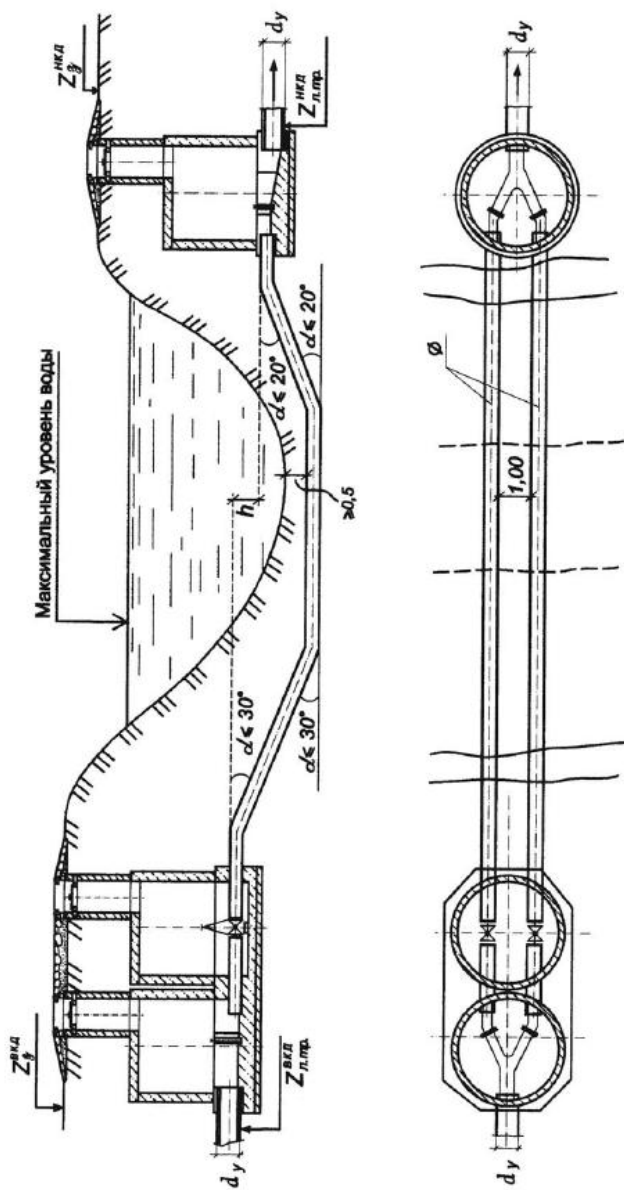


Рисунок 3.21 – Схема напорного докера

Самотечно-напорный дюкер (см. рисунок 3.21) работает полным сечением в напорном режиме. Он состоит из входной (верхней), выходной (нижней) камер и напорных трубопроводов.

Входная камера дюкера имеет два отделения: мокрое и сухое, разделенные водонепроницаемой перегородкой (рисунки 3.21, 3.22).

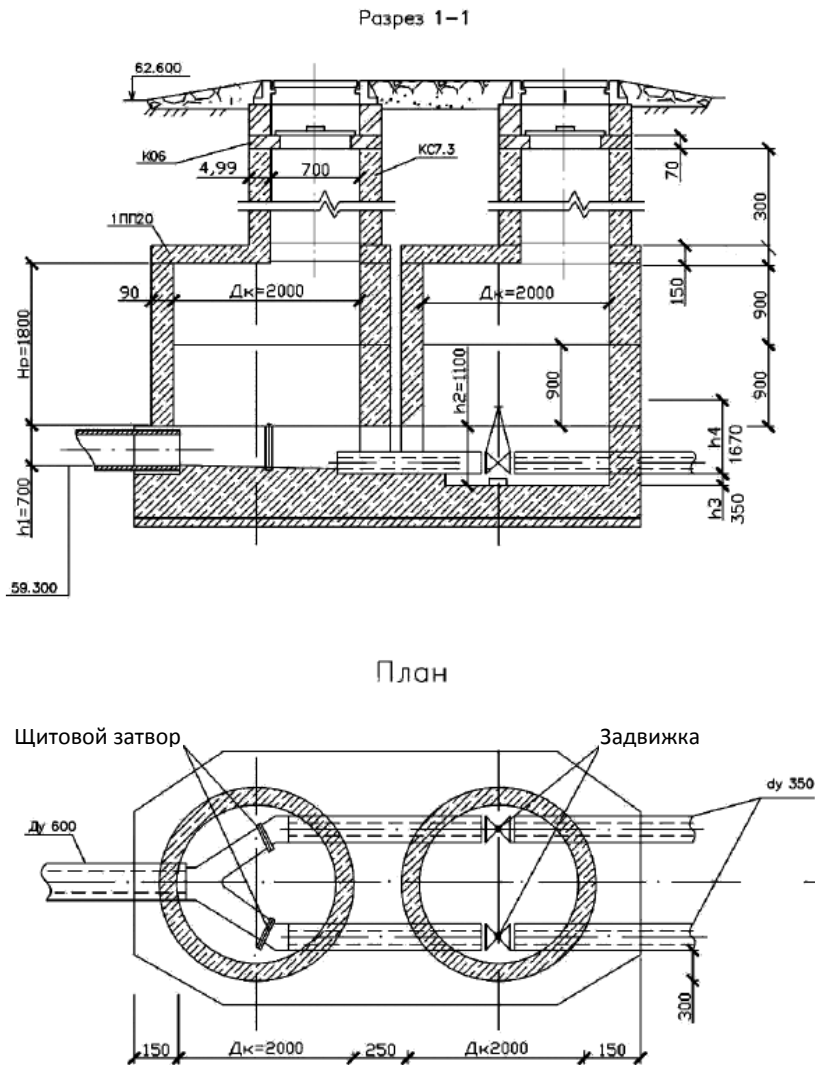


Рисунок 3.22 – Входная камера дюкера при самотечно-напорном режиме

В *мокрое отделение* самотечный трубопровод переходит в открытые лотки. Для перекрытия потока воды в лотках предусматриваются затворы (шиберы). В *сухом отделении* размещаются напорные трубы с задвижками, с помощью которых можно отключать любой из трубопроводов дюкера. Размеры камер в плане зависят от числа и диаметра труб. Расстояние между трубами в камере принимается не менее 400 мм, ширина боковых проходов – не менее 250 мм (для труб диаметром более 500 мм эти расстояния удваиваются).

Высота камер должна обеспечивать удобство обслуживания и размещения задвижек и затворов и быть не менее 1800 мм, считая от бермы лотка до перекрытия. Каждое отделение входной камеры должно иметь горловину и заканчиваться люком с крышкой.

Выходная камера дюкера устраивается в виде одного отделения (рисунки 3.21, 3.23), напорные трубопроводы переходят в открытые лотки, в начале которых устанавливаются щитовые затворы (шиберы).

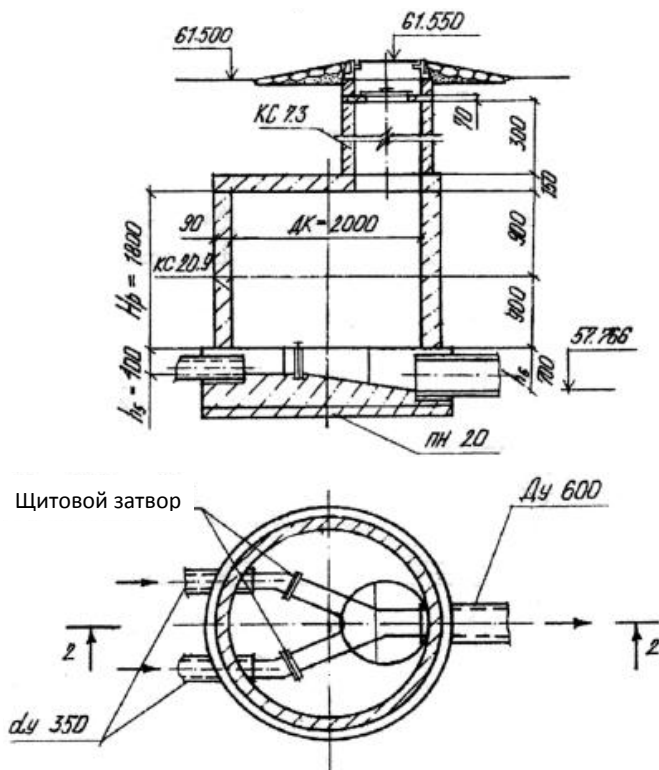


Рисунок 3.23 – Выходная камера дюкера при самотечно-напорном режиме

Камеры выполняются из сборных железобетонных колец и элементов, а в случае сложной конфигурации – из сборных железобетонных блоков и монолитного бетона. Элементы рабочих камер и горловин набираются по тому же методу, что и в канализационных колодцах. При $D_y > 600$ мм камеры дюзера разрабатываются по индивидуальному проекту.

Каждая линия дюзера проверяется на пропуск расчетного расхода с учетом допустимого подпора в мокром отделении входной камеры. Скорость при нормальном режиме принимается не менее 1 м/с. Если при расчетных расходах не обеспечиваются минимальные скорости, то одна из линий принимается резервной.

Расчет и конструирование дюзера ведется в следующем порядке:

1 Вычерчивается схема дюзера (см. рисунок 3.21).

2 Принимается количество рабочих линий (обычно две).

3 Расход по одной линии дюзера, л/с, определяется по формуле

$$q_1 = \frac{q_p}{n}, \quad (3.7)$$

где q_p – расчетный расход сточных вод, проходящих через дюзер, л/с;

n – число рабочих линий.

4 Подбираются диаметры труб дюзера исходя из условия обеспечения самоочищающих скоростей. Расчетная скорость движения сточных вод в дюкере принимается не менее 1 м/с, при этом в местах подхода сточных вод к дюкеру скорость v , м/с, должна быть не более скорости в дюкере.

При пропуске расчетного расхода по одной линии с расчетной скоростью подбирается диаметр, гидравлический уклон i и скорость v_1 .

5 Потери напора на трение по длине, м,

$$h_t = il, \quad (3.8)$$

где i – гидравлический уклон;

l – длина трубопроводов дюзера между входной и выходной камерами, м.

6 По схеме дюзера (см. рисунок 3.21) определяются виды местных сопротивлений и вычисляются потери напора в них. В дюкере существуют следующие местные сопротивления: на входе в трубу, на поворотах, на выходе из трубы. Сопротивление в задвижке при полном открытии равно нулю.

Потери напора на входе в трубу, м,

$$h_1 = \xi_1 \frac{v_1^2}{2g}, \quad (3.9)$$

где ξ_1 – коэффициент сопротивления на входе в трубу (при нормальном режиме работы дюзера $\xi_1 = 0,2$; при аварийном – $\xi_1 = 0,5$);

v_1 – скорость движения сточных вод в дюкере, м/с.

Потери на выходе из дюкера, м, определяются по формуле

$$h_2 = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{v}{v_1}\right) \frac{v_1^2}{2g} = \xi_2 \frac{v_1^2}{2g}, \quad (3.10)$$

где ξ_2 – коэффициент сопротивления на выходе из трубы;

v, v_1 – скорости движения воды в отводящем коллекторе и сточных вод в дюкере, м/с.

Значения потерь напора на входе в зависимости от скорости приведены в таблице 3.8. Значения потерь напора на выходе из дюкера в зависимости от разности скоростей ($v_1 - v$) приведены в таблице 3.9.

Таблица 3.8 – Потери напора на входе в дюкер

Скорость, v_1 , м/с	Сопротивление		Скорость, v_1 , м/с	Сопротивление	
	$\xi_1 = 0,2$	$\xi_1 = 0,5$		$\xi_1 = 0,2$	$\xi_1 = 0,5$
1,0	0,0104	0,0255	1,6	0,0262	0,0655
1,1	0,0134	0,0335	1,7	0,0294	0,0735
1,2	0,0158	0,0395	1,8	0,033	0,0825
1,3	0,0173	0,0431	1,9	0,0368	0,092
1,4	0,02	0,05	2,0	0,0408	0,102
1,5	0,023	0,0575	2,5	0,078	0,195

Таблица 3.9 – Потери напора на выходе из дюкера

Разность скоростей в дюкере и трубе за дюкером ($v_1 - v$), м/с	h_2 , м	Разность скоростей в дюкере и трубе за дюкером ($v_1 - v$), м/с	h_2 , м
0,15	0,0012	0,60	0,0184
0,20	0,002	0,65	0,0215
0,25	0,032	0,70	0,025
0,30	0,046	0,75	0,0287
0,35	0,0063	0,80	0,0327
0,40	0,0082	0,85	0,0368
0,45	0,0103	0,90	0,0413
0,50	0,0128	0,95	0,046
0,55	0,0154	1,0	0,051

Потери напора на повороте трубы, м,

$$h_3 = \xi_{90} \sin \alpha \frac{v_1^2}{2g} = \xi_{30} \frac{v_1^2}{2g}, \quad (3.11)$$

где ξ_{90} – коэффициент сопротивления на повороте трубы на угол $\alpha = 90^\circ$,
 $\xi_{90} = 0,23$;

α – угол поворота;

ξ_{30} – сопротивление на повороте трубы на угол $\alpha = 30^\circ$.

Соппротивление на повороте трубы на угол $\alpha = 30^\circ$

$$\xi_{30} = 0,23 \sin 30 = 0,115. \quad (3.12)$$

Соппротивление на повороте трубы на угол $\alpha = 20^\circ$

$$\xi_{20} = 0,23 \sin 20 = 0,078. \quad (3.13)$$

Потери напора в углах поворота нисходящей линии, м (два поворота на угол $\alpha = 30^\circ$)

$$h'_3 = \xi_{30} \frac{v_1^2}{2g}. \quad (3.14)$$

Потери напора в углах поворота восходящей линии, м (два поворота на угол $\alpha = 20^\circ$)

$$h''_3 = \xi_{20} \frac{v_1^2}{2g}. \quad (3.15)$$

Значения потерь напора на поворотах в зависимости от скорости в дюкере и угла поворота приведены в таблице 3.10.

Таблица 3.10 – Потери напора в дюкере

Скорость v_1 , м/с	Угол поворота, м		Скорость v_1 , м/с	Угол поворота, м	
	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 20^\circ$		$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 20^\circ$
1,0	0,0059	0,0040	1,6	0,015	0,0102
1,1	0,0071	0,0048	1,7	0,0169	0,0115
1,2	0,0084	0,0057	1,8	0,019	0,0129
1,3	0,0099	0,0067	1,9	0,0212	0,0144
1,4	0,0115	0,0078	2,0	0,0235	0,016
1,5	0,0132	0,0090	2,5	0,0367	0,0249

Сумма местных потерь напора в дюкере, м,

$$h_m = h_1 + h_2 + 2h'_3 + 2h''_3. \quad (3.16)$$

7 Общие потери напора, м, определяются по формуле

$$h = h_f + h_m. \quad (3.17)$$

8 Отметка воды в выпускной камере дюкера, м,

$$Z_B^{\text{вып}} = Z_B^{\text{впуск}} - h, \quad (3.18)$$

где $Z_B^{\text{впуск}}$ – отметка воды во впускной камере дюкера, м.

9 Отметка лотка в выпускной камере, м,

$$Z_k^{\text{вып}} = Z_B^{\text{выпуск}} - h_c, \quad (3.19)$$

где h_c – слой воды в трубе на отводящем участке от дюкера, м.

10 Дюкер проверяется на работу в режиме аварии, то есть когда одна линия полностью отключена, а другая пропускает весь расчетный расход. В этом случае увеличивается скорость и возрастают потери напора. Во входной камере дюкера возникает подтопление (подпор), м,

$$\Delta h = h_{ab} - h, \quad (3.20)$$

где h_{ab} – потери напора при аварии, м, определяются аналогично вышеприведенной методике расчета.

При подтоплении не должно происходить излива сточных вод из входной камеры дюкера и смотровых колодцев.

11 Длина подтопленного участка, м,

$$L = \frac{\Delta h}{i_c (1 - K_i)}, \quad (3.21)$$

где i_c – гидравлический уклон на подводящем самотечном трубопроводе;

K_i – величина, зависящая от наполнения, принимается по таблице 3.11.

Таблица 3.11 – Определение коэффициента K_i

h/d	0,6	0,7	0,8
K_i	0,43	0,67	0,87

Подпор не должен вызывать подтопление трубопроводов большой протяженности. Для уменьшения величины подпора расчет дюкера следует начинать с предположения о необходимости пропуска по одной линии ранее подобранного на нормальный режим работы диаметра d_y 75 % общего расхода. Увеличивается величина общих потерь h , выпускная камера опускается, а подпор Δh уменьшается. Если подтопление вообще недопустимо, то расчет величины h ведется при условии пропуска всего расхода q_p , по одной линии дюкера. При большой глубине заложения подводящего самотечного коллектора (более 4 м) для переброски сточных вод через водную преграду целесообразно устройство канализационной насосной станции (КНС). Место расположения КНС относительно дюкера уточняется расчетом. Дюкер в этом случае выполняется напорным. В камерах дюкера размещаются напорные трубы с задвижками, с помощью которых можно отключать любой из трубопроводов дюкера. В отдельных случаях допускается устройство камер из местных материалов (кирпича или бетона). В зависимости от числа и

диаметра труб, фасонных частей и задвижек камеры могут быть круглыми и прямоугольными. Минимальная высота рабочей части $H_p = 1800$ мм.

Основные размеры верхней и нижней камер дюкера приведены в таблице 3.12.

Таблица 3.12 – Размеры верхней и нижней камер дюкера

Размер колодца в плане, мм	Диаметр труб d_y , мм	Высота рабочей части H_p , мм	h_2 , мм	Расстояние между осями труб, мм
2000	150	1800	250	500
	200		250	600
	250		250	625
2500	300	2400	250	970
	350		250	1040
	400		250	1120
3000×2500	500	2700	300	1330
	600		300	1490

Камеры напорного дюкера состоят из тех же элементов, что и водопроводные колодцы: днища, рабочей части, горловины с люком и крышкой.

Рабочая часть и горловина набираются по тому же методу, что и канализационные колодцы. Перед подключением к самотечной канализационной сети после выпускной камеры дюкера обязательно устройство колодца-гасителя, место расположения которого уточняется расчетом. Расчет напорного дюкера ведется по вышеизложенной методике.

3.2.5 Выпуски сточных вод в водные объекты

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

Выпуски классифицируются:

- по месту расположения: береговые, русловые;
- конструкции: затопленные, незатопленные, сосредоточенные, рассеивающие и эжекторные.

Конструкция выпусков принимается с учетом требований судоходства, режимов уровней волновых воздействий, а также морфологических, гидрологических характеристик водотоков, геологических условий и режима формирования русел.

Береговые выпуски могут быть затопленные и незатопленные.

Затопленный выпуск представляют собой береговой колодец с выходом сточных вод под уровень воды в водном объекте.

Незатопленный береговой выпуск устраивается в виде открытого быстрого потока, канала, консольного сброса (рисунок 3.24).

Из-за небольшой эффективности смешения сточных вод береговые выпуски используют в основном для сброса поверхностных и условно чистых сточных вод.

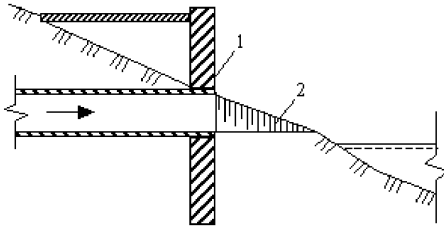


Рисунок 3.24 – Незатопленный береговой выпуск:
1 – бетонная стенка; 2 – лоток

Русловый выпуск представляет собой трубопровод, выдвинутый в русло реки. Выпуски этого типа подразделяются на сосредоточенные, рассеивающие и эжекторные (рисунок 3.25).

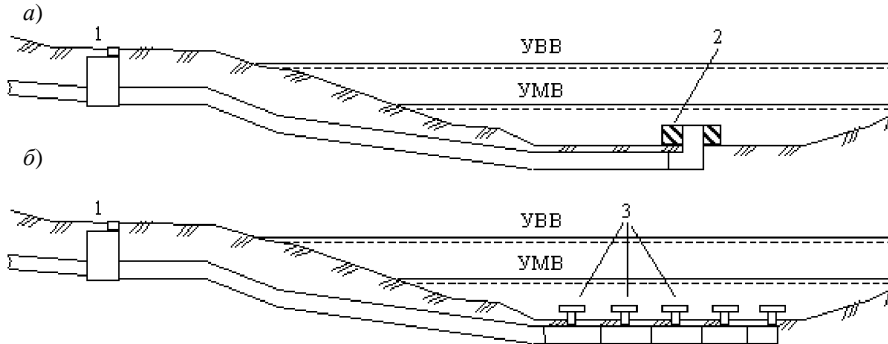


Рисунок 3.25 – Схемы русловых выпусков:
а – сосредоточенный; б – рассеивающий;

1 – береговой колодец; 2 – бетонный оголовок; 3 – оголовки с насадками

Сосредоточенный русловый выпуск заканчивается оголовком в виде бетонного блока. Трубопроводы русловых выпусков проектируются из стальных труб с усиленной изоляцией или пластмассовых труб с укладкой их в траншеях.

Рассеивающие выпуски имеют горизонтальный участок трубопровода, по всей длине которого расположены несколько оголовков или сделаны

прорези. Такой участок может быть расположен в канаве с засыпкой или приподнят над дном реки.

Эжекторные выпуски имеют несколько эжектирующих насадков на трубопроводе.

Оголовки предназначены для увеличения скорости истечения жидкости, бывают различных конструкций (рисунок 3.26).

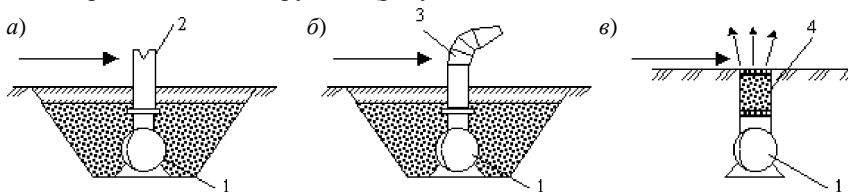


Рисунок 3.26 – Оголовки рассеивающих выпусков

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

1 – распределительный трубопровод; *2* – рассекатель; *3* – сопло; *4* – гравийная засыпка

Ливнеотводы предусматриваются в виде:

– выпусков с оголовками в форме стенок с открылками – при неукрепленных берегах;

– отверстия в подпорной стенке – при наличии набережных.

Ливнеспуски проектируются в виде камеры с водосливным устройством, рассчитанным на сбрасываемый в водный объект расход воды. Конструкция водосливного устройства принимается в зависимости от местных условий (местоположения ливнеспуска на главном коллекторе или притоке, максимального уровня воды в водном объекте).

3.3 Канализационные насосные станции

Канализационные насосные станции предусматриваются в следующих случаях:

– для транспортирования сточных вод на очистные сооружения от канализуемых территорий при невозможности безнапорного водоотведения (рисунок 3.27);

– на безнапорных сетях канализации – во избежание чрезмерного заглубления трубопроводов (рисунок 3.28);

– на очистных сооружениях – для транспортирования сточных вод и осадка.

Канализационные насосные станции в системах дождевой канализации предусматриваются при необходимости перекачки поверхностных сточных вод:

– с обвалованных территорий, расположенных ниже постоянного уровня водоприемника или уровня воды в нем во время весеннего паводка;

- с отдельных пониженных участков небольшой водосборной площади (транспортные тоннели, заглубленные сооружения и др.);
- при неблагоприятном рельефе местности для уменьшения глубины заложения коллекторов;
- через препятствия, в том числе овраги, водные объекты;
- для перекачки зарегулированных объемов дождевых сточных вод из аккумулирующих резервуаров на очистные сооружения. В системе дождевой канализации количество КНС по возможности должно быть минимальным.

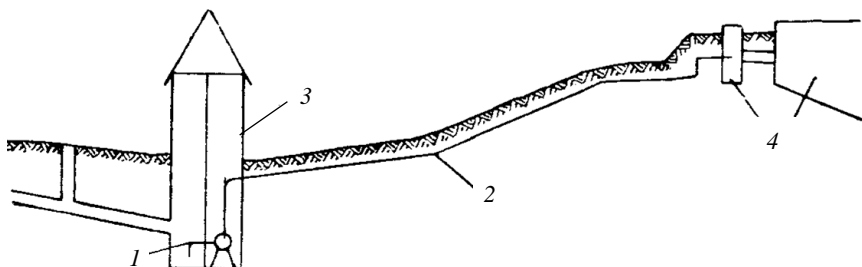


Рисунок 3.27 – Схема перекачки сточных вод на очистные сооружения:
 1 – всасывающий трубопровод; 2 – напорный трубопровод; 3 – павильон КНС;
 4 – очистные сооружения

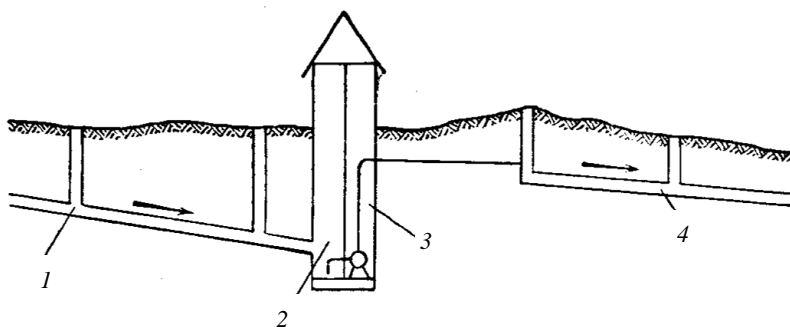


Рисунок 3.28 – Схема перекачки сточных вод из заглубленной части коллектора:
 1, 4 – коллектор; 2 – приемный резервуар; 3 – павильон КНС

В зависимости от **вида перекачиваемых сточных вод** КНС подразделяются на группы:

- для *хозяйственно-бытовых сточных вод* и смеси других видов сточных вод с хозяйственно-бытовыми;
- *производственных сточных вод* – к ним предъявляются определенные требования в зависимости от состава перекачиваемой жидкости, некоторые

конструкции и оборудование требуют периодической промывки и защиты от агрессивной среды.

– *поверхностных сточных вод* – устанавливаются, если дождевые сточные воды невозможно отвести самотеком.

– *осадка сточных вод* – входят в состав сооружений, предназначенных для очистки сточных вод и обработки осадка.

В зависимости от **производительности** КНС подразделяются:

– на малой производительности с суммарной подачей рабочих насосных агрегатов менее 100 дм³/с (менее 360 м³/ч);

– средней производительности с суммарной подачей рабочих насосных агрегатов от 100 до 1000 дм³/с (от 360 до 3600 м³/ч);

– большой производительности с суммарной подачей рабочих насосных агрегатов более 1000 дм³/с (более 3600 м³/ч).

Канализационные насосные станции по **надежности действия** подразделяются на три категории (таблица 3.13).

Таблица 3.13 – Категории надежности и режимы работы КНС

Категория надежности действия	Характеристика режима работы КНС
Первая	Не допускается перерыв или снижение подачи
Вторая	Допускается перерыв подачи сточных вод не более 6 ч
Третья	Допускается перерыв подачи сточных вод не более 1 сут
<i>Примечание</i> – Перерыв в работе КНС второй и третьей категорий возможен при учете технологических условий производства или при прекращении водоснабжения населенных пунктов не более чем на 1 сут при численности населения до 5000 чел.	

Для обеспечения требований надежности на каждой КНС отводящей *неагрессивные* сточные воды различного происхождения, предусматривается наличие резервных насосов, для первой категории – не менее двух. Если КНС перекачивает *агрессивные среды*, требования к количеству резервных насосов более жесткие для любой категории надежности (не менее 50 % от числа рабочих насосов).

По **назначению** КНС подразделяют:

– на *главные*, предназначенные для перекачивания сточных вод от всего объекта канализования на очистные сооружения;

– *районные*, обеспечивающие отведение сточных вод к очистным сооружениям или к ближайшему коллектору в определенной части промышленной или жилой территории;

– *местные*, предназначенные для перекачки сточных вод от отдельных объектов.

Местные и районные КНС перекачивают сточные воды от низких отметок к более высоким.

По *расположению* КНС бывают заглубленные; наземные; частично заглубленные.

В зависимости от *характера управления оборудованием КНС* делятся на три вида:

1) *дистанционные* – контроль и регулирование их работы происходит из удаленного диспетчерского пункта;

2) *автоматические* – управление осуществляется приборами и устройствами, работа которых автоматизируется при поднятии уровня воды выше определенной отметки. При возможной аварии или поломке основного насоса предусмотрено включение резервного оборудования;

3) *с ручным управлением* – любые операции выполняет обслуживающий персонал.

Тип насосной станции выбирается в зависимости:

– от характера перекачиваемых сточных вод;

– суточной подачи;

– глубины заложения подводящего коллектора;

– гидрогеологических условий.

Место расположения насосной станции в общей схеме канализации выбирается с учетом планировочных, санитарных, геологических, гидрогеологических и топографических условий местности.

КНС располагаются в отдельно стоящих зданиях, за исключением:

– насосных установок внутренней канализации зданий;

– КНС для перекачки производственных сточных вод, размещаемых в блоке с производственными зданиями или в производственных помещениях соответствующей категории производственных процессов;

– КНС, размещаемых в производственных помещениях, предназначенных для очистки сточных вод.

Канализационные насосные станции бывают двух типов: совмещенного и с отдельным приемным резервуаром (рисунок 3.29).

Станции с отдельно расположенным приемным резервуаром предусматриваются при перекачке производственных сточных вод, содержащих горючие, взрывоопасные, летучие токсичные вещества.

Компоновка зданий КНС принимается на основании технико-экономического сравнения вариантов, в зависимости от вида перекачиваемых сточных вод или осадка, производительности, гидрогеологических и геологических условий, застройки в месте расположения КНС, типа применяемых насосных агрегатов.

При *погружном монтаже* насосных агрегатов (рисунок 3.30) не устраивается машинное отделение и насосные агрегаты размещают непосредственно в приемном резервуаре.

Необходимость устройства помещений для размещения электрооборудования, санитарно-бытовых помещений определяется исходя из условий расположения КНС, степени автоматизации, возможности размещения электрооборудования вне зданий.

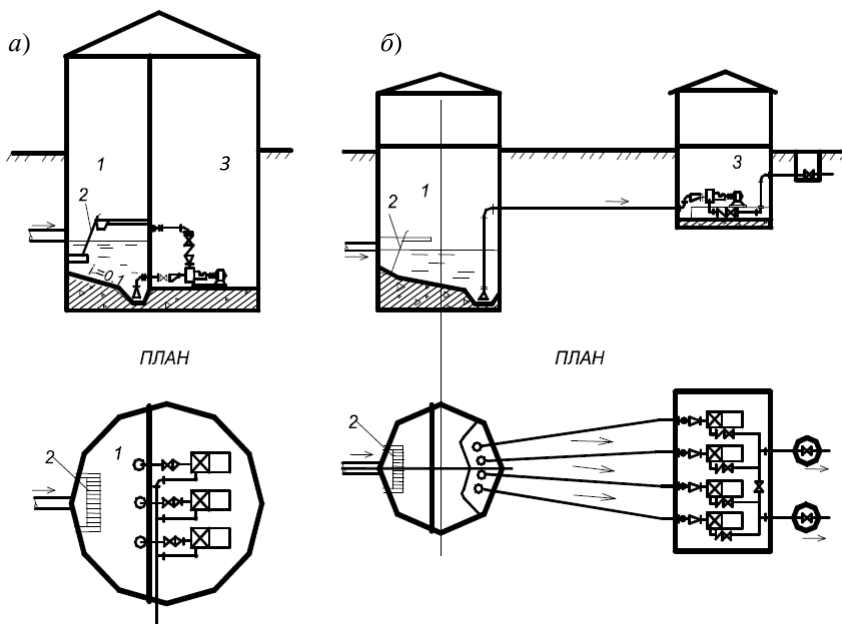


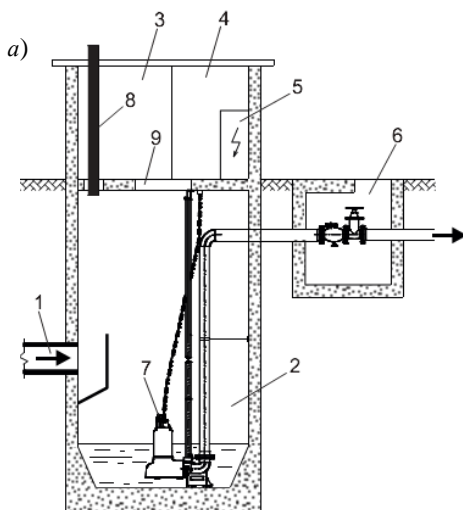
Рисунок 3.29 – Схемы канализационных насосных станций:

а – совмещенного типа; *б* – с отдельным резервуаром; 1 – приемный резервуар; 2 – сороудерживающая решетка; 3 – машинное отделение

Рисунок 3.30 (начало) – Схемы компоновки КНС с погружным монтажом насосных агрегатов:

а – с надземной частью здания КНС, перекрывающей приемный резервуар, с его вентиляцией через крышу надземной части здания;

1 – подводящий коллектор; 2 – приемный резервуар; 3 – санитарно-бытовые помещения; 4 – помещение для размещения электрооборудования; 5 – система электроснабжения и управления; 6 – колодец для размещения арматуры; 7 – насосный агрегат; 8 – вентиляционный трубопровод; 9 – монтажный проем в перекрытии



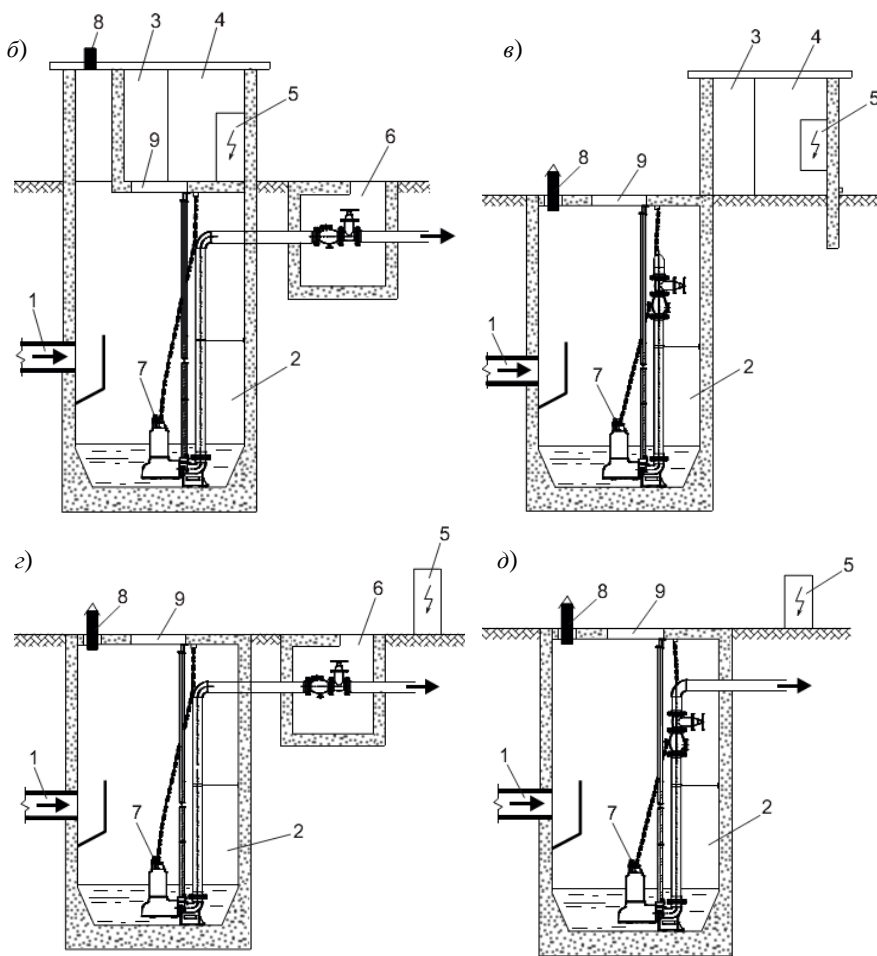


Рисунок 3.30 (окончание) – Схемы компоновки КНС с погружным монтажом насосных агрегатов:

- б* – с надземной частью здания КНС, частично перекрывающей приемный резервуар;
- в* – с надземной частью здания КНС, не перекрывающей приемный резервуар;
- г* – без надземной части здания КНС с размещением запорно-регулирующей арматуры в отдельном колодце;
- д* – без надземной части здания с размещением запорно-регулирующей арматуры в приемном резервуаре

Запорная и предохранительная арматура устанавливается в камере переключений, расположенной вне приемного резервуара для обеспечения доступности при эксплуатации и предотвращения коррозии арматуры.

При *сухом монтаже* (рисунок 3.31) насосные агрегаты размещаются в машинном отделении, отделенном от приемного резервуара глухой водонепроницаемой разделительной перегородкой.

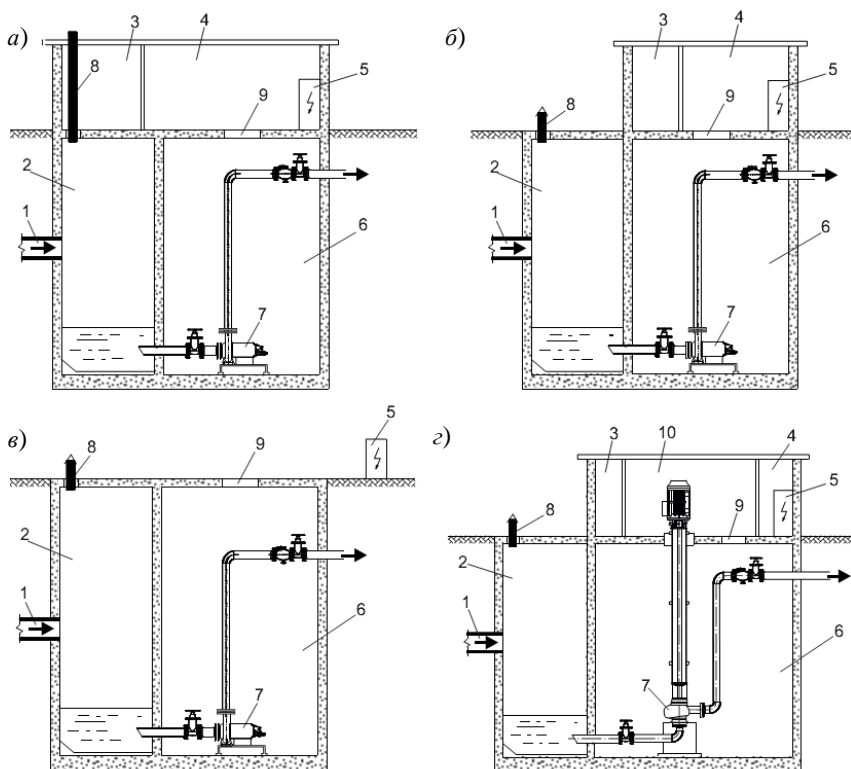


Рисунок 3.31 – Схемы компоновки КНС с сухой установкой насосных агрегатов:
а – с надземной частью здания КНС, перекрывающей приемный резервуар, с его вентиляцией через крышу надземной части здания; *б* – с надземной частью здания КНС, перекрывающей только машинное отделение; *в* – без надземной части здания КНС с размещением запорно-регулирующей арматуры в машинном отделении; *г* – с надземной частью здания КНС, перекрывающей только машинное отделение и с оснащением насосными агрегатами с трансмиссионным валом;

1 – подводящий коллектор; 2 – приемный резервуар; 3 – санитарно -бытовые помещения; 4 – помещение для размещения электрооборудования; 5 – система электроснабжения и управления; 6 – машинное отделение; 7 – насосный агрегат; 8 – вентиляционный трубопровод; 9 – монтажный проем в перекрытии; 10 – помещение для размещения электродвигателей

На КНС большой производительности сухой монтаж насосных агрегатов в машинном отделении является более предпочтительным вариантом, обеспечивающим более высокую степень доступности для контроля,

технического обслуживания и ремонта, а также более высокую степень санитарной безопасности для персонала, производящего техническое обслуживание КНС.

Для большинства канализационных насосных станций приемлем совмещенный тип станций, в которых приемный резервуар и машинный зал расположены в одном здании, но разделены глухой водонепроницаемой перегородкой.

В *состав* КНС входят:

- приемный резервуар, оборудованный решетками;
- машинное отделение, где размещены насосные агрегаты;
- производственно-вспомогательное и бытовое помещения.

Помещение решеток и машинное отделение оборудуются подъемно-транспортными средствами.

В общем машинном отделении не допускается установка насосных агрегатов, которые предназначены для перекачки сточных вод, содержащих горючие, легковоспламеняющиеся, взрывоопасные, летучие и токсичные вещества, совместно с насосными агрегатами для перекачки других категорий сточных вод.

Компоновка КНС и обвязка оборудования должны обеспечивать замену насосных агрегатов, арматуры и отдельных узлов без остановки работы КНС. На подводящем коллекторе КНС должно быть предусмотрено запорное устройство с приводом, управляемым с поверхности земли.

Приемный резервуар и решетки, совмещенные в одном здании с машинным отделением, должны быть отделены от него глухой водонепроницаемой перегородкой. Сообщение через дверь между машинным отделением и помещением решеток допускается только в незаглубленной части здания при обеспечении мероприятий, исключающих попадание сточных вод в машинное отделение при подтоплении сети.

Надземная часть здания КНС должна быть защищена от затопления и несанкционированного доступа.

Вентиляция приемного резервуара и машинного отделения выполняются отдельными трубопроводами.

Форма здания в плане может быть прямоугольной при неглубоком залегании подводящего коллектора (до 3–4 м) и строительстве открытым способом в сухих устойчивых грунтах. Глубокие станции целесообразно строить опускным способом с подземной шахтой круглой формы.

В станциях совмещенного типа насосы, как правило, располагаются под заливом, т. е. ось насоса размещается ниже горизонта воды в резервуаре.

Насосные агрегаты, оборудование и трубопроводы выбираются в зависимости от расчетного притока и характеристик сточных вод или осадков, высоты подъема, с учетом характеристик насосов и напорных трубопроводов, а также очередности ввода в действие объекта.

При реконструкции КНС общая подача рабочих насосных агрегатов определяется на основании технологических изысканий, включающих изучение режима притока сточных вод на КНС, минимальных и максимальных расходов, давления в напорных трубопроводах не менее чем за предшествующий трехлетний период.

Производительность КНС для перекачки поверхностных сточных вод принимается с учетом незатопляемости пониженных территорий при установленном периоде однократного переполнения сети и регулирования расхода поверхностных сточных вод.

При использовании емкости приемного резервуара КНС для регулирования расхода поверхностных сточных вод производительность насосных агрегатов, установленных на КНС, определяется с учетом коэффициента регулирования.

Количество рабочих насосных агрегатов принимается на основании технико-экономических расчетов в зависимости от требуемой производительности, неравномерности притока сточных вод на КНС, возможности регулирования подачи.

Количество резервных насосных агрегатов назначается в соответствии с таблицей 3.14, за исключением КНС для перекачки поверхностных сточных вод, где резервные насосы допускается не предусматривать.

Вместимость подземного резервуара КНС определяется в зависимости:

- от притока сточных вод;
- производительности насосных агрегатов;
- допустимой частоты их включения и условий охлаждения электродвигателей насосных агрегатов;
- размеров каналов со щитовыми затворами;
- количества и размеров размещенного в нем оборудования, с учетом требований к расстояниям между оборудованием и ограждающими конструкциями КНС.

В приемных резервуарах КНС производительностью свыше 100000 м³/сут, а также при необходимости разделения потоков сточных вод или осадка предусматриваются два отделения без увеличения общего объема.

Регулирующий объем приемного резервуара определяется в зависимости от допустимой частоты включения насосных агрегатов по формуле

$$V_p = 0,9 \frac{Q_n}{z}, \quad (3.22)$$

где Q_n – подача насосного агрегата максимальной производительности, л/с;
 z – допустимое количество включений насосного агрегата в час, принимается по данным производителей, но не более: 15 – при номинальной мощности электродвигателя до 75 кВт; 10 – при номинальной мощности электродвигателя от 75 до 200 кВт; 8 – свыше 200 кВт.

Таблица 3.14 – Количество резервных насосных агрегатов в канализационной насосной станции

Хозяйственно-бытовые и близкие к ним по составу производственные сточные воды				Агрессивные сточные воды	
Количество насосных агрегатов					
рабочих	рабочих для категории надежности действия КНС			рабочих	рабочих для любой категории надежности действия КНС
	первой	второй	третьей		
Один	Один и один на складе	Один	Один	Один	Один и один на складе
Два	Один и один на складе	Один	Один	Два-три	Два
Три и более	Один и один на складе	Один и один на складе	Один и один на складе	Четыре	Три
				Пять и более	Не менее 50 %
<p><i>Примечание</i> – При установке насосных агрегатов повышенной надежности, а также при возможности замены насосного агрегата в течение 4 ч количество резервных насосных агрегатов может быть уменьшено на один при условии хранения данного резервного насосного агрегата на складе при обеспечении требований по подаче расчетных расходов сточных вод в случае аварии.</p>					

Вместимость *резервуара иловой станции* при перекачке осадка за пределы станции очистки сточных вод определяется исходя из условия непрерывной работы насоса в течение 15 мин с учетом уменьшения указанной продолжительности в случае непрерывного поступления осадка из очистных сооружений во время работы насоса.

Заглубление приемного резервуара должно обеспечивать поступление сточных вод из подающего коллектора без подпора.

Конструкция и форма приемного резервуара должны обеспечивать благоприятные гидравлические условия эксплуатации насосов, а также предотвращение выделения газов из сточных вод, попадания воздуха в насосы, отложения осадка на дне и элементах смонтированного в приемном резервуаре оборудования.

Уклон дна резервуара к приямкам принимается не менее 0,1. Для резервуаров с уменьшающимися по глубине размерами в плане и для приямков уклоны их стен к горизонту принимаются не менее 60° для бетонных и не менее 45° – для гладких поверхностей (пластик, бетон с полимерным покрытием).

Приемные резервуары оборудуются устройствами для взмучивания осадка и обмыва резервуара.

В приемных резервуарах КНС, перекачивающих сточные воды, смешение которых может вызвать образование вредных газов, осаждающихся или

токсичных веществ, а также при необходимости выделения отдельных потоков сточных вод должны предусматриваться отдельные секции для каждого потока.

Приемные резервуары производственных сточных вод, содержащих горючие, легковоспламеняющиеся, взрывоопасные или летучие токсичные вещества, должны выполняться отдельно стоящими.

Расстояние от наружной стены данных резервуаров должно быть, м, не менее:

- 10 – до зданий КНС;
- 20 – до других производственных зданий;
- 100 – до общественных зданий.

Количество резервуаров должно быть не менее двух при непрерывном поступлении сточных вод. При периодических сбросах допускается предусматривать один резервуар при условии обеспечения возможности проведения ремонтных работ.

Отметка уровня сточных вод в приемном резервуаре, соответствующая нижней границе регулирующего объема при погружном монтаже насосного агрегата, принимается из условия предотвращения попадания воздуха в насосный агрегат и обеспечения кавитационного запаса с учетом метода охлаждения электродвигателя насосного агрегата.

Отметка уровня сточных вод в приемном резервуаре, соответствующая верхней границе регулирующего объема, должна быть ниже отметки уровня лотка подводящего коллектора для предотвращения его подтопления.

При размещении в приемном резервуаре нескольких насосных агрегатов расстояния между ними, а также расстояние от насоса до стенок приемного резервуара принимается в соответствии с указаниями производителей. При отсутствии указанных данных расстояние между осями погружных насосов принимается не менее двукратного диаметра насоса, расстояние от насоса до стенок приемного резервуара – не менее 0,8 диаметра насоса.

При размещении обратного клапана и задвижки в приемном резервуаре они устанавливаются в верхней части напорного трубопровода выше максимального уровня сточных вод.

Трубопроводы, подающие сточные воды в приемный резервуар, располагаются выше уровня регулирующего объема приемного резервуара.

Решетки и вспомогательное оборудование для обработки отбросов в приемном резервуаре располагаются выше максимального уровня регулирующего объема приемного резервуара.

Для предотвращения попадания воздуха в насосный агрегат вследствие образования воронки над всасывающим трубопроводом он располагается под уровнем сточной воды в приемном резервуаре с минимальной высотой слоя.

Для предотвращения попадания воздуха в насосный агрегат вследствие чрезмерной турбулизации сточных вод в приемном резервуаре необходимо

предусматривать устройства для гашения напора потока сточных вод в подводящем трубопроводе и сопряжения потоков.

Размеры машинного отделения принимаются с учетом размеров насосных агрегатов и обеспечения свободного пространства между ними и пространства для размещения лестниц и другого оборудования. Расположение оборудования должно обеспечивать безопасность и возможность его обслуживания и ремонта в соответствии с требованиями [6].

В машинном отделении **ширина проходов**, м, должна быть не менее:

- 1,0 – между насосными агрегатами;
- 0,7 – между насосными агрегатами и стенами в помещениях, расположенных в подземной части КНС;
- 1,0 – между насосными агрегатами и стенами в помещениях, расположенных в других частях КНС;
- 0,7 – между неподвижными выступающими частями оборудования;
- 2,0 – перед распределительным электрическим щитом.

Высота машинного отделения принимается в зависимости:

- от типа грузоподъемных устройств для монтажа и демонтажа насосного оборудования;
- габаритных размеров насосных агрегатов;
- расположения приемного резервуара.

Схема размещения трубопроводов в КНС и их присоединения к насосным агрегатам принимается с учетом обеспечения возможности отключения и демонтажа отдельных агрегатов без нарушения работоспособности КНС.

Присоединение вертикальных участков напорных трубопроводов от насосных агрегатов к сборному горизонтальному напорному трубопроводу КНС предусматривается в горизонтальной плоскости с их врезкой в боковую часть по оси через плавный поворот или по верхней образующей сборного напорного трубопровода, при этом угол между направлением движения воды в сборном напорном трубопроводе и направлением движения воды в присоединяемом трубопроводе должен быть более 90° по направлению потока.

Трубопроводы прокладываются над поверхностью пола или по стенам здания с креплением в вертикальной и горизонтальной плоскостях, а также в каналах, при обеспечении возможности доступа к ним для проведения работ по техническому обслуживанию и ремонту.

К каждому насосу подключается самостоятельный всасывающий трубопровод, который прокладывается с подъемом к насосу агрегату с уклоном не менее 0,005.

Диаметр всасывающего трубопровода принимается в зависимости от требуемой скорости движения воды в нем 1,0–1,5 м/с, но не менее диаметра всасывающего отверстия насоса. Максимальная скорость движения воды во всасывающем трубопроводе не должна превышать 3,0 м/с.

Для обеспечения монтажа и демонтажа трубопроводов на них предусматриваются *монтажные патрубки*.

При длине всасывающего трубопровода более 5 м применяется *гибкая монтажная вставка* для предотвращения передачи усилий и вибрационного воздействия от трубопроводов на насосный агрегат.

На напорном трубопроводе между каждым насосным агрегатом и задвижкой устанавливается *обратный клапан*, на всасывающем трубопроводе – *задвижка*.

Для отведения воды из машинного отделения устраиваются *дренажные приемки* с насосами для отведения воды в приемный резервуар КНС. Приемок размещается в самой низкорасположенной части машинного отделения. Для стока воды полы и каналы машинного зала проектируются с уклоном от 0,03 до 0,05 к сборному приемку. Длина и ширина дренажного приемка принимается с учетом габаритных размеров дренажных насосных агрегатов не менее 0,5 м и глубина – не менее 0,3 м.

При невозможности отведения сточных вод из дренажного приемка в приемный резервуар КНС предусматривается подача сточных вод из дренажного приемка в колодец-гаситель с его последующим присоединением к безнапорной канализационной сети.

Количество напорных трубопроводов от КНС принимается на основании технико-экономического обоснования с учетом очередности строительства, возможности устройства аварийного выпуска, использования аккумулирующей емкости сети.

Для КНС первой и второй категорий надежности действия принимается не менее двух параллельных напорных трубопроводов.

Для КНС, перекачивающих поверхностные сточные воды, как правило, принимается один напорный трубопровод.

Для КНС первой категории надежности действия при двух и более напорных трубопроводах при необходимости предусматривается переключение между ними.

Насосы устанавливаются под заливом перекачиваемой жидкостью, за исключением КНС, в которых может обеспечиваться запуск и бескавитационные условия работы насосов при их размещении выше уровня сточных вод в приемном резервуаре.

Насосы для перекачки осадка сточных вод устанавливаются только под заливом или с подпором жидкости.

Скорости движения сточных вод или осадков во всасывающих трубопроводах должны исключать осаждение в них взвешенных веществ. Для хозяйственно-бытовых сточных вод минимальная расчетная скорость принимается с учетом рекомендаций в таблице 2.12.

В КНС для перекачки осадка должна быть предусмотрена возможность промывки и прочистки всасывающих и напорных трубопроводов.

Для защиты насосов от засорения в приемных резервуарах КНС необходимо предусматривать:

- выбор марок насосов с условным шаровым проходом и исполнением рабочих колес, обеспечивающими их эксплуатацию без блокировки;

- использование оборудования для задержания крупноразмерных примесей, транспортируемых сточными водами, в том числе решеток, сеток, сетчатых корзин;

- использование оборудования для измельчения крупноразмерных примесей до их поступления в насосы для обеспечения их дальнейшего перекачивания со сточной водой по напорным трубопроводам;

- применение насосов, оснащенных режущим механизмом для измельчения примесей;

- применение оборудования, обеспечивающего разделение и дальнейшее транспортирование крупноразмерных примесей со сточной водой по напорным трубопроводам без контакта примесей с насосом.

4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕТЕЙ ДОЖДЕВОЙ КАНАЛИЗАЦИИ

4.1 Общие закономерности выпадений дождей

4.1.1 Назначение дождевой сети

При благоприятных топографических условиях дождевые воды и воды от таяния снегов стекают по поверхности земли в ближайшие водные объекты. При отсутствии благоприятных условий поверхностные сточные воды застаиваются, образуя заболоченные зоны, что недопустимо для территорий населенных пунктов и промышленных предприятий.

Дождевая канализация предназначена для организации своевременного и достаточно быстрого отведения выпавших на территорию населенного пункта или промышленного предприятия осадков, талых вод и вод от поливки улиц, а также предотвращения затопления улиц и заболачивания низких мест.

Система дождевой канализации состоит из внутренней и наружной сети.

Атмосферные осадки с кровель зданий можно отвести как организованно, так и неорганизованно (естественным путем). Существует несколько способов удаления атмосферных осадков с крыш зданий:

1 *Наружная система* – состоит из расположенных снаружи здания лотков, желобов и водосточных стояков, изготовленных из листовой кровельной стали или полимерных материалов, выполняется:

- с *открытым выпуском воды* на тротуар, в зеленую зону или на проезжую часть улицы, примыкающую непосредственно к зданию;
- *закрытым выпуском воды* в дождевую канализацию или общесплавную сеть канализации.

2 *Внутренняя система* – состоит из расположенных снаружи водосточных воронок и водосточных стояков, расположенных внутри. Так же бывает с открытым и закрытым выпуском воды.

3 Очистка кровли от выпадающего снега *вручную или с использованием средств малой механизации* (сброс на свободные участки прилегающей к зданию территории) и последующий его вывоз на снегоплавильные станции или естественное таяние.

4 *Общесплавная система* внутренних водостоков предусматривает устройство водосточных воронок на канализационных стояках общесплавной системы водоотведения. Может устраиваться при общесплавной системе водоотведения или при наличии резерва мощности на очистных сооружениях

раздельной системы водоотведения, позволяющей присоединить водосточные воронки к канализационным стоякам. В практике такие условия встречаются крайне редко, поэтому эти системы практически не применяются.

5 *Открытый слив* дождевых и талых вод с кровель зданий:

– *неорганизованный* – при сбросе вод по всему периметру крыши, имеющей уклон;

– *сосредоточенный* – при открытом сбросе воды с помощью выносных лотков;

– *ориентированный* – при устройстве плоской крыши с нулевым уклоном со сбросом дождевых вод на подветренную сторону.

Применяется очень редко в связи с повышенными требованиями к благоустройству зданий.

6 Система удаления атмосферных осадков *при помощи их испарения* (бессточные крыши-ванны). Крыши-ванны нашли распространение в Канаде и других странах. В Российской Федерации и Республике Беларусь эта система не применяется из-за очень жестких требований, предъявляемых к долговечности и водонепроницаемости гидроизоляционных материалов.

Наибольшее распространение получили системы наружных и внутренних водостоков. Вновь строящиеся здания оборудуются, как правило, внутренними водостоками. Большинство уже существующих имеют наружные водостоки.

Системы наружных водостоков при устойчивых отрицательных температурах воздуха работают не всегда удовлетворительно. В результате образования наледи у водосточных воронок на кровле образуется подпор талых вод, что вызывает разрушение конструкции крыши, сырость в зданиях, ухудшение температурно-влажностного режима чердаков и т. д. Для устранения такой ситуации могут применяться антиобледенительные нагревательные системы. Недостатком таких систем является высокая стоимость.

Системы наружных водостоков с закрытым выпуском воды в сеть дождевой канализации, так называемые «системы рижского типа», не применяются в Республике Беларусь и в условиях средней полосы Российской Федерации из-за замерзания водосточных стояков, проходящих через слои мерзлого грунта, перед присоединением к закрытым городским сетям.

Самым совершенным и надежным способом отведения атмосферных осадков с кровель зданий являются **внутренние водостоки** (рисунок 4.1). Вода с кровли собирается в водосточные воронки и направляется в водосточные трубы (стояки), соединяющие воронки с подпольными или подвесными трубопроводами, откуда вода через выпуски отводится в наружные сети дождевой или общесплавной канализации, при их отсутствии – в лотки около здания (открытый выпуск). При этом предусматриваются мероприятия, исключающие размыв поверхности земли около здания.

При обосновании может быть предусмотрено отведение воды из системы внутренних водостоков в систему производственной канализации незагрязненных или повторно используемых сточных вод.

Система внутреннего водостока должна полноценно функционировать как при положительных, так и при отрицательных температурах. При устройстве внутренних водостоков в неотапливаемых зданиях должны быть предусмотрены мероприятия, обеспечивающие получение положительной температуры в трубопроводах и водосточных воронках при отрицательной температуре наружного воздуха (электрообогрев, обогрев с помощью пара и т. д.).

Для внутренних водостоков применяются трубы из полимерных материалов или чугунные напорные трубы. Допускается применение стальных труб, имеющих антикоррозионное покрытие внутренней и наружной поверхностей.

В жилых зданиях водосточные стояки прокладываются во внеквартирных помещениях (на лестничных клетках, в общих коридорах, лифтовых холлах, помещениях мусоропровода), не смежных с жилыми комнатами, в общественных зданиях – в коридорах, подсобных помещениях, санитарных узлах.

Главным элементом системы внутренних водостоков является *водосборная воронка*, обеспечивающая быстрый и эффективный сбор воды с большого участка кровли. Часто воронки снабжены решетками, фильтрующими поступающую воду и задерживающими листву и прочий мусор. Решетки делаются съёмными – для простоты очистки.

Присоединение чугунных водосточных воронок к стоякам предусматривается при помощи компенсационных раструбов с эластичной заделкой. Соединение водосточного стояка из полимерных материалов с чугунной водосточной воронкой осуществляется переходными деталями из полимерных материалов.

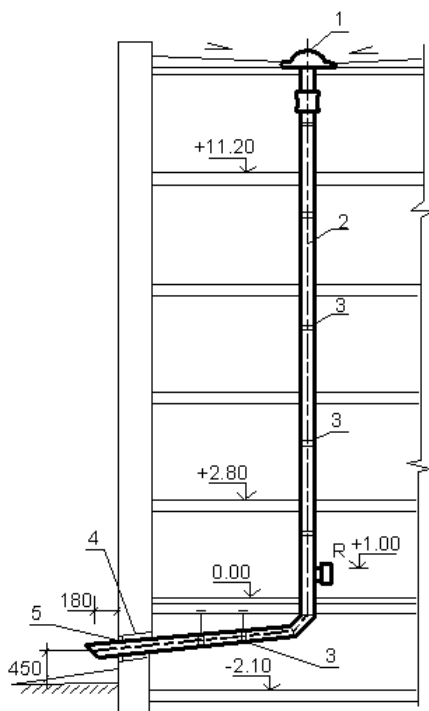


Рисунок 4.1 – Схема внутреннего водостока:

- 1 – воронка; 2 – водосточный стояк;
- 3 – крепления стояка и выпуска;
- 4 – гильза, зачеканенная смоляной прядью; 5 – цементная штукатурка

Наружная сеть дождевой канализации бывает трех типов:

– *открытая сеть* состоит из лотков и каналов, по которым дождевые воды удаляются за пределы населенных пунктов и промышленных предприятий, устраивается при малой плотности застройки, малом населении и малом количестве осадков.

– *сеть закрытого типа* устраивается в современных благоустроенных городах и предусматривает отведение дождевых и талых сточных вод по лоткам уличных проездов в дождеприемники и затем по сети подземных трубопроводов на очистные сооружения к месту выпуска в водный объект.

– *смешанная сеть* состоит из труб, прокладываемых под землей, и уличных лотков, что позволяет сократить капиталовложения на строительство.

Как правило, отведение дождевых и талых сточных вод производится самотеком. Исключения очень редки, например, когда имеются особо неблагоприятные условия рельефа местности.

4.1.2 Параметры, определяющие режим формирования расходов поверхностных сточных вод

Выпадение атмосферных осадков, потеря части воды, сток и испарение составляют основные звенья круговорота воды в природе. Осадки будут выпадать, если температура в облаке водяного пара упадет ниже точки росы (температуры, при которой ненасыщенный воздух при постоянном влагосодержании становится насыщенным). Выпадению осадков предшествует конденсация водяного пара. Охлаждение водяного пара может быть вызвано различными факторами:

- подъемом воздуха на горную цепь (орографические осадки);
- прохождением холодных фронтов (фронтальные, циклонные осадки);
- нагреванием воздуха подстилающей поверхности (конвективные осадки).

В последнем случае возникают грозы, при которых осадки выпадают интенсивно, в течение очень непродолжительного времени, но часто.

Характеристиками дождя являются:

Количество осадков – общий объем воды, содержащейся в осадках, выпавших на площадь данной территории за определенный период времени.

Слой осадков – высота слоя осадков (H , мм), выпавшей на поверхность данной территории за какой-либо промежуток времени, равномерно распределенного по площади этой территории воды при отсутствии стока, просачивания и испарения.

Продолжительностью выпадения – выражается в единицах времени – часах, минутах и секундах.

Интенсивность дождей – отношение количества выпавших осадков к продолжительности их выпадения (i , мм/мин или мм/ч). Данный показатель может иметь значение в пределах от 0,25 до 100 мм/ч. В инженерных

расчетах интенсивность дождей q выражается в л/с на 1 га. Связь между данными параметрами описывается выражением

$$q = 0,001 \cdot 1000 \cdot 1000i/60 = 166,7i. \quad (4.1)$$

В процессе выпадения дождя интенсивность его меняется. Поэтому существует понятие *мгновенной* интенсивности в какой-то момент времени и *средней* интенсивности за какой-либо промежуток времени.

Для изучения климатических особенностей ведутся метеорологические наблюдения.

Средняя интенсивности осадков за промежуток времени, мм/мин, может быть определена по формуле

$$i = H / t, \quad (4.2)$$

где H – количество осадков, выпавших за рассматриваемый период времени, мм;

t – промежуток времени, мин.

Повторяемость осадков (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 интенсивности этого дождя:

$$S = 1/p. \quad (4.3)$$

Дожди по морфологическим признакам подразделяются на виды:

Моросящий дождь – количество выпавших осадков минимально, интенсивность дождя не превышает 0,01 мм/мин, капли имеют наименьший диаметр.

Обложной дождь – темные облака с дождем закрывают небо и распространяются на многие километры, осадки могут выпадать несколько часов, дней, а то и недель. Интенсивность таких дождей невелика, превышает морось примерно в 4–6 раз, однако затяжной характер позволяет насытить воздух влагой, увеличивая общую влажность. Продолжительный характер обложного дождя оказывает негативное воздействие на сельское хозяйство.

Ливень – это сильный дождь, который начинается внезапно, довольно часто сопровождается шквалистым ветром и грозами. Диаметр капель имеет максимальное значение, а интенсивность превышает 1 мм/мин. При сильных ливнях, продолжающихся в течение нескольких часов, может быть нанесен серьезный урон всей местности. Ливень может стать причиной таких явлений, как наводнение, оползни, эрозия почвы.

Режим увлажнения в основном определяется выпавшими осадками, которые характеризуются фазовым состоянием, количеством, интенсивностью и продолжительностью выпадения.

Осадки в зависимости от фазового состояния разделяются:

- на твердые (снег, град, снежная «крупка», гололед, иней),
- жидкие (дождь),
- смешанные (снег с дождем, мокрый снег).

Поля осадков состоят из отдельных пятен, имеющих вид кругов или эллипсов с размерами от сотен метров до нескольких десятков километров. Эти пятна называются **очагами**. Размеры очага на ЕТР – не более 20 км². Одноочаговые дожди имеют один максимум интенсивности, а многоочаговые – несколько.

Для измерения количества атмосферных осадков за различные промежутки времени используются приборы, которые называются *дождемеры* или *осадкомеры*. Дождемеры бывают простые и самопишущие. Стандартные простые осадкомеры состоят из приемной воронки с калиброванным входным отверстием и водосборника, где хранится собранная вода. Простой дождемер устанавливается на столбе высотой 2 м. Такие приборы позволяют измерять количество осадков 1 раз в сутки.

С помощью **плювиографа** записываются количество выпавших осадков в каждый момент времени и интервалы времени, в течение которых выпадает определенное количество осадков (плювиограммы).

Плювиограф состоит из трех узлов: система для сбора осадков, механизм для измерения и регистратор сумм осадков во времени. Механизмы для измерения количества осадков бывают различной конструкции, самый простой из них – *поплавковый*, который состоит из камеры с поплавком. При поступлении воды поплавок поднимается и передвигает перо. Вода из камеры периодически сливается до нулевого уровня.

Недостатком таких плювиографов является большая погрешность измерения при расшифровке регистрирующих лент.

Полностью автоматическое и дистанционное измерение обеспечивает простой по конструкции прибор – *челночный плювиограф*.

Для непосредственного измерения интенсивности осадков существуют **интенсиметры**. Например, *интенсиметр Жорди* использует принцип поплавкового клапана.

4.2 Определение расчетных расходов дождевых и талых сточных вод

4.2.1 Определение объемов поверхностных сточных вод

Объемы поверхностных (дождевых и талых) сточных вод, формирующихся на водосборном бассейне системы дождевой канализации, определяются по данным ближайших метеорологических станций за различные периоды (декада, месяц, год за теплый период года), а также за отдельные дожди и дождливые периоды.

Среднегодовой объем поверхностных сточных вод W_{Γ} , м³, образующихся на селитебных территориях и площадках предприятий в период выпадения дождей, таяния снега и мойки дорожных покрытий, определяется по формуле

$$W_{\Gamma} = W_{\text{д}} + W_{\text{т}} + W_{\text{м}}, \quad (4.4)$$

где $W_{\text{д}}$, $W_{\text{т}}$, $W_{\text{м}}$ – среднегодовые объемы соответственно дождевых, талых и поливомоечных сточных вод, м³.

Среднегодовой объем дождевых $W_{\text{д}}$ и талых $W_{\text{т}}$ сточных вод, отводимый с селитебных территорий и площадок промышленных предприятий, определяется по формулам

$$W_{\text{д}} = 10h_{\text{д}}\Psi_{\text{д}}F, \quad (4.5)$$

$$W_{\text{т}} = 10h_{\text{т}}\Psi_{\text{т}}F, \quad (4.6)$$

где $h_{\text{д}}$, $h_{\text{т}}$ – слои осадков, мм, соответственно за теплый и холодный периоды года, принимается по данным ближайшей метеорологической станции или по таблице А.1;

$\Psi_{\text{д}}$, $\Psi_{\text{т}}$ – общие коэффициенты стока соответственно дождевых и талых сточных вод;

F – общая площадь стока, га.

Коэффициент стока дождевых сточных вод $\Psi_{\text{д}}$ для общей площади стока F рассчитывается как средневзвешенная величина из частных значений для площадей стока с разным видом поверхности, принимаемых по таблице 4.1.

Общий коэффициент стока талых сточных вод $\Psi_{\text{т}}$ с застроенных территорий населенных пунктов и площадок предприятий с учетом уборки снега и потерь воды за счет частичного впитывания водопроницаемыми поверхностями в период оттепелей принимается равным 0,5–0,7 [20].

Годовой объем поливомоечных сточных вод, стекающих с площади стока,

$$W_{\text{м}} = 10mk\Psi_{\text{м}}F_{\text{м}}, \quad (4.7)$$

где m – удельный расход воды на одну мойку дорожных покрытий, л/м²;

k – среднее количество моек в году;

$\Psi_{\text{м}}$ – коэффициент стока для поливомоечных вод, допускается принимать равным 0,5 [20];

$F_{\text{м}}$ – площадь твердых покрытий, подвергающихся мойке, га.

Удельный расход воды на мойку дорожных покрытий и среднее количество моек в году принимается на основании данных специализированных организаций, производящих мойку дорожных покрытий. При отсутствии данных среднее количество моек в году принимается равным 150 [20].

Таблица 4.1 – **Общий коэффициент стока [20]**

Вид поверхности или площади стока	Общий коэффициент стока
Кровли и асфальтобетонные покрытия	0,6–0,8
Бульжные или щебеночные мостовые	0,4–0,6
Кварталы города без дорожных покрытий, небольшие скверы, бульвары	0,2–0,3
Грунтовые поверхности	0,2
Газоны	0,1
Кварталы с современной застройкой	0,4–0,5
Средние города	0,4–0,5
Небольшие города и поселки	0,3–0,4

4.2.2 Определение расчетных расходов поверхностных сточных вод в коллекторах дождевой канализации

Расходы дождевых вод, л/с, определяются по методу предельных интенсивностей

$$q_r = k \frac{Z_{\text{mid}} A^{1,2} F}{t_r^{1,2n-0,1}}, \quad (4.8)$$

где k – коэффициент, учитывающий снижение расхода при расчетной продолжительности протекания дождевых вод менее 10 мин, определяется в зависимости от расчетной продолжительности дождя;

Z_{mid} – среднее значение коэффициента, характеризующего поверхность бассейна стока (коэффициент покрова);

A, n – параметры дождя;

F – расчетная площадь стока, га, равная всей площади стока или ее части, дающей максимальный расход стока;

t_r – расчетная продолжительность дождя, равная продолжительности протекания поверхностных сточных вод по поверхности и трубам до расчетного участка, мин.

Если территория имеет уклон поверхности от 0,008 до 0,01 и более в сторону уличных проездов, то в расчетную площадь стока необходимо включать прилегающую к проезду полосу шириной от 50 до 100 м.

Когда площадь стока составляет 500 га и более, в формулу (4.8) вводится поправочный коэффициент K , учитывающий неравномерность выпадения дождя по площади, принимаемый по таблице 4.2.

Среднее значение коэффициента, характеризующего поверхность бассейна стока Z_{mid} , определяется как средневзвешенное значение в зависимости от коэффициентов, характеризующих поверхность бассейна стока, принимаемых по таблицам 4.3 и 4.4.

Таблица 4.2 – Поправочный коэффициент K , учитывающий неравномерность выпадения дождя по площади стока

Площадь стока F , га	500	1000	2000	4000	6000	8000	10000
Коэффициент K	0,95	0,90	0,95	0,80	0,70	0,60	0,55

Таблица 4.3 – Значения коэффициентов покрова Z для различных видов поверхностей [20]

Поверхность	Коэффициент Z
Кровля зданий и сооружений, асфальтобетонные покрытия дорог	По таблице 3.2
Брусчатые мостовые и черные щебеночные покрытия дорог	0,224
Щебеночные покрытия, не обработанные вяжущими	0,125
Гравийные садово-парковые дорожки	0,090
Грунтовые поверхности (спланированные)	0,064
Газоны	0,038
<i>Примечание</i> – Указанные значения коэффициента Z допускается уточнять по местным условиям на основании соответствующих исследований.	

Таблица 4.4 – Значения коэффициентов покрова Z для водонепроницаемых поверхностей [20]

Параметр A	300	400	500	600	700	800	1000	1200	1500
Коэффициент Z	0,32	0,30	0,29	0,28	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23

Территории садов и парков, не оборудованные дождевой закрытой или открытой канализацией, в расчетной площади стока и при определении коэффициента Z_{mid} не учитываются.

В расчетную площадь стока **включаются** озелененные площади внутри кварталов (полосы бульваров, газоны и т. п.) и учитываются при определении коэффициента, характеризующего поверхность бассейна стока.

Параметры дождя A и n определяются по данным ближайших метеорологических станций. При отсутствии данных параметр A допускается определять по формуле [20]

$$A = q_{20} 20^n \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r} \right)^{1,54}, \quad (4.9)$$

где q_{20} – интенсивность дождя, л/с на 1 га, для данной местности продолжительностью 20 мин при $P = 1$ год (для Республики Беларусь определяется по таблице Б.1);

n – показатель степени, определяется в соответствии с таблицей Б.2;

P – период однократного превышения расчетной интенсивности дождя;

m_r – среднее количество дождей за год, принимается по таблице Б.3.

Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя принимается в зависимости от характера объекта канализования, условий расположения коллектора с учетом последствий, которые могут быть вызваны выпадением дождей, превышающих расчетные по таблице 4.5 – для территорий промышленных предприятий, по таблице 4.6 – для населенных пунктов, или определяется расчетом в зависимости от условий расположения коллектора, интенсивности дождей, площади бассейна и коэффициента стока по предельному периоду превышения.

Таблица 4.5 – Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P для территорий промышленных предприятий [20]

Результат кратковременного переполнения сети	Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P , годы, для населенных пунктов при значениях q_{20}	
	88–100	свыше 100
Технологические процессы предприятия: не нарушаются	0,5–1	1–2
нарушаются	1–2	2–5
<i>Примечание</i> – Для предприятий, расположенных в замкнутой котловине, период однократного превышения расчетной интенсивности дождя необходимо определять расчетом или принимать равным не менее чем 5 лет.		

Таблица 4.6 – Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P для населенных пунктов [20]

Условия расположения коллектора		Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P , годы, при значениях $q_{20} = 88 \dots 114$ л/с на 1 га
на проездах местного значения	на магистральных улицах	
Благоприятные и средние	Благоприятные	0,5–1
Неблагоприятные	Средние	1–2
Особо неблагоприятные	Неблагоприятные	3–5
—	Особо неблагоприятные	5–10
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Благоприятные условия расположения коллекторов: бассейн площадью до 150 га имеет плоский рельеф при среднем уклоне поверхности земли 0,005 и менее; коллектор проходит по водоразделу или в верхней части склона на расстоянии от водораздела не более 400 м.</p> <p>2 Средние условия расположения коллекторов: бассейн площадью свыше 150 га имеет плоский рельеф с уклоном 0,005 и менее; коллектор проходит в нижней части склона по тальвегу с уклоном склонов 0,02 и менее, при этом площадь бассейнов не превышает 150 га.</p> <p>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.</p> <p>4 Особо неблагоприятные условия расположения коллекторов: коллектор отводит воду из замкнутого пониженного места (котловины).</p>		

При проектировании дождевой канализации у зданий и сооружений, для которых установлены особые требования в части предотвращения затопления (метро, вокзалы, подземные переходы и др.), период однократного превышения расчетной интенсивности дождя определяется только расчетом с учетом предельного периода превышения расчетной интенсивности дождя, установленного в таблице 4.5. При этом периоды однократного превышения расчетной интенсивности дождя, определенные этим расчетом, не должны быть менее установленных в таблице 4.7.

Таблица 4.7 – Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P в зависимости от условий расположения коллектора [20]

Характеристика бассейна обслуживаемого коллектором	Значение предельного периода превышения интенсивности дождя P , годы, в зависимости от условий расположения коллектора			
	благоприятные	средние	неблагоприятные	особо неблагоприятные
Территории кварталов и проезды местного назначения	10	10	25	50
Магистральные улицы	10	15	50	100

Расчетная продолжительность протекания дождевых вод по поверхности и трубам, мин, определяется по формуле

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_p, \quad (4.10)$$

где t_{con} – продолжительность протекания сточных дождевых вод до уличного лотка или при наличии дождеприемников в пределах квартала до уличного коллектора (время поверхностной концентрации), мин;

t_{can} – продолжительность протекания сточных дождевых вод по уличным лоткам до дождеприемника (при отсутствии их в пределах квартала), мин;

t_p – продолжительность протекания сточных дождевых вод по трубам до рассчитываемого сечения, мин.

Схемы к определению продолжительности протекания дождевых вод t_r по поверхности приведены на рисунке 4.2.

Время поверхностной концентрации определяется расчетом или принимается равным **от 5 до 10 мин** при отсутствии в населенных пунктах внутриквартальных закрытых сетей дождевой канализации или равным от 3 до 5 мин при их наличии [20].

При расчете внутриквартальной канализационной сети время поверхностной концентрации принимается от 2 до 3 мин [20].

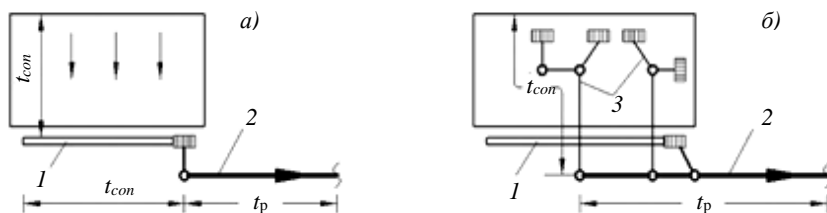


Рисунок 4.2 – Схемы к определению продолжительности протекания дождевых вод t_r [14]:

a, б – при отсутствии и наличии закрытой внутриквартальной дождевой сети;
 1 – открытый лоток; 2 – уличный коллектор; 3 – закрытая внутриквартальная канализационная сеть

Продолжительность протекания дождевых вод по уличным лоткам

$$t_{can} = 0,021 \sum \frac{l_{can}}{v_{can}}, \quad (4.11)$$

где l_{can} – длина участков лотков, м;

v_{can} – расчетная скорость течения на участке, м/с.

Продолжительность протекания дождевых вод по трубам до рассчитываемого сечения

$$t_p = 0,017 \sum \frac{l_p}{v_p}, \quad (4.12)$$

где l_p – длина расчетных участков коллектора, м;

v_p – расчетная скорость течения на участке, м/с.

Коэффициент, учитывающий снижение расхода при расчетной продолжительности протекания дождевых вод менее 10 мин, определяется в зависимости от расчетной продолжительности дождя по таблице 4.8.

Расчетный расход дождевых вод для гидравлического расчета сетей дождевой канализации, л/с,

$$q_{cal} = \beta q_r, \quad (4.13)$$

где β – коэффициент, учитывающий заполнение сети в момент возникновения напорного режима, определяется по таблице 4.9.

При расчете стока с бассейнов площадью свыше 50 га с разным характером застройки или с резко отличающимися уклонами поверхности земли необходимо производить проверочные определения расходов дождевых вод с разных частей бассейна и наибольший из полученных расходов принимать за расчетный.

Таблица 4.8 – Определение коэффициента, учитывающего снижение расхода при расчетной продолжительности протекания дождевых вод, менее 10 мин в зависимости от продолжительности дождя [20]

Расчетная продолжительность дождя, t_r , мин	≤ 5	5–7	7–8	8–9	10 и более
Коэффициент k	0,8	0,9	0,93	0,96	1

Таблица 4.9 – Значения коэффициента β

Показатель степени n	Значение коэффициента β
До 0,6 включ.	0,70
От 0,7 включ.	0,65
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 При уклонах местности от 0,01 до 0,03 указанные значения коэффициента β следует увеличивать от 10 до 15 % и при уклонах местности свыше 0,03 принимать равными единице.</p> <p>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 от 4 до 10 и на 15 % при числе участков менее 4.</p>	

Если величина расчетного расхода дождевых вод с данной части бассейна меньше расхода, по которому рассчитан коллектор на вышележащем участке, необходимо расчетный расход для данного участка коллектора принимать равным расходу на вышележащем участке.

При большом заглублении начальных участков коллекторов дождевой канализации необходимо учитывать увеличение их пропускной способности за счет напора, создаваемого подъемом уровня воды в колодцах.

4.2.3 Определение расчетных расходов сточных вод в коллекторах полураздельной системы канализации

Расчетный расход смеси сточных вод, л/с, в коллекторах полураздельной системы канализации определяется по формуле

$$q_{\text{mix}} = q_{\text{cit}} + \sum q_{\text{lim}}, \quad (4.14)$$

где q_{cit} – максимальный расчетный расход производственных и хозяйственно-бытовых сточных вод с учетом коэффициента неравномерности, л/с;

$\sum q_{\text{lim}}$ – максимальный, направляемый на очистку расход дождевых сточных вод, равный сумме предельных расходов дождевых вод q_{lim} , л/с, подаваемых в коллектор от каждой раздельной камеры, расположенной до рассчитываемого участка, л/с.

Расход дождевых сточных вод от предельного дождя q_{lim} , л/с, определяется по формуле (4.15) при периоде однократного превышения интенсивности предельного дождя $0,05 \leq P_{\text{lim}} \leq 0,1$ года. Метеорологические параметры принимаются для дождей частой повторяемости, значение коэффициента $\beta = 1$.

Расход дождевых сточных вод от предельного дождя, подаваемый в коллектор полураздельной системы канализации от разделительной камеры, определяется по формуле

$$q_{\text{lim}} = K_{\text{div}} q_r, \quad (4.15)$$

где K_{div} – коэффициент, показывающий часть расхода дождевых вод, направляемую в коллектор;

q_r – расход дождевых вод, подходящих к разделительной камере, определяется по формуле (4.8).

Коэффициент разделения K_{div} определяется по таблице 4.10 в зависимости от отношения

$$K'_{\text{div}} = \Psi \frac{\lg(m_r P_{\text{lim}})}{\lg(m_r P_{\text{cal}})}, \quad (4.16)$$

где m_r – среднее количество дождей за год, принимается по таблице А.3;

P_{cal} – период однократного превышения расчетной интенсивности, принимается по таблице 4.6 для населенных пунктов, по таблице 4.5 – для территорий промышленных предприятий.

Таблица 4.10 – Определение коэффициента K_{div}

Показатель степени n_{lim}	Значения коэффициента K_{div} при K'_{div}									
	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
0,75	0,02	0,04	0,07	0,1	0,15	0,19	0,24	0,3	0,36	0,42
0,5	0,025	0,05	0,08	0,12	0,16	0,21	0,26	0,31	0,37	0,43
0,3	0,03	0,06	0,09	0,13	0,18	0,22	0,27	0,32	0,38	0,43

Примечание – Значения K_{div} справедливы для продолжительности протока t_r , равной 20 мин, а также разности показателей степени в формуле (3.2) $n - n_{\text{lim}} = 0$ при любой продолжительности протока. В тех случаях, когда расчетная продолжительность протока до разделительной камеры $t_r \neq 20$ мин и разность показателей степени $n \neq 0$, к значению коэффициента разделения, принятому по таблице 3.14, необходимо вводить поправочный коэффициент, определяемый по таблице 3.15, в зависимости от продолжительности потока до разделительной камеры и разности показателей степени n .

Таблица 4.11 – Значение поправочного коэффициента к коэффициенту разделения

Разность показателей степени $n - n_{\text{lim}}$	Значение поправочного коэффициента к коэффициенту разделения K_{div} при продолжительности протока t_r , мин				
	10	30	60	90	120
0,03 и менее	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1
0,07	0,9	1,0	1,1	1,2	1,2
0,15	0,9	1,1	1,2	1,3	1,3
0,20	0,8	1,1	1,4	1,6	1,7
0,30	0,8	1,2	1,6	1,9	2,1

Коллекторы дождевой (раздельной) и полураздельной системы канализации рассчитываются на пропуск расходов при полном их заполнении.

Участки коллекторов полураздельной системы канализации, где расход хозяйственно-бытовых и производственных сточных вод q_{cit} превышает 10 л/с, необходимо проверять на пропуск этого расхода. Наименьшие скорости принимаются по таблице 2.11.

4.2.4 Принципы регулирования расходов поверхностных сточных вод

Расходы поверхностных сточных вод поступают в сети дождевой канализации неравномерно, что обусловлено вероятностным характером выпадения атмосферных осадков.

При отведении поверхностных сточных вод с больших водосборных бассейнов при высоких значениях расчетной интенсивности дождя необходимо закладывать коллекторы больших диаметров на конечных участках сети. Для уменьшения диаметров коллекторов без снижения общей пропускной способности сети рациональным является регулирование расхода дождевого стока.

Расходы воды в сети дождевой канализации согласно типовому гидрографу дождевого стока обычно быстро нарастают, достигая расчетного максимума, а затем снижаются – сначала резко, а потом медленно до полного прекращения стока.

Для регулирования расхода сточных вод на коллекторах дождевой канализации большой протяженности устанавливаются:

- разделительные камеры (ливнесбросы) с водосливным устройством;
- регулирующие резервуары, куда направляется пиковый расход стока, образующийся в периоды выпадения интенсивных дождей.

Период поступления дождевого стока из подводящего коллектора с максимальным расходом, превышающим значение предельного (зарегулированного) расхода, непродолжителен и составляет, как правило, от десятков минут до нескольких часов. По истечении этого периода расход стока в сети уменьшается ниже расчетного зарегулированного значения, после чего становится возможным опорожнение регулирующего резервуара в отводящий коллектор зарегулированного стока.

Принципиальные схемы регулирования дождевого стока, отличающиеся способом включения регулирующих резервуаров в систему канализации, приведены на рисунке 4.3.

По схеме 1 на самотечном коллекторе сети дождевой канализации устанавливается разделительная камера. Поток воды, превышающий предельное значение расхода, через перегородку разделительной камеры поступает в регулирующий резервуар. Опорожнение резервуара в участок сети за разделительной камерой осуществляется погружным насосом с небольшим

постоянным расходом, не превышающим расчетный расход стока в сети после разделительной камеры.

Система управления работой насосов должна обеспечивать автоматическое включение и отключение, автоматический ввод резервных насосов. Для защиты от засорения насосных агрегатов грубыми механическими примесями регулирующий резервуар оборудуется мусоросборной корзиной или решеткой с шириной прозоров 5–40 мм в зависимости от типа применяемых насосов.

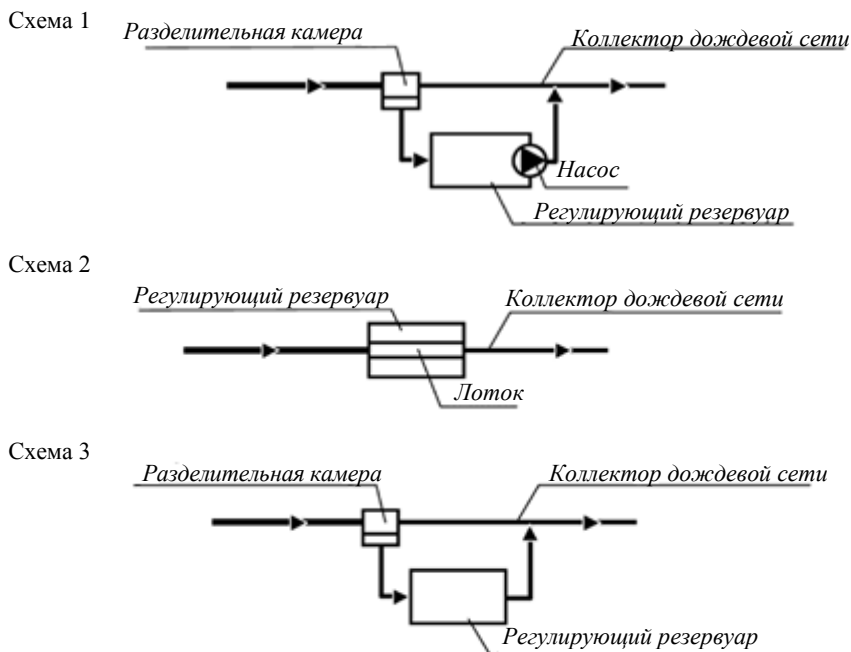


Рисунок 4.3 – Принципиальные схемы регулирования расхода дождевого стока в сети дождевой канализации

По схеме 2 входящий в регулирующий резервуар трубопровод переходит в донный лоток, отводящая способность которого принимается равной отводящей способности выходящего трубопровода, т. е. предельному не сбрасываемому в резервуар расходу. При поступлении расхода, превышающего предельное значение, вода заполняет лоток и переливается в регулирующий резервуар.

По схеме 3 на самотечном коллекторе сети дождевой канализации, так же как и в схеме 1, устанавливается разделительная камера, направляющая поток воды с превышающим предельное значение расходом в регулирующий резервуар. Резервуар опорожняется по трубопроводу малого диаметра в

участок сети за разделительной камерой. Отведение воды из регулирующего резервуара в сетевой коллектор осуществляется за счет перепада между ребром водослива разделительной камеры и отметкой присоединения отводной трубы к коллектору не меньшим, чем глубина регулирующего резервуара. Для реализации схемы 3 требуется значительное заглубление отводящего коллектора, поэтому она применяется редко.

Схемы наиболее простых и удобных в строительстве и эксплуатации разделительных камер представлены на рисунке 4.4. Наиболее распространены являются разделительные камеры с водосливами различной конфигурации: прямолинейными боковыми одно- и двусторонними, криволинейными боковыми с одним и двумя поворотами, полигональными торцевыми, кольцевыми и др.

Регулирующие резервуары могут выполняться в виде открытых или закрытых подземных емкостей или оборудованных прудов-регуляторов. Открытые резервуары или пруды проще по конструкции и удобнее в эксплуатации, но обычно устраиваются за пределами жилой застройки. Закрытые резервуары должны иметь надежную вентиляцию.

В регулирующих резервуарах происходит накопление оседающих и всплывающих загрязнений. Поэтому они должны быть оборудованы устройствами для периодической очистки или автоматического взрыхления (размыва) и удаления осадка.

Для опорожнения резервуаров с помощью насосов прокладываются трубопроводы, по которым можно подавать воду для промывки резервуаров и взмучивания осадка. Целесообразно деление нижней части резервуаров на секции с трапециoidalной формой поперечного сечения и продольным уклоном лотков в направлении сборного приемка или опорожняющего трубопровода. За счет разного высотного положения лотков в секциях достигается последовательное включение в работу последующих секций по мере увеличения расхода. При таких решениях можно обеспечить гидравлическое транспортирование осадка в направлении приемка, над которым устраивается люк для удаления (извлечения) осадка с помощью насоса или грейфера. Во избежание переполнения резервуара при выпадении дождей большой интенсивности и продолжительности в верхней части резервуара предусматриваются переливные трубопроводы и водосливы с полупогруженными досками для предотвращения выноса плавающих отбросов.

Удаление осадка в открытых прудах-регуляторах может производиться бульдозерами и погрузчиками. Для этого при устройстве резервуаров должны быть предусмотрены специальные подъездные пути для работы техники.

К настоящему моменту разработано множество конструкций резервуаров для накопления и регулирования поверхностных сточных вод. Наиболее современная конструкция приведена на рисунке 4.5 [1].

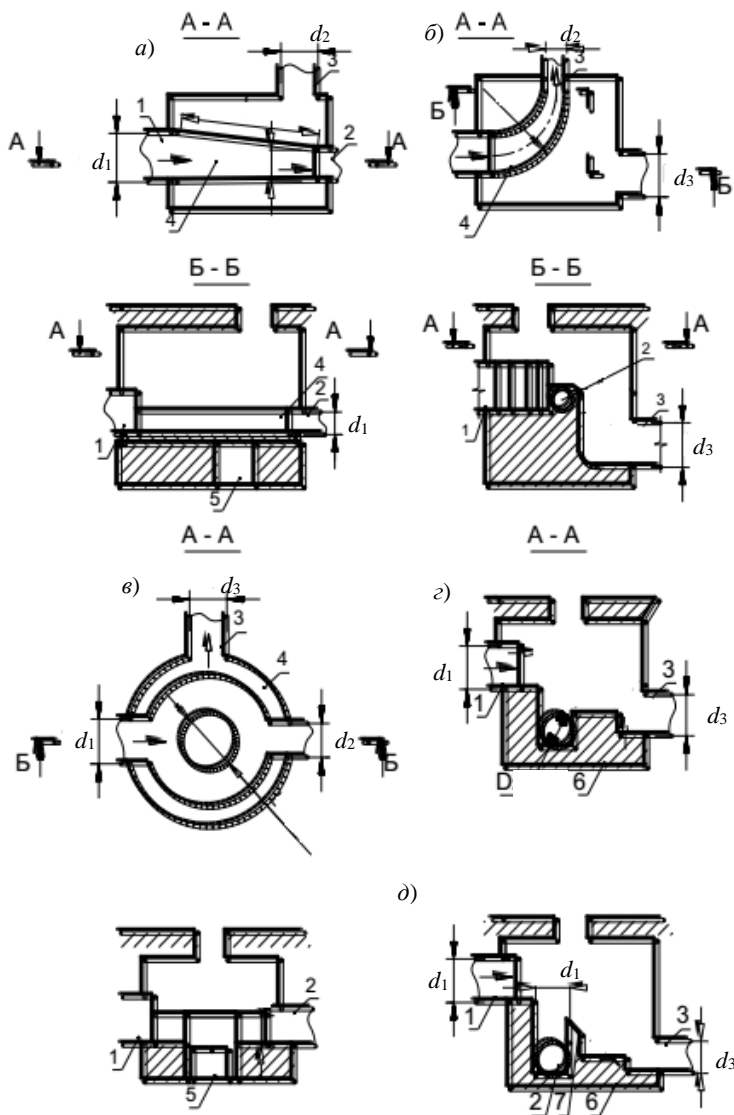
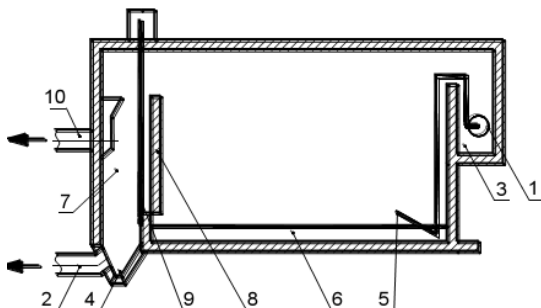


Рисунок 4.4 – Схемы разделительных камер [1]:
a – с двухсторонним прямолинейным боковым водосливом; *б* – с криволинейным односторонним боковым водосливом с одним поворотом; *в* – с кольцевым водосливом; *г* – с двойным сливом; *д* – с разделительной стенкой;
 1, 2 – подводящий и отводящий коллекторы; 3 – сбросной коллектор; 4 – лоток;
 5 – отверстие; 6 – нижний бьеф; 7 – разделительная стенка

Рисунок 4.5 – Конструкция регулирующего резервуара [1]:

- 1 – подающий трубопровод;
- 2 – трубопровод опорожнения;
- 3 – галерея задвижек; 4 – приямок трубопровода опорожнения;
- 5 – насадки; 6 – лотки опорожнения; 7 – канал опорожнения;
- 8 – поперечная перегородка;
- 9 – шиберы; 10 – аварийный сброс



Регулирующий резервуар представляет собой железобетонную емкость с дном в виде лотков, объединенных в секции опорожнения системой шиберов. Сточная вода подается к резервуару по трубопроводу 1, который заходит в камеру и транспортируется на очистные сооружения.

Продолжительность аккумуляции и размеры резервуара отвечают условиям осветления воды. Время аккумуляции поверхностных сточных вод (и, как следствие – объем аккумулялирующего резервуара) будет в основном определяться требованиями к качеству очищенной воды, методами очистки и характеристиками исходной воды.

Расчет объема регулирующего резервуара выполняется по методу предельных интенсивностей, сводится к определению оптимального соотношения между объемом регулирующего резервуара и пропускной способностью коллектора с зарегулированным расходом с использованием расчетных зависимостей типового гидрографа дождевого стока, приведенного на рисунке 4.6.

Пропускная способность коллектора с зарегулированным расходом принимается на основании технико-экономического обоснования, но не менее чем для пропуска сточных вод от дождей с периодом однократного превышения интенсивности $P \geq 0,33$ года.

Рабочий объем регулирующего резервуара, m^3 , определяется по формуле

$$W_{\text{пер}} = \frac{0,06Q_r t_r}{2-n} \left[\left(\frac{T_{\text{к}}^{\text{пер}}}{t_r} \right)^{2-n} \left(\frac{T_{\text{н}}^{\text{пер}}}{t_r} \right)^{2-n} \left(\frac{T_{\text{к}}^{\text{пер}}}{t_r} - 1 \right)^{2-n} - \frac{Q_{\text{пер}}}{Q_r} (2-n) \left(\frac{T_{\text{к}}^{\text{пер}}}{t_r} - \frac{T_{\text{н}}^{\text{пер}}}{t_r} \right)^{2-n} \right], \quad (4.17)$$

где Q_r – максимальный расчетный расход стока в коллекторе до разделительной камеры, л/с;

t_r – расчетная продолжительность протекания дождевых вод по поверхности и трубам до расчетного участка, мин;

n – параметр, характеризующий интенсивность и продолжительность дождя для конкретной местности, принимается по таблице Б.2;

T_n^{per} – момент времени начала поступления избыточного расхода дождевого стока от расчетного дождя из разделительной камеры в регулирующий резервуар, мин,

$$T_n^{per} = t_r \left(\frac{Q_{per}}{Q_r} \right)^{\frac{1}{1-n}}; \quad (4.18)$$

Q_{per} – максимальный расчетный зарегулированный расход стока после разделительной камеры, л/с, определяется по формуле (4.8) при значении периода однократного превышения расчетной интенсивности дождя P не менее 0,33 года;

T_k^{per} – момент времени окончания поступления избыточного расхода стока от расчетного дождя из разделительной камеры в регулирующий резервуар, мин.

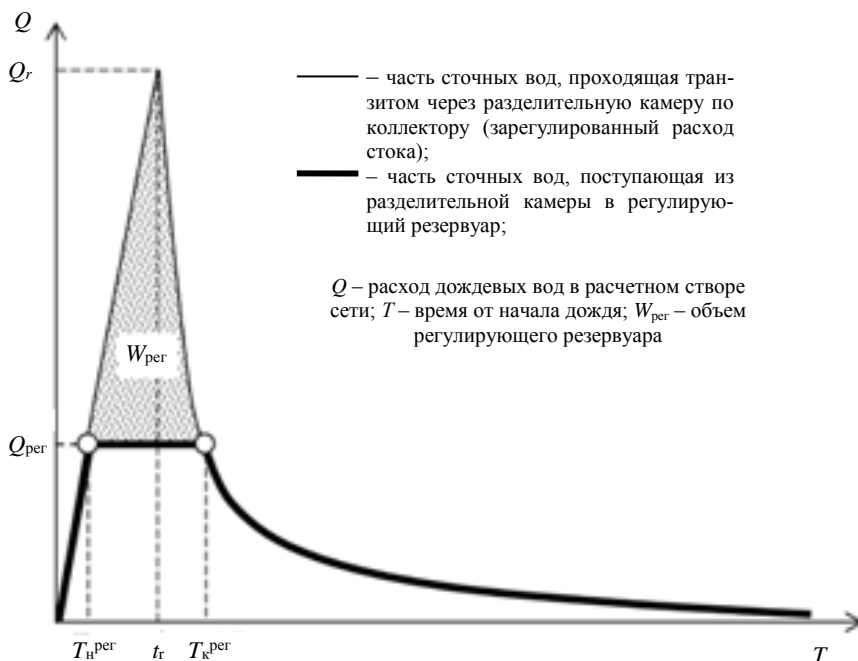


Рисунок 4.6 – Гидрограф дождевого стока в сети дождевой канализации с разделительной камерой (ливнесбросом) и регулирующим резервуаром

Аккумулярующие резервуары выполняются из монолитного железобетона. Для очистных систем малой производительности могут применяться выпускаемые серийно емкости из композитных полимерных материалов.

Конструкция и количество секций аккумулярующего резервуара принимаются с учетом его назначения и объема.

При использовании аккумулярующего резервуара для регулирования расхода отводимых на глубокую очистку сточных вод режим работы очистных сооружений предусматривает полное опорожнение (осушение) резервуара в конце периода очистки сточных вод от расчетного дождя или талого стока. В этом случае днище резервуара устраивается плоским с уклоном не менее 0,05 к водозаборному прямку. Для предотвращения отстаивания сточных вод в аккумулярующем резервуаре также может применяться гидравлическое или пневматическое взмучивание.

При отсутствии в схеме очистных сооружений песколовков осаждение песка производится в аккумулярующем резервуаре. Очистка днища резервуара от тяжелых минеральных примесей (песка) производится не менее 1–2 раз в год с применением средств механизации. Для этого в резервуаре устраивается проем в перекрытии и площадки перегрузки.

Для предварительных расчетов объема осадочной пескосборной части в аккумулярующем резервуаре параметры пескопульпы принимать:

- влажность – 55–65 %;
- плотность – 1,3–1,5 т/м³;
- содержание нефтепродуктов – не более 2 % в расчете на сухое вещество (уточняется по данным научно-исследовательских организаций) [14].

При использовании аккумулярующего резервуара не только для регулирования расхода сточных вод, но и для их предварительного осветления методом статического безреагентного отстаивания режим работы очистных сооружений предусматривает частичное опорожнение резервуара в конце периода очистки сточных вод от расчетного дождя или талого стока. В аккумулярующем резервуаре сохраняется придонный слой осадка и буферный слой осветленной воды.

Аккумулярующие резервуары должны оборудоваться системами периодического сбора и удаления оседающих механических примесей и всплывающих веществ.

Для сбора и удаления всплывших нефтепродуктов применяются нефтесборные устройства (*скиммеры*), обеспечивающие эффективную эксплуатацию в условиях значительного колебания уровня заполнения аккумулярующего резервуара.

В аккумулярующих резервуарах небольшого объема целесообразно устройство днища в виде ряда пирамидальных иловых прямков с уклоном

стенок не менее 45° . В резервуарах значительного объема иловые прямки устраиваются в виде заглубленных относительно днища поперечных или продольных лотков с уклоном стенок не менее 45° и уклоном днища резервуара к лоткам не менее 0,05. Суммарный объем прямков определяется в зависимости от объема осадка при принятой периодичности его удаления.

Для удаления осадка с площади днища в лотки и прямки может применяться гидромеханическая система удаления осадка.

Основные параметры аккумулирующих резервуаров:

- высота зоны отстаивания – 2–4 м;
- высота борта резервуара над максимальным уровнем воды – не менее 0,3 м;
- высота защитной зоны над максимальным уровнем осадка (буферный слой) – не менее 0,3–0,5 м.

Для предварительных расчетов объема осадочной части аккумулирующих резервуаров параметры осадка на дне аккумулирующего резервуара (смесь песка, средне- и тонкодисперсной взвеси) к моменту его очистки ориентировочно могут приниматься:

- влажность – 98–99,5 % (с учетом буферного слоя),
- плотность – 1,05–1,15 т/м³,
- содержание нефтепродуктов – 3–5 % в расчете на сухое вещество (уточняется по данным научно-исследовательских организаций).

Удаление осадка из аккумулирующего резервуара (с буферным слоем воды) осуществляется периодически (один раз в 3–6 месяцев) стандартной ассенизационной установкой на базе грузового автомобиля.

Полезный (рабочий) объем аккумулирующего резервуара для регулирования дождевого стока и последующего отведения его на сооружения глубокой очистки должен быть не менее объема дождевого стока от расчетного дождя $W_{оч}$, рассчитанного по формуле (4.19). Также необходимо выполнять проверочный расчет на прием в аккумулирующий резервуар суточного объема талого стока. К проектированию принимается наибольшая величина.

Для накопления и временного хранения выделяемого из сточных вод осадка необходимо предусматривать дополнительный резерв объема аккумулирующего резервуара.

Полный гидравлический объем аккумулирующего резервуара увеличивается:

- на 5–10 % – при использовании преимущественно для регулирования расхода сточных вод;
- на 35–45 % – используемого также для предварительного осветления сточных вод [14].

4.2.5 Определение расчетных расходов поверхностных сточных вод, отводимых на очистные сооружения

Объем дождевого стока от расчетного дождя $W_{\text{оч}}$, м³, отводимого на очистные сооружения с территорией застройки населенных пунктов и площадок предприятий, определяется по формуле

$$W_{\text{оч}} = 10h_a \Psi_{\text{mid}} F, \quad (4.19)$$

где h_a – максимальный слой осадков за дождь, мм, сток от которого подвергается очистке в полном объеме;

Ψ_{mid} – средний коэффициент стока для расчетного дождя (определяется как средневзвешенная величина в зависимости от постоянных значений коэффициента стока Ψ_i для разного вида поверхностей по таблице 4.12);

F – общая площадь стока, га.

Таблица 4.12 – Коэффициент стока Ψ_i

Вид поверхности или площади стока	Коэффициент стока Ψ_i
Кровли и асфальтобетонные покрытия	0,95
Брусчатые мостовые и щебеночные покрытия	0,60
Бульжные мостовые	0,45
Щебеночные покрытия, не обработанные вяжущими материалами	0,40
Гравийные садово-парковые дорожки	0,30
Грунтовые поверхности (спланированные)	0,20
Газоны	0,10

Для территорий застройки населенных пунктов и промышленных предприятий первой группы максимальный слой осадков за дождь h_a , сток от которого подвергается очистке в полном объеме, согласно [20] принимается равным суточному слою осадков от малоинтенсивных часто повторяющихся дождей с периодом однократного превышения расчетной интенсивности P от 0,05 до 0,10 года, что обеспечивает поступление на очистку не менее 70 % годового объема поверхностных сточных вод.

Методика расчета величины h_a разработана НИИ ВОДГЕО [14] и основана на построении зависимости суммарного за год принимаемого на очистные сооружения слоя дождевых (жидких) осадков (в %) от величины максимального суточного слоя дождя (в мм), принимаемого на очистные сооружения в полном объеме. Область применения методики ограничивается площадью водосбора, не превышающей 1000 га.

В качестве исходных данных для расчета h_a используются статистически обработанные данные многолетних наблюдений метеостанций (не менее чем за 10–15 лет) за атмосферными осадками в конкретной местности или на

ближайших репрезентативных метеостанциях. При отсутствии указанных данных рекомендуется применять статистически обработанные данные многолетних наблюдений, приведенные в научно-прикладном справочнике по климату.

Метеорологическая станция считается репрезентативной относительно рассматриваемой площади стока, если выполняются следующие условия [14]:

- расстояние от станции до площади водосбора объекта менее 100 км;
- разница высотных отметок площади водосбора над уровнем моря и метеостанции не превышает 50 м.

В качестве примера приведен расчет максимального слоя осадков за дождь, сток от которого подвергается очистке в полном объеме для г. Гомеля. Исходные данные для расчета приняты по справочнику по климату Беларуси [22] (таблица 4.13).

Таблица 4.13 – Число дней с различным количеством осадков (г. Гомель) [22]

Месяц	Осадки, мм						
	≥ 0,1	≥ 0,5	≥ 1	≥ 5	≥ 10	≥ 20	≥ 30
I	15,9	11,9	9,0	1,8	0,4	–	–
II	14,0	11,1	8,6	1,8	0,3	–	–
III	13,0	10,3	8,0	1,8	0,5	–	–
IV	10,2	8,7	7,3	2,8	1,0	0,2	0,1
V	12,1	10,3	8,5	3,5	1,5	0,3	0,1
VI	13,6	11,6	10,1	5,0	2,8	0,9	0,2
VII	12,2	10,9	9,6	4,9	3,0	1,1	0,6
VIII	10,5	9,1	7,5	3,8	1,9	0,7	0,2
IX	11,1	9,7	8,4	3,5	1,6	0,6	0,2
X	11,8	9,8	8,3	3,3	1,5	0,4	0,1
XI	14,2	11,3	9,2	3,2	1,1	0,2	–
XII	15,9	12,0	9,2	2,3	0,5	0,1	–
Год	154,5	126,7	103,7	37,7	16,1	4,5	1,5

Результаты расчета зависимости принимаемой на очистку части дождевых осадков от величины суточного слоя дождя для г. Гомеля приведены в таблице 4.14.

Среднесуточный слой осадков h_a (графа 3) определяется как среднее арифметическое суточных слоев осадков.

По графику определяется максимальный суточный слой осадков h_a , при котором обеспечивается прием на очистные сооружения 70 % суммарного количества осадков. Для г. Гомеля величина h_a составляет 8 мм. Это означает, что очистке должны подвергаться:

- полный объем стока от всех дождей с суточным слоем осадков не более 8 мм;
- часть объема стока от дождей с суточным слоем осадков более 8 мм.

Таблица 4.14 – Определение зависимости параметров принимаемой на очистку части дождевых осадков от величины суточного слоя дождя

Суточный слой осадков, мм	Число дней с суточным слоем осадков	Средний суточный слой осадков	Число дней с суточным слоем осадков	Суммарный за теплый период года слой дождевых осадков, принимаемый на очистные сооружения	
				H_i , мм	H_i , %
1	2	3	4	5	6
$\geq 0,1$	81,5	0,30	81,5 – 70,1 = 11,4	24,5	5,3
$\geq 0,5$	70,1				
≥ 1	59,7	0,75	70,1 – 59,7 = 10,4	56,0	12,2
		3,00	59,7 – 26,8 = 32,9	190,3	41,4
≥ 5	26,8	7,50	26,8 – 13,3 = 13,5	310,9	67,6
≥ 10	13,3				
≥ 20	4,2	15,00	13,3 – 4,2 = 9,1	410,7	89,2
		25,00	4,2 – 1,0 = 2,7	452,7	98,4
≥ 30	1,5	30,00	1,5	460,2	100,0

По данным граф 3 и 6 таблицы 4.14 строится график (рисунок 4.7).

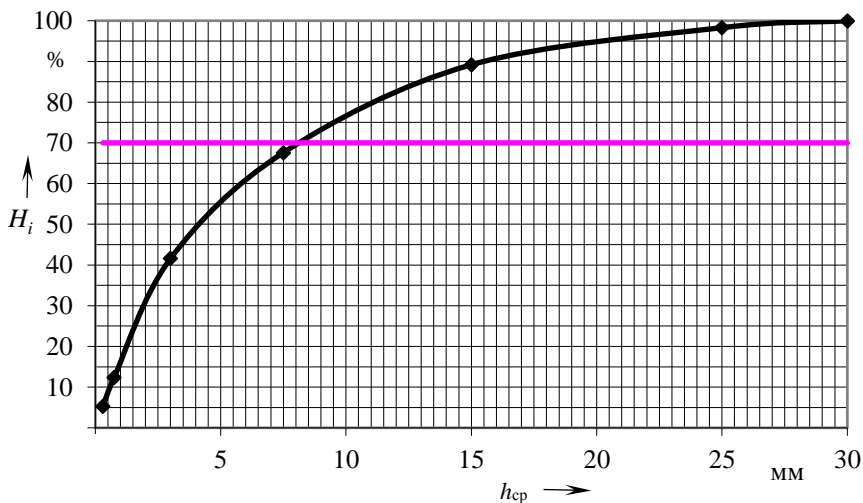


Рисунок 4.7 – Зависимость принимаемого на очистку суммарного за год слоя жидких осадков (%) от величины максимального суточного слоя дождя (мм), принимаемого на очистку в полном объеме, для г. Гомеля

Для промышленных предприятий второй группы значение h_a принимается равным суточному слою атмосферных осадков H_p от дождей с периодом однократного превышения расчетной интенсивности P , принятому при гидравлическом расчете дождевой сети конкретного объекта, но не менее 1 года.

Величина h_a при $P = 1$ может быть определена двумя способами:

1) на основании данных многолетних (не менее чем за 10–15 лет) наблюдений метеостанций за атмосферными осадками в конкретной местности или на ближайших репрезентативных метеостанциях. При отсутствии таких данных величина h_a с обеспеченностью 63 % (а также, при необходимости, с иной обеспеченностью) определяется по справочнику [22];

2) расчетный по формуле

$$H_p = H_{cp}(1 + c_v\Phi), \quad (4.20)$$

где H_{cp} – значение среднего максимума суточного слоя осадков, мм;

c_v – коэффициент вариации суточных осадков;

Φ – нормированные отклонения от среднего значения при разных значениях обеспеченности $p_{об}$, %, и коэффициента асимметрии c_s .

Для Российской Федерации параметры H_{cp} , Φ , c_v и c_s определяются по справочным таблицам [14, приложения 9–11], составленным НИИ ВОДГЕО на основании справочных данных и литературных источников. Для Республики Беларусь величина h_a с обеспеченностью 63 % определяется по справочнику [22].

Максимальный суточный объем талых вод, m^3 , в середине периода снеготаяния, отводимых на очистные сооружения с территорий застройки населенных пунктов и площадок предприятий определяется по формуле

$$W_{т.сут} = 10h_c K_y \Psi_T F, \quad (4.21)$$

где h_c – слой талых вод за 10 дневных часов, мм;

K_y – коэффициент, учитывающий частичный вывоз и уборку снега;

Ψ_T – общий коэффициент стока талых вод, принимается 0,5–0,7;

F – площадь стока, га.

Коэффициент, учитывающий частичный вывоз и уборку снега,

$$K_y = 1 - \frac{F_y}{F}, \quad (4.22)$$

где F_y – площадь, очищаемая от снега (включая площадь кровель, оборудованных внутренними водостоками), га.

При наличии данных многолетних наблюдений за атмосферными осадками на местных (ближайших) метеостанциях величина h_c определяется

исходя из запаса воды (мм) в снежном покрове или средней высоты снежного покрова (см) на последний день декады перед весенним снеготаянием.

Суточный слой стока, мм, при известном запасе воды в снежном покрове на последний день декады перед весенним снеготаянием

$$h_c = \frac{H_c}{t_c k}, \quad (4.23)$$

где H_c – запас воды в снежном покрове по снегосъемкам на последний день декады перед весенним снеготаянием, мм, принимается по данным многолетних наблюдений (не менее чем за 10–15 лет) на ближайших метеостанциях или по таблицам справочника по климату [22];

t_c – продолжительность снеготаяния, сутки, принимается в зависимости от местных климатических условий по данным многолетних наблюдений за снежным покровом на ближайших метеостанциях;

k – коэффициент, учитывающий продолжительность снеготаяния в течение суток; при снеготаянии в течение 10 дневных часов $k = 0,417$.

Суточный слой талого стока h_c при известной средней декадной высоте снежного покрова к началу снеготаяния определяется в зависимости от средней интенсивности процесса снеготаяния л/(с·га):

$$q_c = 1,16 \frac{\rho h}{t_c k}, \quad (4.24)$$

где ρ – плотность снежного покрова на последний день декады к началу снеготаяния, может приниматься в пределах 0,30–0,60 г/см³ (уточняется по данным многолетних наблюдений);

h – средняя декадная высота снежного покрова к началу снеготаяния, см, определяется на основании данных многолетних наблюдений за атмосферными осадками на ближайших метеостанциях или по таблицам климатических справочников [22].

При отсутствии данных по запасу воды в снежном покрове H_c или о средней высоте снежного покрова h на последний день декады перед весенним снеготаянием суточный объем талых вод $W_{т\text{сут}}$, м³, отводимых на очистные сооружения, может рассчитываться исходя из значений суточных слоев талых вод h_c заданной обеспеченности [1].

При расчете суточного объема талых вод $W_{т\text{сут}}$, м³, отводимых на очистные сооружения в период весеннего снеготаяния, значения суточных слоев талого стока h_c рекомендуется [14] принимать при обеспеченности (вероятности превышения) в пределах 50–95 %, что соответствует периоду однократного превышения $P = 0,33 \dots 1,0$ года. На границах районов (до 20 км) допускается принимать средние значения суточных слоев талого стока.

Для Республики Беларусь при отсутствии указанных данных h_c допускается принимать равным 25 мм [20].

Производительность очистных сооружений поверхностных сточных вод накопительного типа согласно рекомендациям СН [20] принимается как большее из значений производительности, рассчитанных по дождевому ($Q_{оч.д.}$) и талому ($Q_{оч.т.}$) расходам сточных вод.

Производительность очистных сооружений, рассчитываемая по расходу дождевых сточных вод, $м^3/ч$, определяется по формуле

$$Q_{оч.д.} = \frac{W_{оч} + W_{т.п}}{T_{оч} - T_{отст} - T_{т.п}}, \quad (4.25)$$

где $W_{оч}$ – объем дождевых сточных вод от расчетного дождя, отводимого на очистные сооружения, $м^3$;

$W_{т.п}$ – суммарный объем загрязненных вод, образующихся при обслуживании технологического оборудования очистных сооружений в течение периода переработки объема дождевых сточных вод от расчетного дождя, $м^3$;

$T_{оч}$ – период переработки объема дождевых сточных вод от расчетного дождя, отводимого на очистные сооружения с застроенных территорий населенных пунктов и территорий предприятий, ч;

$T_{отст}$ – минимальная продолжительность оттаивания поверхностных сточных вод в аккумулирующем резервуаре, ч;

$T_{т.п}$ – суммарная продолжительность технологических перерывов в работе очистных сооружений в течение нормативного периода переработки объема дождевых сточных вод от расчетного дождя, ч.

Загрязненные воды, образующиеся от операций обслуживания технологического оборудования очистных сооружений, представляют собой, главным образом, сточные воды от промывки механических фильтров (а также периодической промывки адсорбционных фильтров с фильтрующей загрузкой из гранулированного активированного угля). Их суммарный объем $W_{т.п}$ для стандартных зернистых загрузок, продолжительности фильтроцикла и параметров промывки составляет, как правило, не более 10–12 % от объема очищенных сточных вод [20].

Продолжительность выдерживания поверхностных сточных вод в аккумулирующей емкости и ее последующего опорожнения принимается из условия обеспечения приема расчетного объема дождевых сточных вод, достижения необходимой степени регулирования их расхода и требуемого эффекта задержания примесей.

Период переработки объема сточных вод от расчетного дождя $T_{оч}$ (период опорожнения аккумулирующего резервуара) принимается в пределах 1–2 суток [20]. В отдельных случаях этот период может быть увеличен на

основании достоверных статистически обработанных данных многолетних наблюдений за характером выпадающих дождей и продолжительностью интервалов сухой погоды в конкретной местности [14].

Продолжительность предварительного отстаивания $T_{отст}$ принимается в пределах 2–4 ч, исходя из величины гидравлической крупности частиц, выделяемых в аккумулирующем резервуаре, и гидравлической глубины резервуара при его максимальном расчетном заполнении. При использовании аккумулирующего резервуара только для регулирования расхода отводимых на очистку сточных вод величина продолжительности предварительного отстаивания $T_{отст}$ при расчете по формуле (4.25) исключается.

Производительность очистных сооружений, рассчитываемая по расходу талых сточных вод, $\text{м}^3/\text{ч}$, определяется по формуле

$$Q_{оч.г} = \frac{W_{т. макс.сут} + W_{т.п}}{T_{оч}^т - T_{отст} - T_{т.п}}, \quad (4.26)$$

где $W_{т. макс.сут}$ – максимальный суточный объем талых вод в середине периода снеготаяния, м^3 ;

$T_{оч}^т$ – период переработки суточного объема талого стока, отводимого на очистные сооружения с застроенных территорий населенных пунктов и территорий предприятий, ч, принимается не менее 14 ч. При наличии запаса рабочего объема аккумулирующего резервуара длительность переработки может быть увеличена.

При использовании аккумулирующего резервуара только для регулирования расхода отводимых на очистку сточных вод величина продолжительности предварительного отстаивания $T_{отст}$ при расчете по формуле (4.26) исключается.

4.3 Трассировка сетей дождевой канализации

4.3.1 Расположение дождеприемников

Дождевые воды стекают к краям дороги в кюветы (лотки) и далее поступают в сеть дождевой канализации через дождеприемники. Дождеприемник (рисунок 4.8) состоит из лотка со съёмной решеткой, перепадной части, выложенной из бетонных колец, и днища.

Дождеприемники предусматриваются:

- на затяжных участках (более 100 м) спусков (подъемов);
- на перекрестках и пешеходных переходах со стороны притока поверхностных вод (рисунок 4.9);
- в пониженных местах в конце затяжных спусков (более 100 м);

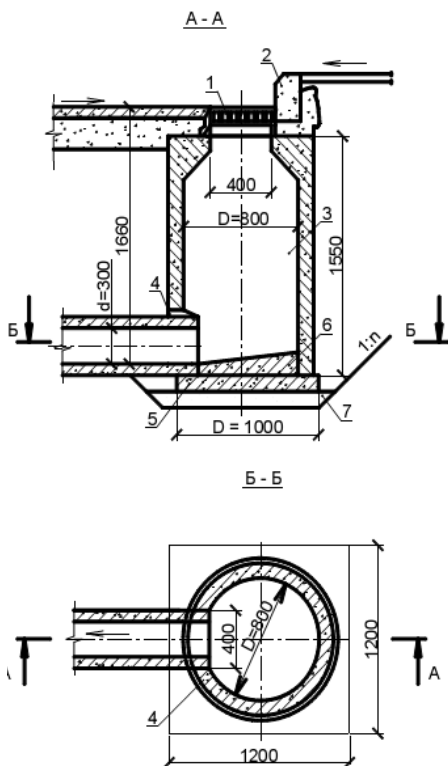


Рисунок 4.8 – Дождеприемник из сборных железобетонных элементов:

1 – дождеприемная решетка; 2 – бетонный бортик; 3 – колодец; 4 – заделка отверстий бетоном; 5 – основание; 6 – бетонный набивной лоток; 7 – песчаная подушка

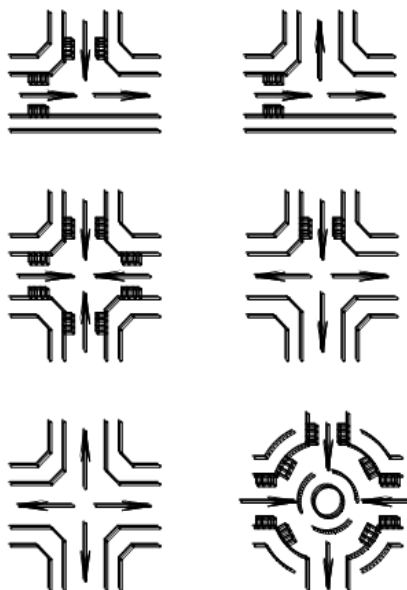


Рисунок 4.9 – Схемы размещения дождеприемников у перекрестков

- в пониженных местах при пилообразном профиле лотков улиц;
- в местах улиц, дворовых и парковых территорий, не имеющих стока поверхностных вод.

Дождеприемники размещаются таким образом, чтобы при расчетной интенсивности дождя тротуары не заливались водой.

Длина присоединения от дождеприемника до первого смотрового колодца на коллекторе должна быть не более 40 м [20].

В пониженных местах наряду с дождеприемниками, имеющими горизонтальное перекрытое решеткой отверстие в плоскости проезжей части, также применяются дождеприемники с вертикальным в плоскости бордюрного камня отверстием и комбинированного типа с отверстием как горизонтальным, так и вертикальным (рисунок 4.10).

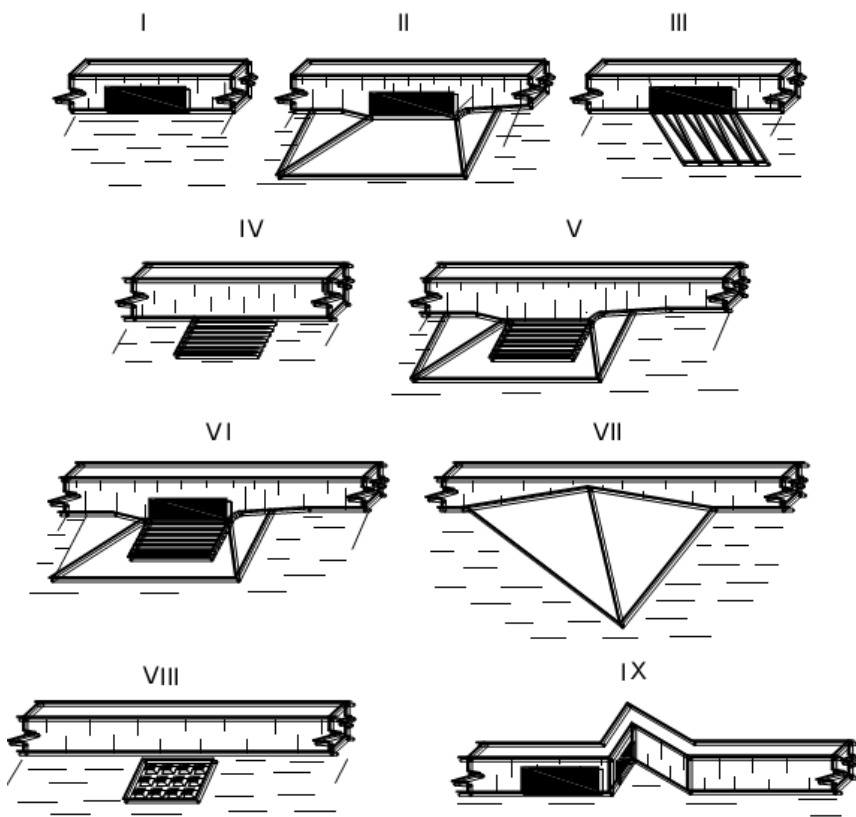


Рисунок 4.10 – Расположение бордюрных и люветных дождеприемных впусков [1]: I, II, III – бордюрные впуски, расположенные вровень с поверхностью дороги, ниже поверхности дороги, вровень с поверхностью дороги отклоняющиеся или комбинированные; IV, V, VI – люветные впуски, расположенные вровень с поверхностью дороги, ниже поверхности дороги, ниже с поверхности дороги отклоняющийся или комбинированный; VII – бордюрный выпуск; VIII – выпуск с перфорированной решеткой; IX – бордюрный выпуск с отступом

Приемные решетки выполняются прямоугольными (рисунки 4.11, 4.12) или круглыми и устанавливаются в проезжей части на 2–3 см ниже поверхности лотка, длина стороны вдоль лотка. Глубина заложения основания дождеприемника составляет не менее 0,8 м.

Практикой эксплуатации городских сетей дождевой канализации установлены рекомендации для размещения дождеприемников в зависимости от уклона улиц и при отсутствии поступления дождевых вод с внутренней части кварталов (таблица 4.15).

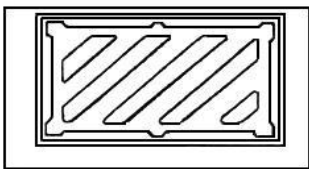


Рисунок 4.11 – Дождеприемник с минимальной шириной продольной опорной части корпуса, прилегающего к бордюру

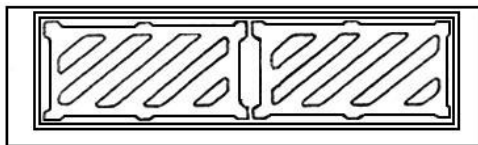


Рисунок 4.12 – Дождеприемник с единым корпусом под две решетки

Таблица 4.15 – Расстояние между дождеприемниками

Уклон	До 0,004	0,004–0,006	0,006–0,01	От 0,01 до 0,03
Расстояние между дождеприемниками, м	50	60	70	80

При поступлении поверхностного стока с внутренней части кварталов расстояние между дождеприемниками определяется гидравлическим расчетом уличных лотков. При этом заполнение лотков проезжей части допускается на высоту, обеспечивающую незатопление подвальных этажей и входов зданий.

При неудачном расположении решеток часть воды не будет поступать в дождеприемники, а будет «проскакивать» мимо них. Чем больше продольный уклон улицы, тем больше воды проскакивает мимо решетки. Проскоки значительно уменьшаются, если решетки расположены на 2–5 см ниже дна лотка или поверхности мостовой. В местах приема большого количества дождевых вод или при уклоне проезжей части более 0,03 целесообразно устанавливать дождеприемники с двумя решетками.

Для отведения поверхностных сточных вод с мостов в их конструкции предусматриваются продольные уклоны (от 0,005) и поперечные (0,015 до 0,02).

В нижней части улицы у перекрестка, перед пешеходным переходом устанавливаются два дождеприемника, остальные располагаются у бордюрного на определенном расстоянии в зависимости от уклона улицы. Со стороны улицы, откуда дождевая вода притекает в небольшом количестве, расстояние между дождеприемниками может быть увеличено.

4.3.2 Трассировка сетей дождевой канализации

Поверхностные сточные воды (дождевые и талые) могут отводиться открытой и закрытой сетью в водный объект или на очистные сооружения.

Часто при проектировании сетей дождевой канализации применяется перпендикулярная схема для уменьшения глубины заложения и для кратчайшего пути сброса дождевых сточных вод в водный объект.

Внутри кварталов в старой застройке города закрытая дождевая сеть обычно не предусматривалась. Дождевые воды с данных кварталов стекают по поверхности земли и асфальтовым покрытиям в направлении естественного поверхностного уклона до открытых лотков, расположенных в начале уличного коллектора, или до уличных проездов и далее поступают в закрытую дождевую сеть через дождеприемники. При проектировании новых микрорайонов применяется внутриквартальная дождевая канализация.

Примеры схем трассировки дождевой сети приведены на рисунке 4.13. Трассировка уличной сети в зависимости от рельефа местности может производиться по пониженной стороне квартала к двум сторонам квартала (см. рисунок 4.13, *а*) или к одной стороне (см. рисунок 4.13, *б*).

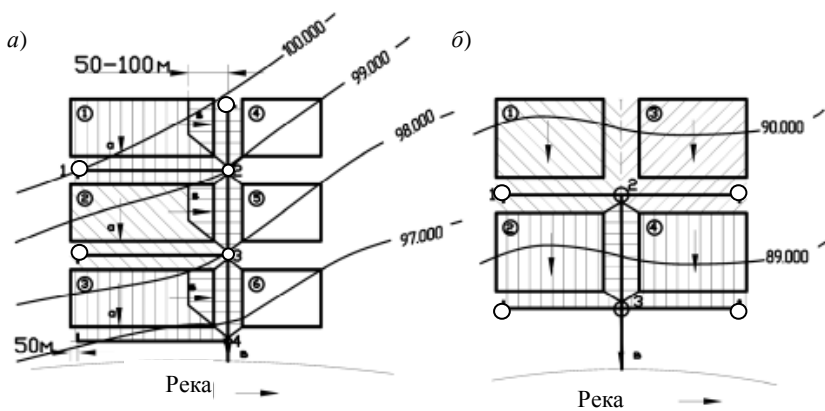


Рисунок 4.13 – Примеры схем трассировки сетей дождевой канализации

Перед началом трассирования вся территория населенного пункта разделяется на бассейны дождевого стока.

Дождевая сеть разбивается на участки между поперечными улицами и нумеруется. Нумерация начинается с диктующей точки, за которую принимается наиболее удаленная и низкорасположенная точка дождевой уличной сети в самом ее начале относительно рассчитываемого коллектора, ей присваивается номер 1.

Затем определяются площади стока каждого квартала, тяготеющие к конкретному участку. При этом все площади стока делятся в осях улиц биссектрисами углов на простейшие геометрические фигуры (см. рисунок 4.13, *а*). При схеме трассировки уличной сети к одной стороне квартала такая детальная разбивка не производится, а вся площадь стока квартала относится к одному участку уличной сети, проходящему по пониженной стороне квартала (см. рисунок 4.13, *б*).

4.4 Гидравлический и геодезический расчет сети дождевой канализации

Гидравлический расчет дождевой канализационной сети сводится к определению размеров поперечного сечения трубопроводов и каналов, уклонов и средних скоростей течения при пропуске расчетных расходов дождевых сточных вод.

Расходы дождевых сточных вод определяются по методу предельных интенсивностей. На основании данного метода условно считается, что время протекания дождевых сточных вод от диктующей точки до рассматриваемого сечения равно критической продолжительности дождя, соответствующей максимальному расходу стока.

При расчете должны соблюдаться допустимые уклоны и скорости течения дождевых сточных вод. Соединение труб в колодцах принимается «шелыга в шелыгу».

Подготовка к гидравлическому расчету дождевой сети производится в следующем порядке:

1 Производится трассировка сети, определяются площади стока и составляется ведомость площадей (таблица 4.16).

Таблица 4.16 – Ведомость площадей

Номер участка	Площадь, тяготеющая к данному участку		Площадь притока		Общая площадь, га
	обозначение	F , га	обозначение	F , га	

2 Определяется среднее значение коэффициент стока Z_{mid} с учетом доли каждого вида покрытия.

Для рассчитываемого коллектора величина Z_{mid} является постоянной, так как большая часть поверхности площади стока представлена водонепроницаемыми поверхностями (кровли, мостовые).

Среднее значение коэффициента стока Z_{mid} рассчитывается как взвешенная величина в зависимости от коэффициентов Z_i , характеризующих поверхность:

$$Z_{mid} = \frac{\sum Z_i F_i}{\sum F_i}, \quad (4.27)$$

где Z_i – коэффициент стока, определяется с учетом рекомендаций п. 4.2.2 по таблицам 4.3, 4.4;

F_i – площадь поверхности, га.

3 Определяется значение параметра A (формула 4.9), при этом данный параметр может быть определен один раз в целом для всего бассейна стока или несколько раз, если условия расположения проектируемого коллектора по участкам дождевой сети различны.

В случае определения нескольких значений параметра A результаты расчета сводятся в таблицу 4.17.

Таблица 4.17 – Определение параметра A

Номер участка	Уклон поверхности земли	Площадь бассейна стока	Условия расположения коллектора	q_{20}	P	m_r	n	γ	A

4 Для удобства проведения расчетов по определению расходов дождевых сточных вод вводится понятие удельного стока дождевых вод.

Удельный сток с единицы поверхности площади сток, л/(с·га), определяется по формуле

$$q_0 = \frac{Z_{\text{mid}} A^{1,2}}{t_r^{1,2n-0,1}}, \quad (4.28)$$

где Z_{mid} – среднее значение коэффициента стока;

A, n – параметры дождя;

t_r – расчетная продолжительность дождя, равная продолжительности протекания поверхностных сточных вод по поверхности и трубам до расчетного участка, мин.

Удельный сток зависит от расчетной продолжительности дождя $q_0 = f(t_r)$. Задаваясь разными значениями критической продолжительности дождя t_r (5; 10; 15; ...; 60 мин), по формуле (4.28) определяется величина удельного q_0 , результаты расчетов сводятся в таблицу 4.18 и строится график $q_0 = f(t_r)$.

Если для проектируемого объекта возможно изменение величин P и Z_{mid} , то следует строить несколько графиков удельного стока.

Таблица 4.18 – Расчет удельного стока

t_r , мин	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
q_0 , л/(с·га)												

Гидравлический расчет ведется в форме таблицы 4.19 в следующем порядке:

1 Графы 1–3 заполняются с генплана и таблицы 4.16.

Таблица 4.19 – Ведомость гидравлического расчета канализационной сети

Номер участка	Длина участка, м	Площадь стока, га	Предварительная скорость, м/с	Время, мин		q_0 , л/с·га	q_r , л/с	β	q_{cat} , л/с	Диаметр, d , мм	Уклон i	Пропускная способность, л/с	h/d	Расчетная скорость, м/с
				t_p	t_r									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Окончание таблицы 4.19

Падение уклона, h_i , м	Отметки, м						Глубина заложения, м		Уклон поверхности земли
	поверхности земли		лотка трубы		шелыги				
	ВН	ВК	ВН	ВК	ВН	ВК	ВН	ВК	
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25

2 Предварительные скорости течения (графа 4) принимаются в зависимости от уклона местности с учетом рекомендуемых значений в п. 2.3.4. На начальных участках предварительную скорость рекомендуется принимать не менее 0,7–0,8 м/с, на последующих участках она должна возрастать.

3 Продолжительность протекания дождевых вод по трубам до рассчитываемого сечения t_p , мин (графа 5), определяется по формуле (4.13). Расчетная продолжительность протекания дождевых вод по поверхности и трубам t_r , мин (графа 6), определяется по формуле (4.10).

Общее время протекания дождевых вод по последующим участкам равно сумме общего времени протекания дождевых вод на предыдущем участке и времени протекания дождевых вод по данному участку.

4 Удельный сток дождевых вод q_0 для расчетного участка сети (графа 7) находится в зависимости от полученного общего времени протекания дождевых вод t_r по предварительно построенному графику $q_0 = f(t_r)$.

5 Расход дождевых вод, л/с (графа 8), определяется по формуле

$$q_r = q_0 F, \quad (4.29)$$

где q_0 – удельный сток, л/(с·га);

F – расчетная площадь стока, га.

6 Коэффициент, учитывающий заполнение сети в момент возникновения напорного режима, β (графа 9) определяется по таблице 4.9.

7 Расчетный расход дождевых вод q_{cat} (графа 10) находится по формуле (4.13).

8 По расчетному расходу по таблицам Лукиных [11] подбираются диаметр (графа 11) и уклон трубопровода (графа 12) при полном его заполнении (графа 14) с учетом предварительно заданной скорости и уклона поверхности земли.

Если уклон поверхности земли равен или меньше минимального уклона трубопровода, то трубопровод проектируется с минимальным уклоном. Если уклон поверхности земли больше минимального уклона трубопровода, то трубопровод проектируется с уклоном, равным уклону поверхности земли. В начале расчета не известен диаметр трубопровода, а следовательно, и минимальный его уклон, поэтому гидравлический расчет производится методом подбора.

9 Проверяется допустимое отклонение ($\pm 10\%$) пропускной способности выбранного трубопровода (графа 13) от расчетного расхода дождевых вод q_{cal} (графа 10).

При большом расхождении задаются другой величиной скорости, находят расчетный расход и подбирают вновь диаметр.

10 Расчетная скорость движения дождевых вод (графа 15) определяется в зависимости от принятого диаметра трубы и ее пропускной способности.

11 На основании принятого уклона трубопровода определяются потери напора (графа 16), м, по формуле

$$\Delta h = il. \quad (4.30)$$

При выполнении гидравлического расчета необходимо учитывать:

- если расчетный расход на участке получился меньше, чем расчетный расход на предыдущем участке, то на данном участке принимается тот же расход, что и на предыдущем;

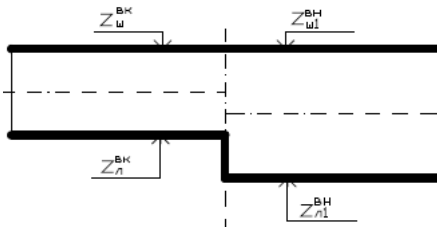
- предварительно назначенные, а следовательно, и расчетные скорости должны возрастать по направлению движения дождевых вод.

После гидравлического расчета сети производится геодезический расчет с целью определения отметок поверхности земли, лотков, шельги трубы, а также начального заложения уличного коллектора и глубины заложения трубы на всех расчетных участках.

Соединение труб дождевой сети в колодцах предусматривается по шельгам (рисунок 4.14).

Рисунок 4.14 – Схема соединения труб в колодце:

$Z_{ш}^{вк}$ – отметка шельги трубы в конце предыдущего участка; $Z_{ш}^{вн}$ – отметка шельги трубы в начале предыдущего участка; $Z_{л}^{вк}$ – отметка лотка трубы в конце предыдущего участка; $Z_{л}^{вн}$ – отметка лотка трубы в начале предыдущего участка



При расчете сети каждый участок имеет два узла: в начале (ВН) и в конце (ВК). Результаты геодезического расчета заносятся в графы 16–23 (см. таблицу 4.19).

Геодезический расчет выполняется в следующем порядке:

1 По генплану методом интерполяции определяются отметки поверхности земли в начале и в конце участков дождевой сети.

2 Первоначальное заложение уличной сети определяется по формуле

$$H_{\text{нач}} = h_{\text{вып}} + il + (D - d), \quad (4.31)$$

где h – глубина дождеприемника в месте присоединения соединительной ветви, которая назначается в зависимости от глубины промерзания, но не менее 1,0 м;

i – уклон соединительной ветви, принимается равным 0,02;

l – длина соединительной ветви, принимается не более 40 м;

D – диаметр коллектора начального участка уличной сети, мм;

d – диаметр соединительной ветви, принимается не менее 200 мм.

3 Отметка шельги в начале первого участка определяется по формуле

$$Z_{\text{ш}}^{\text{ВН}} = Z_{\text{п.з}}^{\text{ВН}} - H_{\text{нач}}, \quad (4.32)$$

где $Z_{\text{п.з}}^{\text{ВН}}$ – отметка поверхности земли в диктующей точке, м;

$H_{\text{нач}}$ – начальная глубина заложения трубы, м.

4 Отметка шельги в конце любого участка определяется по формуле

$$Z_{\text{ш}}^{\text{ВК}} = Z_{\text{ш}}^{\text{ВН}} - h_l, \quad (4.33)$$

где h_l – потери по длине, м.

Отметка шельги в начале последующего участка принимается равной отметке шельги в конце предыдущего участка, и расчет продолжается в той же последовательности.

Отметка лотка трубы определяется по формуле

$$Z_{\text{л}} = Z_{\text{ш}} - D, \quad (4.34)$$

где D – диаметр трубопровода на данном участке, мм.

Глубина заложения трубопроводов на всех участках определяется по формуле

$$H = Z_{\text{п.з}} - Z_{\text{л}}. \quad (4.35)$$

Необходимо учитывать условие минимально допустимого заложения трубопровода. Если оно не выполняется, то необходимо увеличить уклон и расчет производится повторно, или необходимо предусмотреть перепад в колодце.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 **Алексеев, М. И.** Организация отведения поверхностного (дождевого и талого) стока с урбанизированной территории : учеб. пособие для вузов / М. И. Алексеев, А. М. Курганов. – М. – СПб. : АСВ, 2000. – 352 с.
- 2 **Ануфриев, В. Н.** Рекомендации по организации водоотведения в сельской местности / В. Н. Ануфриев. – Минск, 2014. – 59 с.
- 3 Водный кодекс Республики Беларусь от 30 апреля 2014 г. № 149-З : с изм. и доп. – Минск, 2019. – 69 с.
- 4 Водоотведение : учеб. / Ю. В. Воронов [и др.] – М. : Издательский дом АСВ, 2009. – 415 с.
- 5 ГОСТ 26819–86 Трубы железобетонные напорные со стальным сердечником. Технические условия. – Введ. 01.01.1989. – М., 1989. – 23 с. – [с изм. и доп.].
- 6 ГОСТ 31416–2009. Трубы хризотилцементные. Технические условия. – Введ. 01.01.2012. – Минск : ОАО «НИИпроектасбест», 2012. – 23 с.
- 7 ГОСТ 3634–2019. Люки смотровых колодцев иждеприемники ливнесточных колодцев. Технические условия. – М. : Стандартинформ, 2020. – 20 с.
- 8 ГОСТ 18599–2001. Трубы напорные из полиэтилена. Технические условия. — Введ. 01.01.2003. – Минск, 2003. – 70 с.
- 9 ГОСТ 9583–75* Трубы чугунные, напорные, изготовленные методами центробежного и полунепрерывного литья. Технические условия. – Введ. 01.01.77. – М., 1977. – 6 с. – [с изм. и доп.].
- 10 Государственная программа «Комфортное жилье и благоприятная среда» на 2016–2020 гг. (постановление СМ Респ. Беларусь от 21.04.2016 № 326).
- 11 **Лукиных, А. А.** Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского : справ. пособие / А. А. Лукиных, Н. А. Лукиных. – 7-е изд. – М. : БАСТЕТ, 2012. – 380 с.
- 12 О некоторых вопросах нормирования сбросов химических и иных веществ в составе сточных вод : постановление М-ва природных ресурсов и охраны окружающей среды Респ. Беларусь от 26.05.2017 № 16.
- 13 Глава 8 Порядок приема производственных сточных вод : постановление СМ Респ. Беларусь от 23 октября 2019 г. № 713 [Электронный ресурс] // Национальный правовой Интернет-портал Респ. Беларусь, 26.10.2019, 5/47242.
- 14 Рекомендации по расчету систем сбора, отведения и очистки поверхностного стока с селитебных территорий, площадок предприятий и определению условий выпуска его в водные объекты. – М. : НИИ ВОДГЕО, 2014. – 88 с.
- 15 Санитарные нормы и правила «Требования к санитарно-защитным зонам организаций, сооружений и иных объектов, оказывающих воздействие на здоровье человека и окружающую среду» : утв. постановлением М-ва здравоохранения Респ. Беларусь от 11 октября 2017 г. № 91. – Минск, 2017. – 15 с.
- 16 Санитарные нормы и правила «Требования к системам водоотведения населенных пунктов» : утв. постановлением М-ва здравоохранения Респ. Беларусь от 15 мая 2012 № 48. – Минск, 2012. – 18 с.

- 17 СН 2.01-07–2020 Защита строительных конструкций от коррозии. – Введ. 31.12.2020. – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2020. – 69 с.
- 18 СН 3.02-02–2019. Общественные здания. – Введ. 08.09.2020. – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2020. – 57 с. – [с изм. и доп.].
- 19 СН 4.01.01–2019 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 85 с.
- 20 СН 4.01.02–2019 Канализация. Наружные сети и сооружения. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 79 с.
- 21 СН 4.01.03–2019 Системы внутреннего водоснабжения и канализации зданий. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 58 с.
- 22 Справочник по климату Беларуси. Ч. 2: Осадки (Государственный климатический кадастр) / Гос. учреждение «Респ. центр по гидрометеорологии, контролю радиоактивного загрязнения и мониторингу окружающей среды». – Минск, 2017. – 73 с.
- 23 СТБ 1163–2012 Трубы бетонные и железобетонные безнапорные. Технические условия. – Введ. 01.0.2013. – Минск : Госстандарт, 2013. – 20 с.
- 24 СТБ 1883–2008. Строительство. Канализация. Термины и определения. – Введ. 01.03.2009. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2008. – 19 с.
- 25 СТБ ЕН 1401-1–2012 Системы пластмассовых трубопроводов для безнапорного подземного дренажа и канализации. Поливинилхлорид непластифицированный. – Введ. 01.07.2012. – Минск : 2012. – 34 с.
- 26 СТБ 1986–2009 Трубы железобетонные напорные виброгидропрессованные. Технические условия. – Введ. 01.07.2010. – Минск : Госстандарт, 2010. – 19 с.
- 27 СТБ 1418–2003 Трубы керамические канализационные. Технические условия. – Введ. 01.07.2004. – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2004. – 14 с.
- 28 СТБ 1497–2004. Трубы стальные с внутренним цементно-песчаным покрытием. Технические условия. – Введ. 01.01.2005. – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2004. – 8 с.
- 29 СТБ ЕН 13476-3–2012 Системы пластмассовых трубопроводов для безнапорного подземного дренажа и канализации. Трубопроводы из непластифицированного поливинилхлорида (PVC-U), полипропилена (PP) и полиэтилена (PE) со структурированной стенкой. Часть 3. Технические условия на трубы и фасонные части с гладкой внутренней и профилированной наружной поверхностями, требования к системе, тип В. – Введ. 01.07.2012 – Минск, 2012. – 45 с.
- 30 ТКП 45-1.02-295–2014. Строительство. Проектная документация. Состав и содержание. – Введ. 01.04.2014. – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2014. – 60 с. – [с изм. и доп.].
- 31 ТКП 45-3.03-227–2010. Улицы населенных пунктов. Строительные нормы проектирования. – Введ. 01.07.2011 – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2011. – 59 с. – [с изм. и доп.].
- 32 ТКП 45-4.01-306–2017. Канализационные насосные станции. Правила проектирования. – Введ. 01.09.2017. – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2017. – 77 с.
- 33 ТКП 45-5.01-254–2012 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования. – Введ. 01.07.2012 – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2012. – 107 с. – [с изм. и доп.].

34 ТУ 2248-050-00284581–2002 Трубы и фасонные части из блоксополимера пропилена для систем наружной канализации. – Введ. 01.03.2002. – Минск, 2002. – 45 с.

35 ТУ 2248-058-00284581–2003 Трубы и фасонные части из полиэтилена для систем наружной канализации. – Введ. 01.03.2003. – Минск, 2003. – 24 с.

36 ТУ РБ101475891.385–2004 Трубы из непластифицированного поливинилхлорида и фасонные части к ним для наружных систем канализации. – Введ. 01.03.2004. – Минск, 2004. – 28 с.

37 ЭкоНиП 17.01.06-001–2017. Экологические нормы и правила Республики Беларусь «Охрана окружающей среды и природопользование. Требования экологической безопасности» : утв. постановлением М-ва природных ресурсов и охраны окружающей среды Респ. Беларусь от 18 июля 2017 г. № 5-Т. – Минск, 2017. – 244 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(справочное)

Проектирование хозяйственно-бытовой канализации

Таблица А.1 – Значения коэффициентов n , Δ_3 , a_2

Характеристика труб и коллекторов	n	Δ_3	a_2
<i>Трубы</i>			
Керамические	0,013	0,135	90
Бетонные и железобетонные	0,014	0,2	100
Асбестоцементные	0,012	0,06	73
Чугунные	0,013	0,1	83
Стальные	0,012	0,08	79
<i>Коллекторы</i>			
Бетонные и железобетонные	0,015	0,3	120
Монолитные сборные	0,014	0,08	50
Кирпичные	0,015	0,315	110

Таблица А.3 – Примерное распределение в процентах расхода производственных сточных вод по сменам

Часы смены	Коэффициент неравномерности								
	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	2
1	11,3	11	10,7	10,5	10,3	9	8,7	8,5	8
2	13	12	11,5	11	10,5	10,5	10	9,5	8,5
3	13	12	11,5	11	10,5	10,5	10	9,5	8,5
4	13,7	15	16,3	17,5	18,7	20	21,3	22,5	25
5	11,3	11	10,7	10,5	10,3	9	8,7	8,5	8
6	13	12	11,5	11	10,5	10,5	10	9,5	8,5
7	13	12	11,5	11	10,5	10,5	10	9,5	8,5
8	11,7	15	16,3	17,5	18,7	20	21,3	22,5	25

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
(справочное)

**Значения параметров осадков для населенных пунктов
Республики Беларусь**

Таблица Б.1 – Значения интенсивности дождя двадцатиминутной продолжительности q_{20} при периоде однократного превышения расчетной интенсивности, равном одному году, и слоя среднеголетних осадков [20]

Область, населенный пункт	Интенсивность дождя q_{20} , л/с·га	Среднегоголетние осадки, мм	За теплый период, мм	За холодный период, мм
<i>Брестская область</i>				
Брест	93	605	420	185
Барановичи	104	626	432	194
Береза	98	634	439	195
Ганцевичи	103	665	448	217
Дрогичин	95	623	425	198
Жабинка	94	589	419	170
Иваново	94	650	456	194
Ивацевичи	100	625	429	196
Каменец	92	576	408	168
Кобрин	94	610	425	185
Лунинец	96	626	414	212
Ляховичи	102	626	432	194
Малорита	92	601	180	421
Пинск	95	605	419	186
Пружаны	98	611	427	184
Столин	95	627	446	182
<i>Витебская область</i>				
Бешенковичи	102	613	437	176
Браслав	96	593	417	176
Верхнедвинск	97	623	433	190
Витебск	102	654	452	202
Глубокое	102	632	442	190
Городок	102	654	452	202
Докшицы	104	632	442	190
Дубровно	103	636	448	188
Лепель	104	660	448	212
Лиозно	101	654	452	202
Миоры	97	693	417	176
Орша	103	636	448	188
Полоцк	101	663	461	202
Поставы	104	643	460	183
Россоны	96	673	475	198

Продолжение таблицы Б.1

Область, населенный пункт	Интенсивность дождя q_{20} , л/с·га	Среднегоголетние осадки, мм	За теплый период, мм	За холодный период, мм
Сенно	100	624	442	182
Толочин	105	687	477	810
Ушачи	103	660	448	212
Чашники	102	613	437	176
Шарковщина	96	607	426	181
Шумилино	102	654	452	202
<i>Гомельская область</i>				
Брагин	87	545	375	170
Буда-Кošелево	100	603	422	181
Ветка	96	618	424	194
Гомель	96	618	424	194
Добруш	96	624	427	197
Ельск	93	629	438	191
Житковичи	99	618	427	191
Жлобин	99	618	427	191
Калинковичи	99	638	446	192
Корма	98	634	420	214
Лельчицы	94	632	451	181
Лоев	89	631	428	203
Мозырь	100	638	446	192
Наровля	95	610	425	185
Октябрьский	104	640	450	190
Петриков	99	620	428	192
Речица	103	652	451	198
Рогачев	99	606	412	194
Светлогорск	97	655	453	200
Хойники	90	610	425	185
Чечерск	102	634	420	214
<i>Гродненская область</i>				
Гродно	90	578	392	186
Дятлово	110	643	435	206
Берестовица	100	612	426	186
Волковыск	98	612	426	186
Вороново	101	653	446	207
Зельва	99	612	426	186
Ивье	104	653	446	207
Кореличи	105	751	501	250
Лида	100	653	446	207
Мосты	102	592	397	195
Новогрудок	114	751	501	250
Островец	105	641	449	192

Продолжение таблицы Б.1

Область, населенный пункт	Интенсивность дождя q_{20} , л/с·га	Среднегоголетние осадки, мм	За теплый период, мм	За холодный период, мм
Ошмяны	103	625	437	188
Свислочь	99	612	426	186
Слоним	105	651	448	203
Сморгонь	105	625	437	188
Щучин	99	563	391	172
<i>Минская область</i>				
Березино	103	647	432	215
Борисов	104	679	460	219
Вилейка	102	624	431	193
Воложин	106	668	447	221
Дзержинск	102	683	455	228
Клецк	105	692	467	225
Копыль	105	692	467	225
Крупки	105	650	453	197
Логойск	105	669	451	218
Любань	100	635	438	197
Минск	103	683	455	228
Молодечно	100	625	451	184
Мядель	104	643	460	183
Несвиж	105	692	467	225
Пуховичи	98	602	417	185
Слуцк	94	608	411	197
Смолевичи	103	683	455	228
Солигорск	96	635	438	197
Ст. Дороги	95	681	464	217
Столбцы	102	601	400	201
Узда	102	601	400	201
Червень	102	691	464	227
<i>Могилевская область</i>				
Могилев	101	634	417	217
Бельниччи	102	634	417	217
Бобруйск	98	619	434	185
Быхов	100	367	430	207
Глуск	100	641	448	193
Горки	102	629	424	205
Дрибин	101	629	424	205
Кировск	95	619	434	185
Климовичи	98	637	439	198
Кличев	100	613	414	199
Костюковичи	97	611	417	194
Краснополье	96	637	429	198

Окончание таблицы Б.1

Область, населенный пункт	Интенсивность дождя q_{20} , л/с·га	Среднегоголетние осадки, мм	За теплый период, мм	За холодный период, мм
Кричев	97	637	439	190
Круглое	105	687	477	210
Мстиславль	103	637	439	198
Осиповичи	100	655	445	210
Славгород	96	637	429	208
Хотимск	97	647	431	216
Чаусы	95	679	465	214
Чериков	96	673	435	238
Шклов	104	650	450	200

Таблица Б.2 – Значения параметра n для населенных пунктов Республики Беларусь [20]

Населенный пункт	n
Жлобин, Полоцк	0,60
Волковыск	0,63
Высокое, Бобруйск, Наровля, Старые Дороги	0,64
Брагин, Брест, Гродно, Лельчицы, Слуцк	0,65
Радошковичи, Пинск	0,66
Лида, Пружаны, Славгород, Шарковщина	0,67
Гомель, Житковичи, Костюковичи, Речица	0,68
Василевичи, Верхнедвинск, Витебск, Ивацевичи, Марьина Горка, Мозырь, Сенно	0,69
Молодечно, Червень	0,70
Березино, Ганцевичи, Езерище, Могилев, Чечерск	0,71
Барановичи, Борисов, Горки, Лепель, Минск, Негорелое, Орша, Славное	0,72
Лынтупы, Новгородок	0,74

Таблица Б.3 – Значения параметра m_r [20]

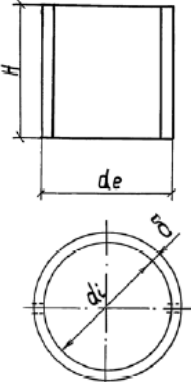
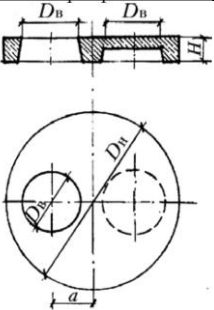
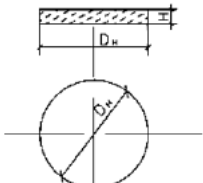
Населенный пункт	m_r
Лельчицы, Тартак	83
Мозырь	85
Болин	90
Андреевка, Лучицы	97
Брест	101
Бирчуки, Славгород	103
Сенно	104
Бобруйск	108
Минск	109
Борисов	112
Волковыск, Свислочь	120

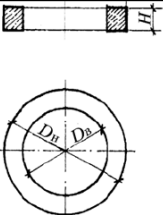
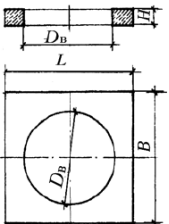
Окончание таблицы Б.3

Населенный пункт	m_r
Калинковичи, Негорелое	121
Барановичи, Березки	129
Бенякони	134
Березино, Молодечно, Радошковичи	135
Дерновичи, Наровля	140
Жерновка	144
Витебск	147
Червень	148
Борисовщина, Малорита, Мокраны	149
Новогрудок	152
Могилев	154
Чериков	155
Горки	156
Новое Королево	159
Рассоны	163
Казяны, Шарковщина	164
Слоним	165
Марьино, Морочь, Пинск, Старая Березина	166
Ерши, Надземан	178
Кузьмичи	179
Верхнедвинск	184
Горынь, Костюковичи, Ново-Бережное,	185
Загатье, Славное, Смоляны	187
Лида	188
Путьки, Сухари	189
Гродно	191
Пружаны	192
Притыка, Солоное	194
Журавичи, Петриков, Турск	197
Орша	198
Б. Литвиновичи	199
Жлобин, Ивацевичи	200
Речица	204
Ганусовщина, Марьино Горка	207
Лепель	208
Чечерск	209
Житковичи	212
Гомель	213
Горки, Слуцк	217
Лускинополь	222
Василевичи	225
Полоцк	226
Дрогичин, Мотоль	238

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(справочное)

Сборные элементы колодца

Эскиз конструкции	Марка	Размеры, мм		
		внутренний диаметр	наружный диаметр	высота
	КС 7.3	700	840	290
	КС 7.9			890
	КС 10.3	1000	1160	290
	КС 10.6			590
	КС 10.9			890
	КС 13.9	1250	1410	890
	КС 15.6	1500	1680	590
	КС 15.9			890
	КС 20.6	2000	2200	590
	КС 20.9			890
	КС 25.6	2500	2700	590
	*КС 25.12	2500	2700	1190
	ПП 10	700	1160	150
	ПП 13	700	1410	150
	1ПП 15	700	1680	150
	2ПП 15	700	1680	150
	3ПП 15	1000	1680	150
	1ПП 20	700	2200	160
	2ПП 20	1000	2200	160
	3ПП 20	700	2200	160
	1ПП25	700	2700	180
	ПН 10	–	1500	100
	ПН 15	–	2000	120
	ПН 20	–	2500	120

Эскиз конструкции	Марка	Размеры, мм		
		внутренний диаметр	наружный диаметр	высота
	КО 6	580	840	60
	ПО 10	1000	–	150

Учебное издание

НОВИКОВА Ольга Константиновна

КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ СЕТИ

Учебное пособие

Редактор *А. А. Павлюченкова*

Технический редактор *В. Н. Кучерова*

Корректор *Т. А. Пугач*

Подписано в печать 15.07.2021 г. Формат 60x84 ¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Таймс. Печать на ризографе.
Усл. печ. л 10,42. Уч.-изд. л. 10,78 . Тираж 50 экз.
Зак. № 1971. Изд. № 9.

Издатель и полиграфическое исполнение:
Белорусский государственный университет транспорта,
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий

№ 1/361 от 13.06.2014.

№ 2/104 от 01.04.2014.

№ 3/1583 от 14.11.2017.

Ул. Кирова, 34, 246653, Гомель