

МИНОБРНАУКИ РОССИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Тверской государственный технический университет»
(ТвГТУ)

**Е.Н. Коноплёв, Н.П. Курбатов,
А.Л. Яблонев**

**Основы проектирования
и расчёта систем водоснабжения
и водоотведения населённых пунктов**

Учебное пособие

Тверь 2022

УДК 532:621.22
ББК 22.253

Рецензенты: кандидат технических наук доцент кафедры «Гидравлика, теплотехника и гидропривод» Тверского государственного технического университета Качановский Ф.В.; генеральный директор ООО «Тверьагроводпроект» Гулевкина Л.Н.

Коноплёв Е.Н., Курбатов Н.П., Яблонев А.Л. Основы проектирования и расчёта систем водоснабжения и водоотведения населённых пунктов: учебное пособие. Тверь: Тверской государственный технический университет, 2022. 124 с.

Изложены основные положения по проектированию и расчёту сооружений систем водоснабжения и водоотведения населённых пунктов и отдельных зданий. Подробно рассмотрены вопросы охраны водных ресурсов, в том числе проектирования зон санитарной охраны водопроводных и канализационных сооружений.

Предназначено для студентов, обучающихся на любой строительной специальности.

**Евгений Николаевич Коноплёв
Николай Павлович Курбатов
Александр Львович Яблонев**

Основы проектирования и расчёта систем водоснабжения и водоотведения населённых пунктов

Учебное пособие

Редактор Ю.А. Якушева
Корректор Я.А. Петрова

Подписано в печать

Формат 60 × 84/16

Физ. печ. л. 7,75

Тираж 100 экз.

Усл. печ. л. 7,21

Заказ № 19

Бумага писчая

Уч.-изд. л. 6,74

С – 19

Редакционно-издательский центр
Тверского государственного технического университета
170026, г. Тверь, наб. А. Никитина, 22

ISBN 978-5-7995-1205-7

© Тверской государственный
технический университет, 2022
© Коноплёв Е.Н., Курбатов Н.П.,
Яблонев А.Л., 2022

ВВЕДЕНИЕ

Современные системы водоснабжения и водоотведения представляют собой сложные инженерные сооружения и устройства, обеспечивающие подачу воды потребителям, а также отвод и очистку сточных вод. Правильное решение инженерных задач по водоснабжению и водоотведению в значительной мере обуславливает высокий уровень благоустройства населённых пунктов, рациональное использование и воспроизводство природных ресурсов.

Вопросы, освещённые в учебном пособии, дают возможность студентам технически грамотно с учётом современных экологических требований проектировать и рассчитывать системы водоснабжения и водоотведения населённых пунктов в процессе выполнения расчётно-графической работы по дисциплине «Водоснабжение и водоотведение».

Приведённые примеры расчётов, иллюстрации, справочный и нормативный материал, представленный в виде приложений, призваны существенно снизить трудоёмкость выполнения расчётно-графической работы, а также помочь глубокому усвоению лекционного материала дисциплины. Использование пособия способствует повышению доли и качества самостоятельной работы студентов в процессе обучения в вузе.

Состоит из трёх разделов. В первом разделе «Водоснабжение» описаны правила и устройство наружных сетей и источников водоснабжения. В качестве дополнительной литературы здесь можно порекомендовать источники [1–5].

Второй раздел «Водоснабжение и водоотведение отдельных зданий» посвящён внутреннему водопроводу и канализации зданий. Представленный материал основан на строительных нормах и сводах правил [6–8], а также на данных, изложенных в источниках [9–12].

В третьем разделе «Водоотведение» исследованы основные принципы отведения и очистки сточных вод, которые подробно описаны в работах [3–5, 8, 10, 13–15].

Включает в себя девятнадцать приложений, в которых приведены задания, схемы, справочная информация и типовые таблицы, заполняемые в ходе выполнения расчётно-графической работы.

1. ВОДОСНАБЖЕНИЕ

1.1. Определение водопотребления и расчётных расходов воды

Определение водопотребления и расчётных расходов воды производится для выбора источника водоснабжения, типа и размеров водопроводных сооружений и оборудования, технологий водоподготовки и подачи воды к потребителю.

В населённом пункте вода расходуется на коммунальные и производственные нужды, а также на тушение пожаров.

Суточное водопотребление населением определяется по формуле

$$Q = qU, \quad (1.1)$$

где q – норма водопотребления одним человеком в сутки, м³/сут; U – расчётное количество жителей, чел.

По аналогии находят суточный расход воды предприятиями:

$$Q_{\text{пр}} = q_{\text{пр}}N_{\text{пр}}, \quad (1.2)$$

где $q_{\text{пр}}$ – норма расхода воды на единицу вырабатываемой продукции; $N_{\text{пр}}$ – расчётное количество выпускаемой продукции в сутки.

Противопожарные расходы воды в системе водоснабжения предусматриваются в случае, когда вода при тушении пожаров берётся из водопровода.

Допускается принимать противопожарное водоснабжение из водоёмов или резервуаров с обеспечением подъездов к ним автонасосов для населённых пунктов с количеством жителей не более 5 000 чел. по согласованию с органами Федерального государственного пожарного надзора. В других случаях расходы для тушения пожаров принимаются согласно СП 31.13330.2012 [7].

При оценке пригодности источников водоснабжения для проектируемого объекта следует определять годовое водопотребление по формуле

$$Q_{\text{год}} = Q_{\text{н}} \cdot 365 + Q_1 T_1 + Q_2 T_2 + \dots + Q_n T_n, \quad (1.3)$$

где $Q_{\text{н}}$ – суточное водопотребление населением; Q_1, Q_2, Q_n – суточное водопотребление первым, вторым и n -м объектом соответственно; T_1, T_2, T_n – количество дней в году работы соответствующих объектов.

Для установления основных параметров водопроводных сооружений следует знать расчётные (часовые и секундные) расходы воды. Например, расчётный часовой расход воды в коммунальном секторе (населением):

$$Q_{\text{р.час}} = \frac{Q_{\text{н}} K_{\text{сут}} K_{\text{час}}}{24}, \quad (1.4)$$

где $K_{\text{сут}}$ – коэффициент максимальной суточной неравномерности водопотребления, рекомендуется принимать равным 1,1–1,3; $K_{\text{час}}$ – коэффициент максимальной часовой неравномерности водопотребления, который вычисляется по формуле

$$K_{\text{час}} = \alpha_{\text{max}} \beta_{\text{max}}, \quad (1.5)$$

где α_{max} – коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий, режим предприятий и другие местные условия ($\alpha_{\text{max}} = 1,2-1,4$); β_{max} – коэффициент, учитывающий количество жителей в населённом пункте, принимается согласно СП 31.13330.2012 (табл. 1.1) [7].

Таблица 1.1

Максимальные и минимальные значения коэффициентов, учитывающих количество жителей в населённых пунктах

Количество жителей, тыс. чел.	β_{max}	β_{min}
1	2	0,1
1,5	1,8	
2,5	1,6	
4	1,5	0,2
6	1,4	0,25
10	1,3	0,4
20	1,2	0,5
50	1,15	0,6
100	1,1	0,7
300	1,05	0,85
1 000 и более	1	

Распределение расхода воды по часам (в зависимости от величины коэффициента часовой неравномерности) в коммунальном секторе приводится в прилож. 3.

Режим водопотребления на производственные нужды зависит от технологии производства, типа установленного оборудования, количества смен и других факторов.

На предприятиях, указанных в задании, допускаются при проектировании равномерные по часам смены расхода воды.

Из прилож. 3 видно, что максимальные расходы воды в коммунальном секторе приходятся на дневные часы, т. е. во время работы промышленных предприятий. Следовательно, определение расчётного расхода воды в населённом пункте можно произвести путём сложения по формуле

$$Q_{\text{час}} = Q_{\text{р.час}} + Q_{\text{р.час } 1} + Q_{\text{р.час } 2} + \dots + Q_{\text{р.час } n}, \quad (1.6)$$

где $Q_{\text{р.час}}$ – расчётный часовой расход воды в коммунальном секторе; $Q_{\text{р.час } 1}$, $Q_{\text{р.час } 2}$, $Q_{\text{р.час } n}$ – часовые расходы воды на соответствующих предприятиях.

Расчётный секундный расход

$$q = \frac{Q_{\text{час}}}{3\,600}. \quad (1.7)$$

В проектируемой системе водоснабжения предусматривается подача потребителям холодной и горячей воды, поэтому должно быть запроектировано сооружение для приготовления горячей воды (котельная

или тепловой пункт). Доля горячей воды в общем водопотреблении зависит от многих факторов, в частности от степени благоустройства жилых помещений и общественных зданий, вида промышленных предприятий, технологии производства.

Таким образом, в населённом пункте должны быть проложены водопроводы для подачи горячей и холодной воды, которые по своему функциональному назначению мало отличаются друг от друга. Поэтому в расчётно-графической работе можно ограничиться проектированием и расчётом водопровода для подачи холодной воды. Расчётные расходы этой воды в этом водопроводе составляют

$$q_x = 0,6q, \quad (1.8)$$

где q – расчётный секундный расход холодной воды.

1.2. Свободный напор

Минимальный свободный напор в сети водопровода населённого пункта при хозяйственно-питьевом водопотреблении на вводе в здание (*над поверхностью земли*) должен приниматься при одноэтажной застройке не менее 10 м. При большей этажности на каждый этаж следует добавлять 4 м. У водоразборных колонок минимальный напор должен быть не менее 10 м.

Свободный напор в наружной сети производственного водопровода должен приниматься по технологическим характеристикам оборудования.

Свободный гидростатический напор в наружной сети хозяйственно-питьевого водопровода у потребителя не должен превышать 60 м.

При напорах в сети больше 60 м для отдельных зданий или районов допускается установка регуляторов давления или зонирование системы водопровода.

Свободный напор в сети противопожарного водопровода низкого давления при пожаротушении должен быть не менее 10 м.

1.3. Основные конструктивные элементы водопроводной сети, её проектирование и гидравлический расчёт

Для устройства наружных водопроводных сетей применяются чугунные, стальные, асбестоцементные и поливинилхлоридные трубы.

Глубину заложения водопроводных сетей при подземной прокладке нужно принимать с учётом исключения возможности замерзания воды в зимний период года и недопустимого нагревания в летний период, а также повреждения труб внешними нагрузками.

Глубина заложения труб, считая до нижней части, должна быть больше расчётной глубины промерзания грунта на 0,5 м.

При пересечении с реками водопроводные трубы укладывают в виде дюкеров, располагая их не менее чем на 1 м ниже дна реки в траншеях. С обоих концов дюкера строят колодцы, в которых размещают задвижки для включения отдельных линий дюкера.

При пересечении трубопроводами железных дорог трубы следует прокладывать в проходных галереях или футлярах (кожухах) для предотвращения размыва полотна (в случае разрыва водопроводных линий) и удобства ремонтных работ.

На водопроводных линиях, если необходимо, надлежит предусматривать установку задвижек для выделения ремонтных участков; клапанов для впуска воздуха; вантузов для выпуска воздуха; выпусков для сброса воды; компенсаторов; обратных клапанов или клапанов других типов автоматического действия для выключения ремонтных участков; аппаратуры для предупреждения недопустимого повышения давления при гидравлических ударах; пожарных гидрантов для отбора воды из водопровода на тушение пожаров.

Клапаны для впуска и вантузы для выпуска воздуха следует устанавливать в повышенных, а выпуска – в пониженных точках ремонтных участков трубопроводов.

Пожарные гидранты устанавливают на сети на расстоянии не более 150 м друг от друга (на перекрёстках) и не ближе 5 м от стен зданий.

Для размещения указанной выше арматуры на водопроводной сети устраивают подземные камеры – колодцы из сборного железобетона, а также из кирпича.

Проектирование и гидравлический расчёт водопроводной сети производят в соответствии с СП [7].

При трассировке водопровода руководствуются основными рекомендациями:

подводящие водоводы от головных водопроводных сооружений к населённому пункту прокладывают по кратчайшему пути в две и более линии (рис. 1.1);

водопроводные линии располагают в пределах населённого пункта параллельно застройке зданий, т. е. вдоль улиц, переулков по обочинам дорог;

водопроводную арматуру (задвижки, выпуски, вантузы и т. д.) размещают в специальных подземных камерах (смотровых колодцах);

участки водопровода прокладывают с уклоном (с использованием уклона рельефа местности) для обеспечения опорожнения линий и выпуска воздуха;

для предотвращения замерзания воды в водопроводе его укладывают ниже глубины промерзания грунта.

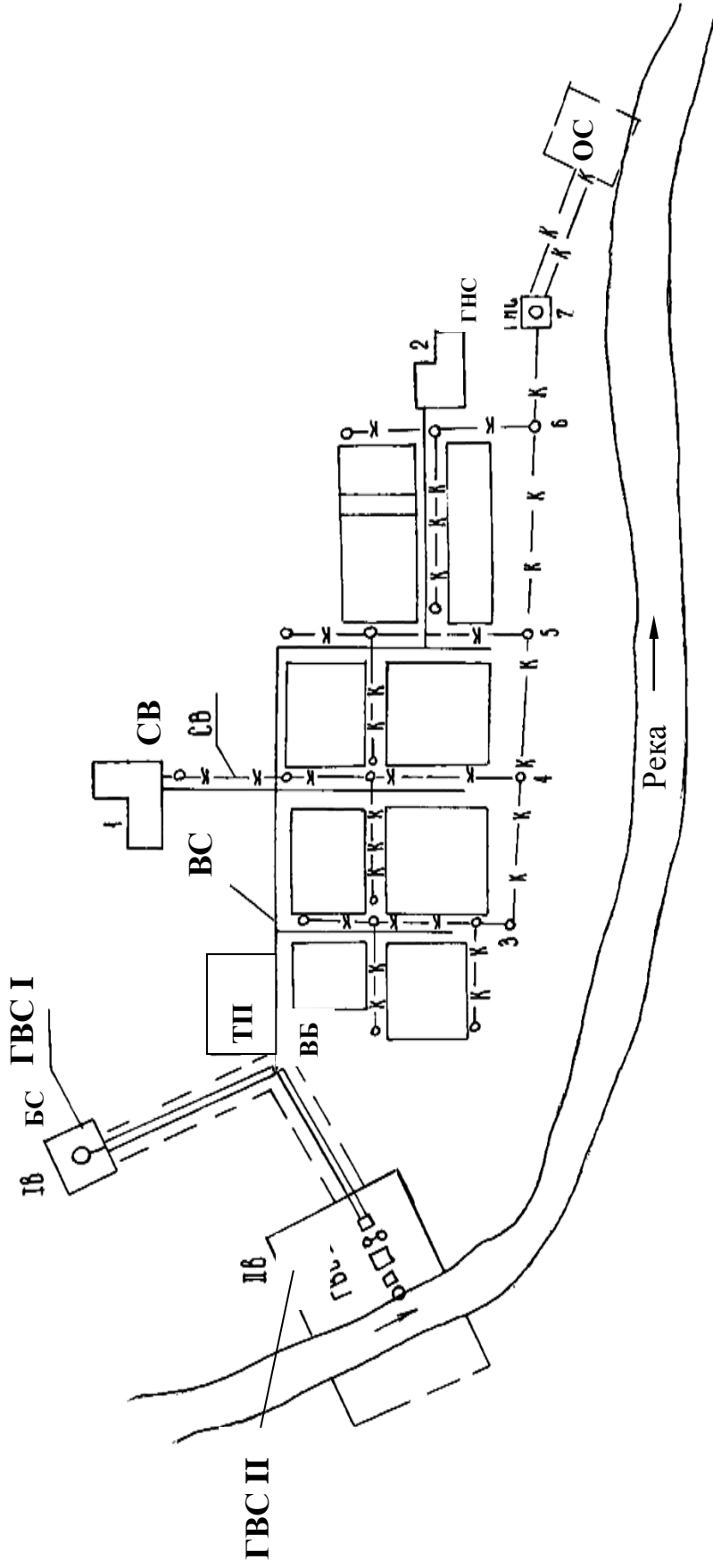


Рис. 1.1. План населённого пункта с прилегающими территориями:

ГВС I и ГВС II – головные водопроводные сооружения по варианту I и II соответственно;
 ВС – водопроводная сеть; СВ – система водоотведения; ГНС – главная насосная станция;
 ОС – очистные сооружения сточных вод; 1, 2 – номера промышленных предприятий;
 ТШ – тепловой пункт; БВ – водонапорная башня БС – буровая скважина

После трассировки на плане населённого пункта водопровода выполняют его гидравлический расчёт.

Для расчётно-графической работы исходные материалы и порядок выполнения представлены в прилож. 1–10.

В прилож. 1 показана схема посёлка с трассировкой водопровода от узла 1 до узла 9. На участках 1–2, 2–5, 1–4, 4–5 расположены жилые дома населения посёлка. В узлах водопроводной сети находятся потребители: молочный комплекс (узел 3); комплекс по откорму свиней (узел 6); молочный завод (узел 7); ремонтные мастерские (узел 9). Информацию о каждом потребителе студент получает от преподавателя или из таблицы прилож. 2 «Задание к расчётно-графической работе».

Согласно полученной информации заполняется табл. 1 (см. прилож. 5).

Расчёт производится с помощью формул (1.1), (1.2). Суточное водопотребление может меняться по сезонам как у населения, так и у других потребителей, что подтверждается при заполнении табл. 1 (см. прилож. 5). Складывая по вертикали суточное водопотребление всех потребителей в каждом месяце, получаем среднесуточное водопотребление поселка.

Из 12 месяцев выбираем месяц с наибольшим среднесуточным водопотреблением $Q_{сут.ср.м.н}$. Для этих суток определяем долю каждого потребителя:

$$a_{нас} = \frac{Q_{нас}}{Q_{сут.ср.м.н}}; \quad (1.9)$$

$$a_{з.н} = \frac{Q_{з.н}}{Q_{сут.ср.м.н}}; \quad (1.10)$$

$$a_{м.к} = \frac{Q_{м.к}}{Q_{сут.ср.м.н}}; \quad (1.11)$$

$$a_{р.м} = \frac{Q_{р.м}}{Q_{сут.ср.м.н}}; \quad (1.12)$$

$$a_{м.з} = \frac{Q_{м.з}}{Q_{сут.ср.м.н}}; \quad (1.13)$$

$$a_{к.о.с} = \frac{Q_{к.о.с}}{Q_{сут.ср.м.н}}; \quad (1.14)$$

где $a_{нас}$, $a_{з.н}$, $a_{м.к}$, $a_{р.м}$, $a_{м.з}$, $a_{к.о.с}$ – доля в общем наибольшем среднесуточном водопотреблении населения, полива зелёных насаждений, молочного комплекса, ремонтных мастерских, молочного завода, комплекса по откорму свиней соответственно; $Q_{нас}$, $Q_{з.н}$, $Q_{м.к}$, $Q_{р.м}$, $Q_{м.з}$, $Q_{к.о.с}$ – среднесуточное водопотребление населения, полива зелёных насаждений, молочного комплекса, ремонтных мастерских, молочного завода, комплекса по откорму свиней соответственно.

Рассчитанные значения заносятся в табл. 2 (см. прилож. 5), которая заполняется в следующем порядке. Сначала у каждого потребителя на основании прилож. 3 и 4 заполняется левая вертикаль: население, молочный комплекс и комплекс по откорму свиней. Ремонтные мастерские, молокозавод и полив зелёных насаждений обеспечиваются

водой по характеру их работы (например, односменной). Правая вертикаль заполняется путём умножения a_i на значения левой графы для каждого потребителя. Вертикальная графа «Суммарный процент часового водопотребления» получается путём сложения для каждой строчки правых вертикалей шести потребителей. Если сумма процентов, вычисленных в этой графе, равна 100, то можно приступить к заполнению предпоследней вертикали «Суммарный часовой расход воды, м³/ч»:

$$q_{\text{час.}i} = Q_{\text{сут.}max} \cdot \%_i, \quad (1.15)$$

где $Q_{\text{сут.}max}$ – максимальное суточное водопотребление, определяемое по формуле

$$Q_{\text{сут.}max} = K_{\text{сут.}max} Q_{\text{сут.ср.м.н}}, \quad (1.16)$$

где $K_{\text{сут.}max} = 1,1-1,3$ – коэффициент максимальной суточной неравномерности водопотребления.

Из 24 строчек этой вертикали выбираем максимальный часовой расход $q_{\text{max.}час}$ и распределяем его между потребителями этого часа:

$$q_{\text{max.}час.i} = Q_{\text{сут.}max} \cdot \%_i, \quad (1.17)$$

где $\%_i$ принимаем из правых граф вертикалей для каждого потребителя в строке максимального расхода.

Результаты вычислений записываем в прилож. 6, в котором определяем узловые расходы водопроводной сети посёлка (см. прилож. 1). Далее переходим к оцифровке водопроводной сети посёлка, т. е. получаем идентичные параметры сети и записываем их в прилож. 7. Для оцифровки необходимо сделать следующее:

1. Нанести геодезические отметки узлов с 1 по 9 и длины участков со схемы поселка (см. прилож. 1) в прилож. 7.

2. Записать узловые расходы Q_1, Q_2, \dots, Q_9 из прилож. 6.

3. Рассчитать расходы по участкам $q_{1-2}, q_{1-4}, q_{2-3}, \dots, q_{8-7}, q_{8-9}$. В разветвлённом водопроводе движение воды происходит от узла 1 к тупиковым (конечным) узлам водопровода (3, 6, 7, 9). Распределение расчётных расходов по участкам производим по правилу узла:

$$\sum q_{\text{п}} = \sum q_{\text{о}}, \quad (1.18)$$

где $\sum q_{\text{п}}$, $\sum q_{\text{о}}$ – сумма расходов воды, подходящих узлу и отходящих от узла соответственно.

Определяем предварительно магистральное направление движения воды от узла 1 к самому удалённому и высокорасположенному узлу. На расчётной схеме (см. прилож. 1) за магистральное направление принято направление 1–2–5–8–7 или 9. Расчёт проводим от конечных точек (7 или 9):

$$q_{8-7} = Q_7; \quad (1.19)$$

$$q_{8-9} = Q_9; \quad (1.20)$$

$$q_{5-8} = q_{8-9} + q_{8-7} + Q_8 \quad (1.21)$$

и т. д.

Для узла 5 формулы для *предварительного распределения* имеют вид:

$$q_{2-5} = q_{4-5} = \frac{(q_{5-8} + q_{5-6} + Q_5)}{2}, \quad (1.22)$$

$$q_{1-2} = q_{2-5} + q_{2-3} + Q_2; \quad (1.23)$$

$$q_{1-4} = q_{4-5} + Q_4. \quad (1.24)$$

4. Рассчитать диаметры участка D_{ij} , средние скорости V_{ij} и потери напора h_{ij} при помощи таблиц Шевелёвых [10].

С санитарно-гигиенической (эпидемиологической) точки зрения самыми надёжными являются стальные трубы. В расчётно-графической работе для устройства водопровода рекомендовано применять электросварные трубы (см. ГОСТ 10704-76). Подбор диаметров труб следует производить с учётом экономического фактора. Экономически **наивыгоднейшими** будут те диаметры, при которых оказываются наименьшими приведённые затраты средств на строительство и эксплуатацию водопровода. В таблицах Шевелёвых эти диаметры выделены в диапазоне расхода участка от q_{min} до q_{max} .

Используя таблицы Шевелёвых по гидравлическим расчётам [10], для каждого участка следует подобрать для расчётных расходов q_{ij} экономически наивыгоднейший диаметр D_{ij} , значение средней скорости V_{ij} , гидравлический уклон $1\ 000i$ и определить потери напора по формуле

$$h_{lij} = \frac{1\ 000i \cdot L_{ij}}{1\ 000}, \quad (1.25)$$

где L_{ij} – длина участка ij , м.

Числовые значения диаметров, скоростей и потерь напора переносим на расчётную схему водопровода (см. прилож. 7).

5. Проверить выполнение второго закона Кирхгофа для потерь напора на участках кольцевой сети 1–2–5–4–1:

$$h_{112} + h_{125} = h_{114} + h_{145}. \quad (1.26)$$

В случае невыполнения этого условия проводится внутренняя увязка за счёт изменения расходов q_{1-2} , q_{2-5} , q_{1-4} , q_{4-5} и получения новых значений потерь напора, которые удовлетворяют требованиям уравнения (1.26).

6. Определить напоры в узловых точках водопровода с помощью уравнения Д. Бернулли.

В практике расчёта водопроводов принято определять так называемые свободные напоры. В проектируемом водопроводе расчётный свободный напор h_0 во всех его точках должен быть не ниже нормативного, определяемого для жилых домов (в зависимости от этажности застройки) по формуле

$$h_0 = 10 + 4(n - 1), \quad (1.27)$$

где n – число этажей здания.

Для промышленных предприятий величину нормативного напора назначают в зависимости от требований технологического процесса.

В расчётном диктующем узле 7 назначают нормативную величину свободного напора (например, 10 м), а затем находят расчётный свободный напор в узле 8 h_{80} с учётом направления движения воды на участке 8–7:

$$h_{80} = \nabla_7 + h_{70} + h_{l87} - \nabla_8, \quad (1.28)$$

где ∇_7 и ∇_8 – геометрические высоты (геодезические отметки) узлов 7 и 8 соответственно; h_{70} – свободный напор в узле 7; h_{l87} – потери напора между узлами 8 и 7.

Выполнив подобные расчёты, последовательно (для каждого узла) определяют свободные (h_0) и гидростатические ($\nabla_i + h_0$) напоры для всех узлов. Если в результате расчётов в каком-либо узле расчётный свободный напор окажется ниже нормативного на величину $\Delta h = h - h_n$, необходимо расчётные напоры во всех узлах увеличить на величину Δh . Результаты расчётов следует зафиксировать на схеме водопровода (см. прилож. 7).

1.4. Проектирование и расчёт головных водопроводных сооружений

К головным водопроводным сооружениям принято относить водозаборы, станции водоподготовки, резервуары для хранения чистой воды и насосные станции.

1.4.1. Источники водоснабжения – артезианские напорные воды

Водозаборные сооружения, в зависимости от величины водопотребления, могут быть выполнены в виде одного или нескольких трубчатых колодцев (рис. 1.2), расположенных на определённом расстоянии относительно друг друга. При этом каждый колодец должен быть соединён с общим водопроводом, подающим воду в водонапорную башню и к населённому пункту (рис. 1.3).

При расчёте водозаборных сооружений следует:

- определить необходимое количество колодцев n ;
- найти диаметр водоприёмного фильтра $d_{\text{ф}}$ и обсадной (эксплуатационной) трубы;
- подобрать марку насоса, определить его производительность (подачу) и развиваемый им напор;
- установить глубину откачки воды в колодце.

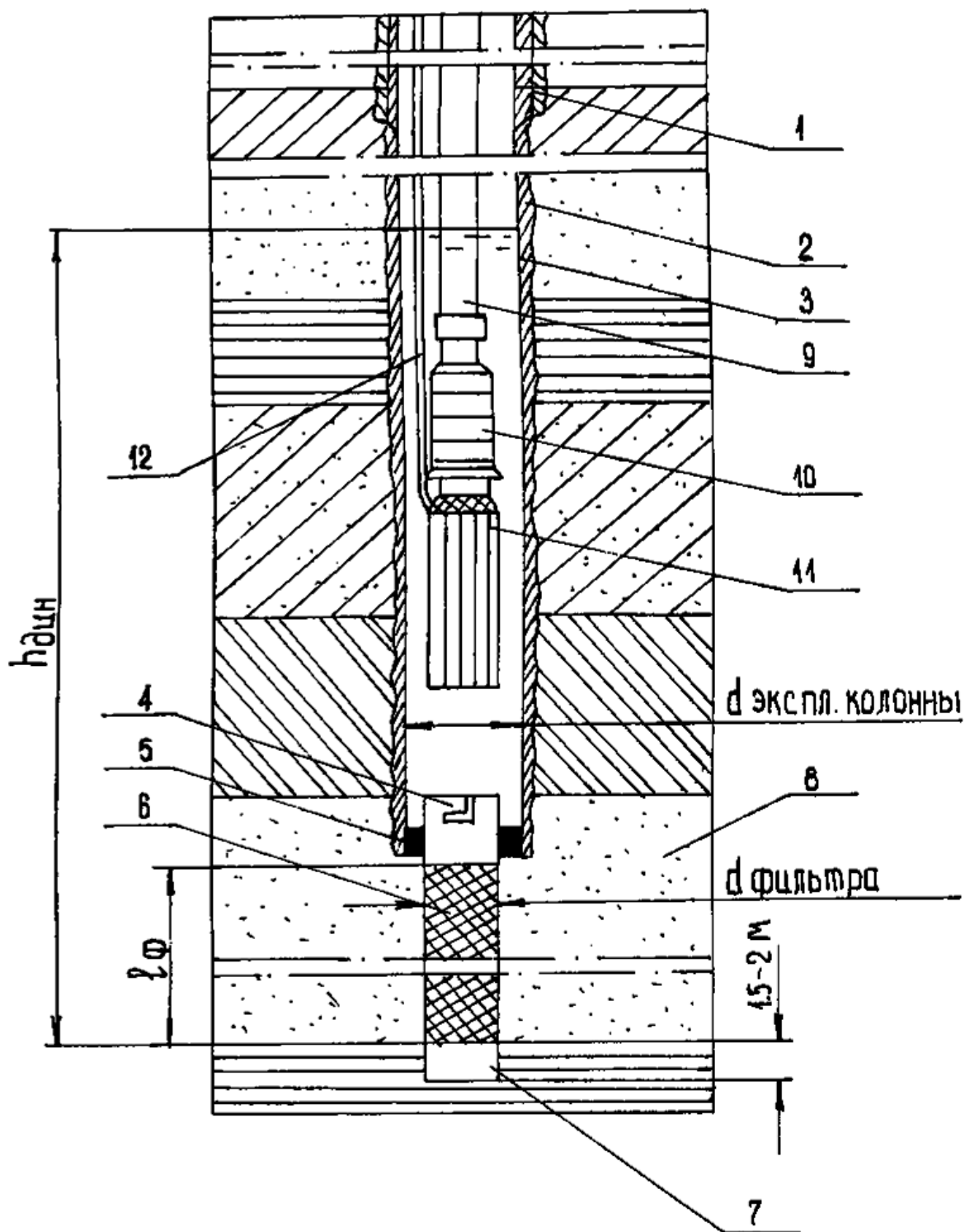


Рис. 1.2. Схема конструкции трубчатого колодца:
 1 – труба кондуктора; 2 – затрубная цементация;
 3 – эксплуатационная колонна; 4 – фильтровая труба; 5 – манжета;
 6 – фильтр; 7 – отстойник; 8 – водоносные породы;
 9 – водоподъемная труба; 10 – насос;
 11 – электродвигатель; 12 – электрокабель

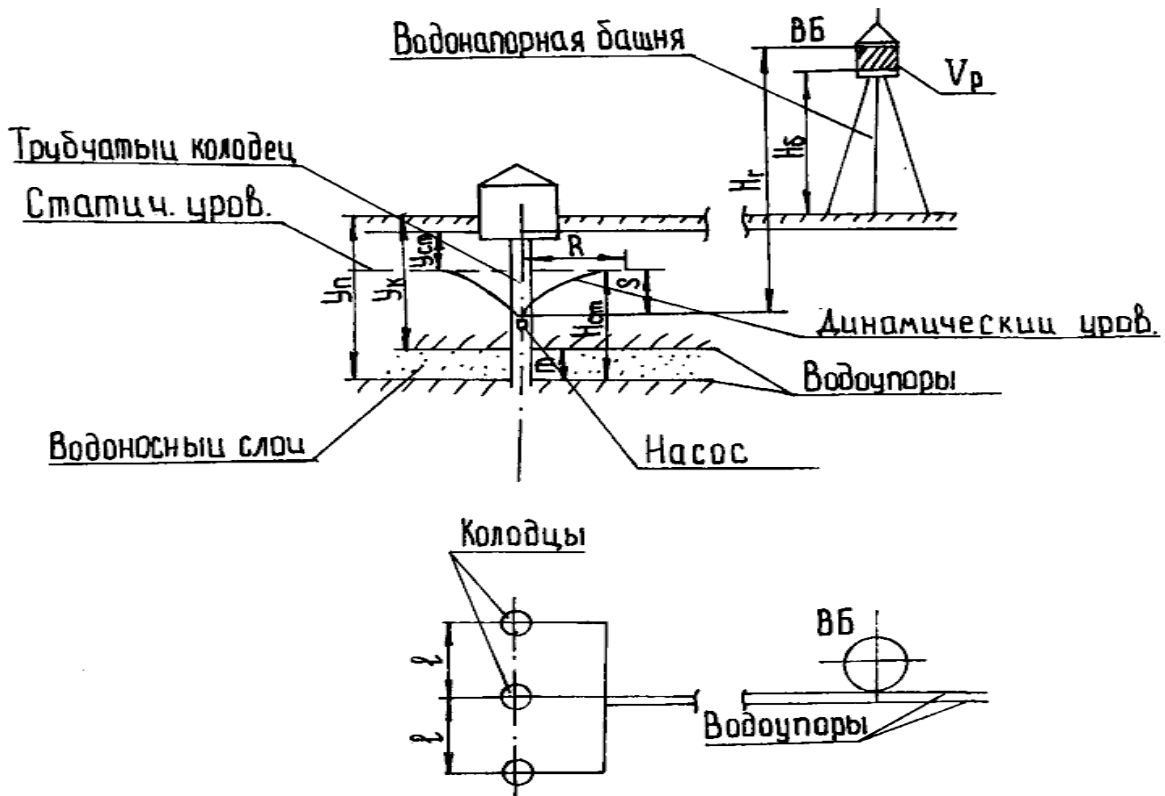


Рис. 1.3. Расчётная схема водозаборного и напорно-регулирующего сооружений:

Y_k и Y_p – глубина залегания кровли и подошвы водоносного слоя соответственно;

$Y_{ст}$ – глубина залегания статического уровня; S – глубина откачки воды; m – мощность водоносного слоя; R – радиус влияния колодца

1.4.2. Источники водоснабжения – реки

Головные водопроводные сооружения (рис. 1.4) состоят из водоприёмника, насосной станции первого подъёма, очистных сооружений, резервуаров чистой воды и насосной станции второго подъёма.

На основании данных о профиле реки в створе расположения водоприёмника и гидрологических показателей реки, а также о геологическом разрезе разведочной скважины на берегу реки в месте расположения головных водопроводных сооружений можно рекомендовать использовать водоприёмник руслового типа, отдельный с насосной станцией первого подъёма.

Водоприёмник состоит из оголовка затопленного типа, самотечных линий и берегового колодца. Оголовок предназначен для размещения водоприёмных устройств (окон) и закрепления в русле реки концов самотечных трубопроводов.

Насосную станцию первого подъёма следует располагать на расстоянии не далее 20–25 м от берегового колодца. Далее вода проходит через очистные сооружения и попадает в бассейн чистой воды, из которого с помощью насосной станции второго подъёма подаётся потребителям (рис. 1.4).

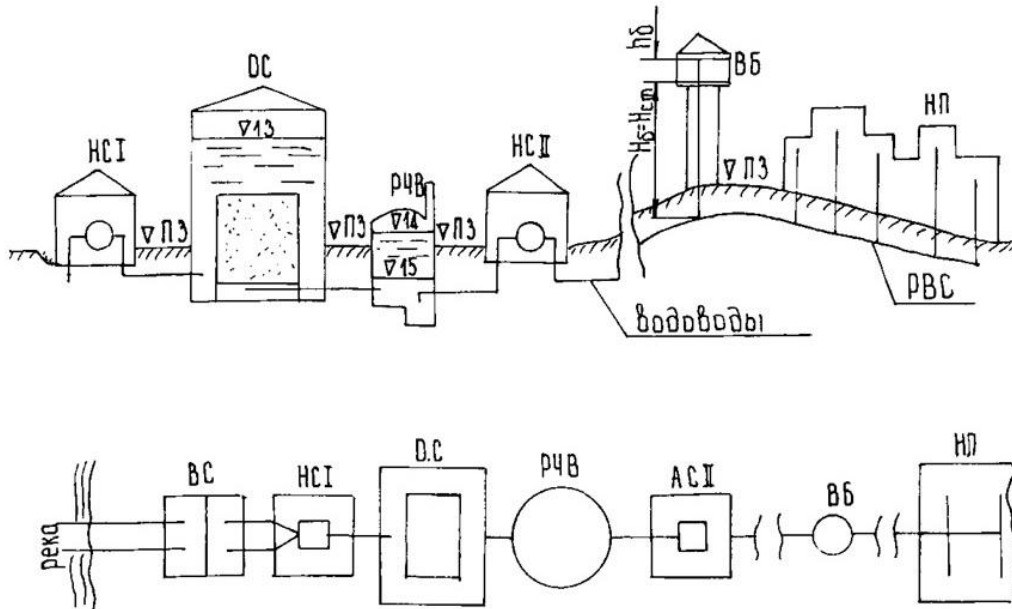


Рис. 1.4. Схема системы водоснабжения из реки:

ВС – водозаборное сооружение; НС I и НС II – насосные станции первого и второго подъёма соответственно; ОС – очистные сооружения; РЧВ – резервуар чистой воды; ВБ – водонапорная башня; НП – населённый пункт; РВС – распределительная водопроводная сеть

После выполнения гидравлического расчёта водопроводной сети необходимо предложить механизм подачи воды в эту сеть в нужном объеме.

Для схемы из прилож. 7 предполагается подача воды в узел 1 с помощью насосной станции второго подъёма, условно расположенной в этом узле с расчётной отметкой воды в резервуаре, равной отметке земли.

Для выполнения поставленной задачи заполняем таблицу (см. прилож. 8), которая состоит из 24 строк (по часам суток). Сначала заносим в ее вторую вертикаль суммарный часовой расход посёлка из предпоследней вертикали табл. 2 (см. прилож. 5) $Q_{\text{час. сумм}}$, $\text{м}^3/\text{ч}$. Затем переводим $[\text{м}^3/\text{ч}]$ в $[\text{л}/\text{с}]$ и записываем 24 значения расхода в графу 3. Возвращаемся к расчёту водопроводной сети. Из прилож. 7 для максимального часового расхода находим потери напора в сети от узла 1 до диктующего узла (например, 7: $h_7 = \text{уровень отметки земли в узле 7 } (\nabla_7) + 10 \text{ м}$):

$$h_{l \max} = h_1 - h_7, \quad (1.29)$$

где h_1, h_7 – полные напоры в узлах 1 и 7 соответственно (см. прилож. 7).

Находим коэффициент сопротивления сети S :

$$S = \frac{h_{l \max}}{q_{\text{час. max}}^2}, \quad (1.30)$$

где $q_{\text{час. max}}$ – максимальный часовой расход воды.

Принимая коэффициент S постоянным для данной сети, вычисляем потери напора в сети для каждого часа и записываем их значения в графу 4:

$$h_l = S q_{\text{час}}^2. \quad (1.31)$$

В формулах (1.30) и (1.31) расходы принимаются из графы 3 таблицы (см. прилож. 8).

Для каждого часового расхода определяется гидростатический напор в узле 1:

$$h_1 = h_7 + h_l. \quad (1.32)$$

Потребный напор в первом узле (напор, создаваемый насосом) для принятых условий может быть определён по формуле

$$h_{10 \text{ потр}} = h_1 - \nabla_1, \quad (1.33)$$

где ∇_1 – отметка уровня земли в точке 1.

Результаты вычислений записываются в графу 5 прилож. 8.

Вычисляем потребную мощность, Вт:

$$N_{\text{потр}} = \frac{\rho g Q h_{10 \text{ потр}}}{1000} \quad (1.34)$$

и для каждого часа записываем в графу 6.

Для часа максимального расхода $Q_{\text{час. max}}$ и $h_{10 \text{ потр}}$ по прилож. 9 и 10 выбирают марку насоса. По каталогу [14] находят его характеристику (график зависимости H_n , N_n и η_n от подачи Q), по ней снимают показатели насоса для 24 ч его работы (графа 2 или 3, см. прилож. 8). Найденные величины записывают в графы 8–10 таблицы (см. прилож. 8). По полученным данным для каждого часа работы определяют свободный напор в диктующем узле (например, узел 7) по формуле

$$h_{70 \text{ дикт}} = H_n + Z_1 - h_l - \nabla_7, \quad (1.35)$$

где ∇_7 – отметка уровня земли в точке 7.

Если просуммировать 24 значения мощности графы 6 $\sum N_{\text{потр}}$ и сравнить её с суммой мощности графы 12 $\sum (N_n \eta_n)$ (таблицы в прилож. 8), то можно будет оценить эффективность подбора насоса. Случай, когда $\sum N_{\text{потр}} = \sum (N_n \eta_n)$, является теоретически идеальным вариантом подбора насоса.

1.5. Очистка воды и состав сооружений водоочистой станции

Состав очистных сооружений (рис. 1.5) определяют на основе результатов анализа исходной воды и требований, которые предъявляются к качеству очищенной воды.

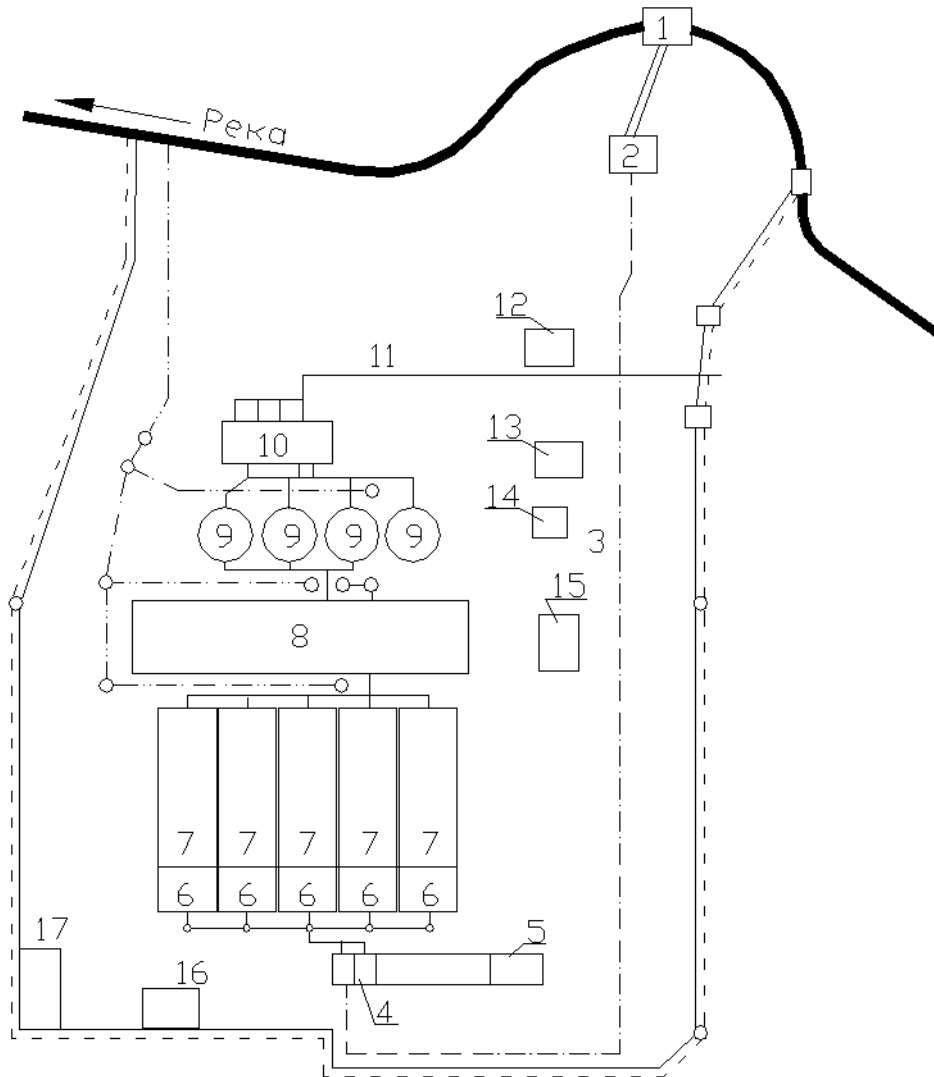


Рис. 1.5. Генеральный план территории водоочистой станции:
 1 – оголовок-водосбор; 2 – насосная станция первого подъёма;
 3 – водоводы для подачи исходной воды (из реки); 4 – смесители;
 5 – реагентный цех; 6 – камеры хлопьеобразования;
 7 – горизонтальные отстойники; 8 – здание фильтров;
 9 – резервуары чистой воды; 10 – насосная станция второго подъёма;
 11 – напорный водовод; 12 – хлораторная; 13 – склад хлора и аммиака;
 14 – механическая мастерская; 15 – котельная;
 16 – контора-проходная; 17 – помещение охраны

Выбор состава основных сооружений водоочистой станции зависит от её производительности, количества взвешенных веществ в очищенной воде и её цветности (табл. 1.2).

Таблица 1.2

Состав основных сооружений водоочистной станции

Способ обработки воды и производительность станции, м ³ /сут	Мутность воды, мг/л	Цветность воды, град	Состав основных сооружений станции
С применением коагулянтов ≤ 2 000	≤ 50	≤ 80	Напорные фильтры
Любая	≤ 50	≤ 80	Открытые скорые фильтры
≤ 3 000	≤ 2 500	Любая	Вертикальные отстойники, скорые фильтры
≥ 3 000	≥ 2 500	Любая	Осветлители со взвешенным осадком, скорые фильтры
≥ 30 000	≥ 2 500	Любая	Горизонтальные отстойники, скорые фильтры
Любая	≥ 2 500	Любая	Первичные и вторичные отстойники, скорые фильтры
Любая	≤ 150	≤ 150	Грубозернистые фильтры для частичного осветления
Любая	≤ 150	≤ 150	Контактные осветлители
Без применения реагентов ≤ 20 000	≤ 200–500	≤ 50	Медленные фильтры
≤ 20 000	≤ 500–1 000	≤ 50	Отстойники, медленные фильтры

Для самотечного движения воды в очистных сооружениях следует, по возможности, использовать рельеф местности. Это позволит уменьшить заглубление сооружений и, следовательно, сократить объём земляных работ. Тем самым достигается снижение строительной стоимости очистной станции.

1.6. Свойства воды и требования, предъявляемые к качеству воды потребителями

К качеству воды, подаваемой для питьевых нужд населения, предъявляются высокие санитарные требования.

Качество воды природных источников характеризуется её физическими свойствами, химическим составом и бактериальными загрязнениями.

В настоящее время действует ГОСТ 2874-83 «Вода питьевая», в котором приведены требования к качеству воды, используемой для питья, а также для предприятий пищевой промышленности.

1.6.1. Физические свойства воды

Физические свойства воды характеризуются мутностью (или прозрачностью), цветностью, вкусом, запахом и температурой.

1.6.2. Химический состав воды

Пригодность воды для хозяйственно-питьевых нужд определяют на основании таких данных, как активная реакция, жесткость воды и содержание в ней свинца, мышьяка, фтора, йода, меди, цинка и железа.

1.6.3. Бактериальная загрязнённость воды

Общая бактериальная загрязнённость воды характеризуется количеством бактерий, содержащихся в 1 мл воды. Согласно ГОСТ 2874-83 питьевая вода не должна содержать более 100 бактерий в 1 мл.

Особую важность для санитарной оценки воды имеет определение наличия в ней бактерий группы кишечной палочки.

1.7. Основные способы очистки воды, подаваемой на хозяйственно-питьевые нужды

Степень очистки воды и состав сооружений зависят от требований, предъявляемых к качеству воды, и от качества самой воды в источнике. Если вода источников водоснабжения не удовлетворяет требованиям ГОСТа для питьевых целей, то применяют основные процессы очистки:

осветление, которое достигается путём отстаивания воды в отстойниках или осветлителях для выделения из воды взвешенных веществ, и фильтрование воды через фильтрующие материалы;

обеззараживание (дезинфекция) для уничтожения бактерий, содержащихся в воде;

умягчение – уменьшение содержания в воде солей кальция и магния.

Другие способы обработки воды (обезжелезивание, дегазация, стабилизация) применяют реже, главным образом – для нужд производственных предприятий.

Очистка воды для питьевых целей состоит из коагулирования, осветления, фильтрования и обеззараживания.

Принципиальная схема станции для очистки воды с применением коагулянтов и без них представлена на рис. 1.5.

1.7.1. Коагулирование воды

Обработка коагулянтами осуществляется для очистки воды открытых водоёмов. При этом наряду с освобождением воды от взвеси производится также удаление из воды коллоидных веществ, обуславливающих цветность, планктонных организмов, существенно снижается бактериальная загрязнённость воды. Нередко при обработке коагулянтами уменьшаются также запахи и привкусы воды.

В водах открытых водоёмов взвешенные вещества чаще всего представляют собой частицы песка, глины, планктонные организмы, продукты разрушения растений и т. п.

В практике очистки воды в качестве коагулянтов применяют преимущественно соли алюминия и железа.

Перегородчатый смеситель, представляющий собой прямоугольный лоток, в котором последовательно установлено несколько перегородок с проёмами, обуславливающими непрерывное изменение направления струй воды и скорости движения, показан на рис. 1.6.

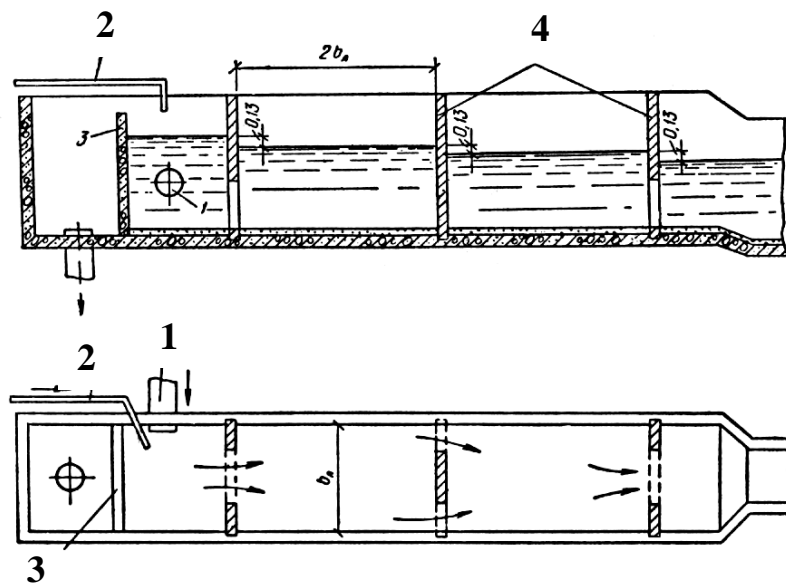


Рис. 1.6. Перегородчатый смеситель:

- 1 – труба для подвода воды; 2 – труба для подвода реагента;
3 – перелив; 4 – перегородки

После смешивания обрабатываемой воды с реагентом начинается образование хлопьев. Этот процесс идёт более успешно при равномерном и медленном перемешивании воды, при котором создаются оптимальные условия для агломерации мелких хлопьев в крупные. Вместе с тем перемешивание не должно происходить с большой интенсивностью, так как это может привести к раздроблению образовавшихся хлопьев. Процесс хлопьеобразования протекает относительно медленно, и для получения

достаточно крупных хлопьев (для осаждения) требуется 10–30 мин. Скорость движения при перемешивании в камере хлопьеобразования должна быть достаточной для предотвращения выпадения хлопьев в пределах камеры.

Наибольшее распространение получили перегородчатые, вихревые, водоворотные и лопастные камеры хлопьеобразования.

Схема перегородчатой камеры, которая выполнена в виде резервуара, разделённого перегородками на ряд проходимых водой коридоров, представлена на рис. 1.7.

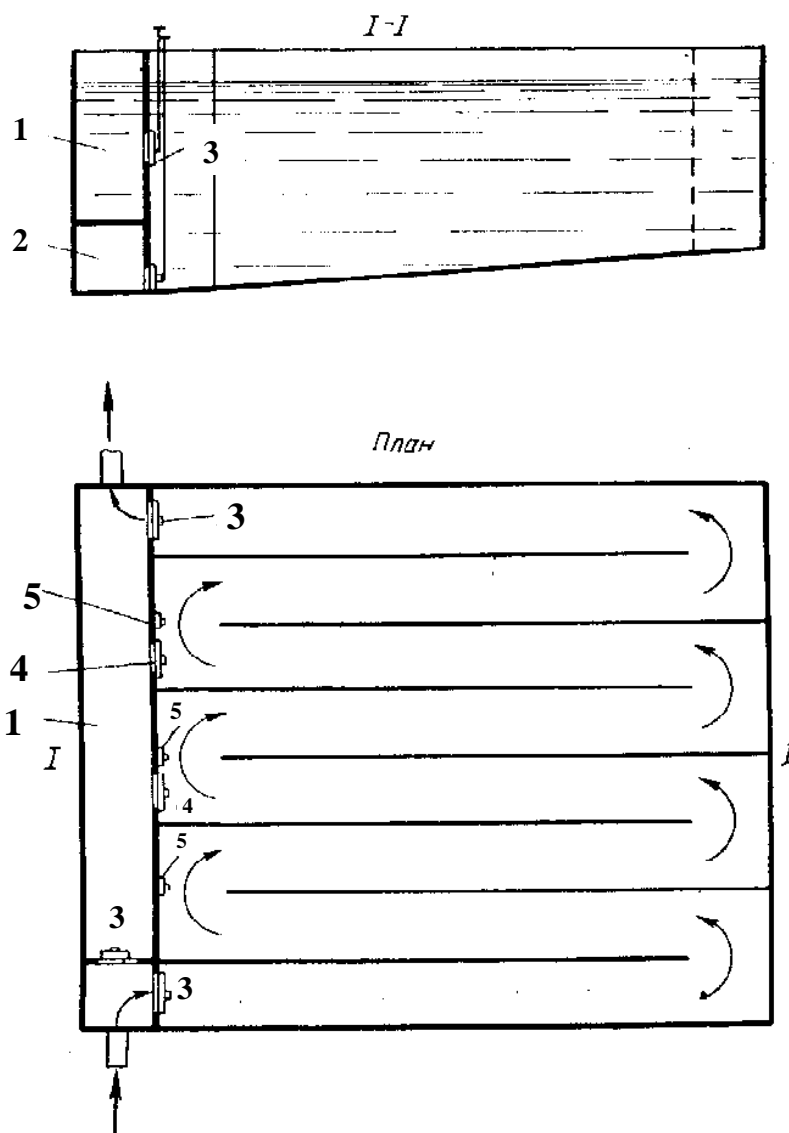


Рис. 1.7. Перегородчатая камера хлопьеобразования с горизонтальным движением воды: 1 – обводной канал; 2 – канал для отвода осадков; 3 – шиберы; 4 – промежуточные шиберы для выключения части камеры; 5 – шиберы для выпуска осадка

1.7.2. Отстаивание воды

На характер осаждения частиц взвеси влияют их размер и форма, режим движения осветляемой воды и её вязкость. При коагулировании часто приходится иметь дело с осаждением агрегативно-неустойчивой взвеси, частицы которой в процессе осаждения меняют свою структуру и размеры. Все это крайне затрудняет математическое описание законов осаждения взвеси и получение точных методов расчёта отстойников.

Осаждение взвеси осуществляется в специальных сооружениях – отстойниках, через которые осветляемая вода непрерывно проходит с малыми скоростями. В настоящее время применяют отстойники трёх видов, различаемые по направлению движения воды в них: горизонтальные, радиальные и вертикальные.

Схемы горизонтального и вертикального отстойников показаны на рис. 1.8.

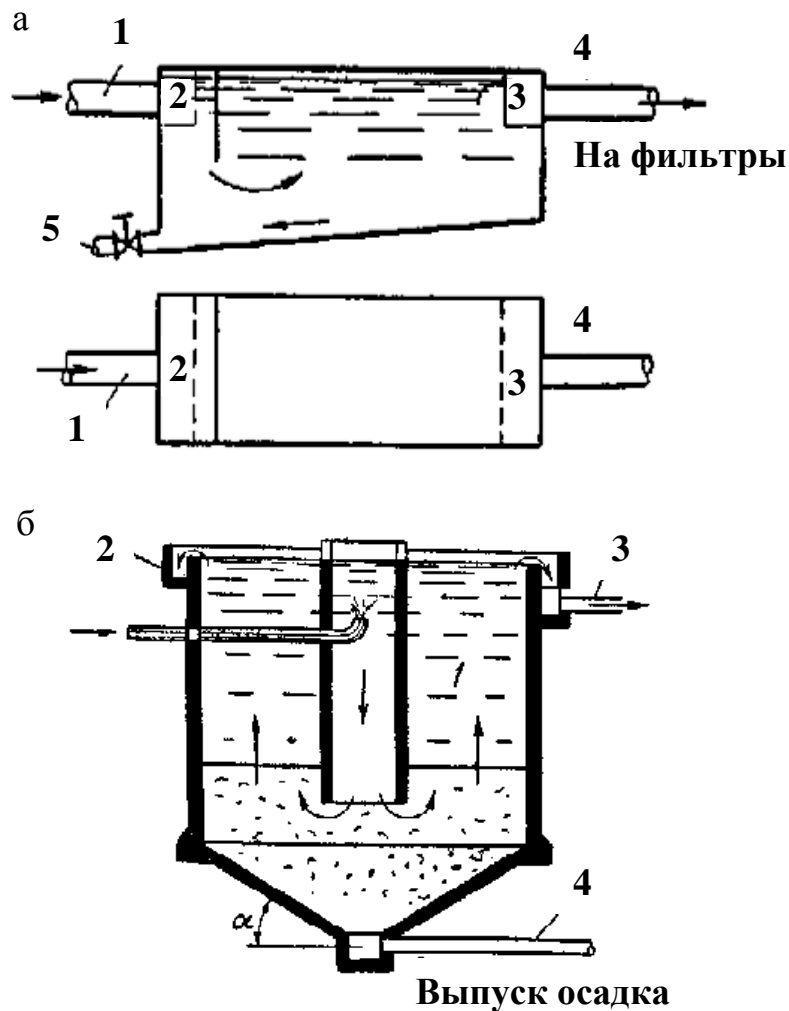


Рис. 1.8. Схема отстойника: а – горизонтального; б – вертикального: 1, 4 – трубы; 2 – распределительный желоб; 3 – желоб

Горизонтальный отстойник (см. рис. 1.8а) представляет собой резервуар прямоугольного сечения, продольная (более длинная) ось которого направлена по движению воды. Осветляемая вода из камеры хлопьеобразования по трубе направляется в распределительный желоб, имеющий ряд отверстий, служащих для более равномерного распределения потока воды по сечению отстойника. Скорость движения воды в этих отверстиях не должна превышать 0,4 м/с. Осветлённая вода поступает в другой желоб и из него по трубе отводится на фильтры. Осевшие частицы (шлам) скапливаются на дне, имеющем уклон в направлении, обратном движению воды. Время отстаивания T для горизонтальных отстойников принимают для коагулированной смеси не более 4 ч.

Вертикальный отстойник (см. рис. 1.8б) представляет собой круглый в плане (иногда квадратный) резервуар с коническим днищем и центральной трубой, в которую подаётся осветляемая вода из камеры хлопьеобразования. При выходе из центральной трубы в отстойник вода движется вверх с малой скоростью и сливается уже осветлённой через борт концентрически расположенного желоба, откуда отводится на фильтр. Выпадающий на дно отстойника осадок периодически удаляется. Скорость протекания воды в центральной трубе принимают от 30 до 75 мм/с, $T = 2$ ч. Скорость восходящего движения воды составляет 0,5–0,5 мм/с. Диаметр отстойника не должен превышать 12 м, а отношение диаметра к высоте отстойника обычно принимают не более 1,5.

1.7.3. Осветлители со взвешенным осадком

Процесс осветления протекает интенсивнее, если осветляемая вода после коагулирования пропускается через массу ранее образованного осадка, поддерживаемого во взвешенном состоянии током воды. Такие осветлители позволяют добиться лучшего осветления воды, чем обычные отстойники, что объясняется более быстрым укрупнением и задержанием взвеси при прохождении коагулированной воды через взвешенный осадок.

Применение осветлителя со взвешенным осадком даёт возможность (в отличие от обычного отстойника) снизить расход коагулянта, уменьшить размеры сооружения и получить более высокий эффект осветления воды.

Осветлитель (рис. 1.9) представляет собой резервуар прямоугольной формы (в плане). Коагулированная вода поступает в осветлитель по трубе 1 и через дырчатые трубы 2 распределяется в нижней (рабочей) части осветлителя 3. Скорость движения воды в рабочей части должна быть такой, чтобы хлопья коагулянта находились во взвешенном состоянии. Этот слой способствует задержанию частиц.

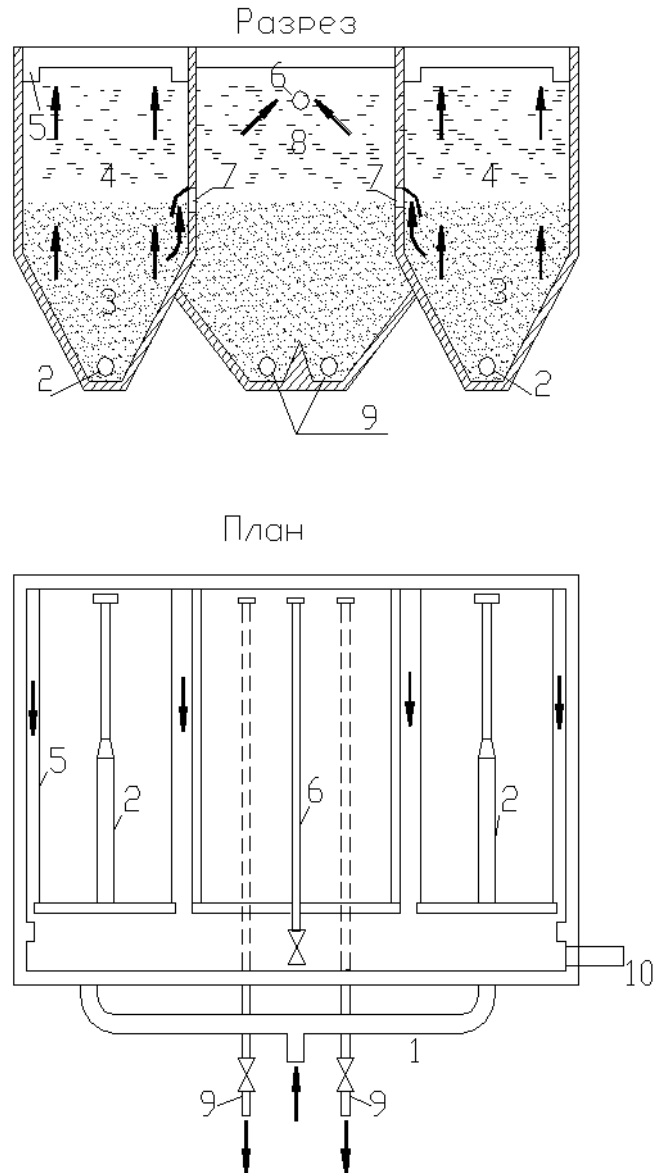


Рис. 1.9. Осветлитель со взвешенным осадком:
 1, 2, 6, 9, 10 – трубы; 3 – осветлитель; 4 – защитная зона;
 5 – лотки; 7 – окно; 8 – осадкоуплотнитель

Над рабочей частью находится защитная зона, где взвешенного слоя нет. Осветлённая вода отводится лотками и трубами для последующей обработки (например, в фильтрах). Избыточное количество осадка (вследствие отсоса осветлённой воды по трубам в лоток) перетекает через окна в осадкоуплотнитель, в нижней части которого накапливается, уплотняется и периодически сбрасывается в канализацию по трубам (см. рис. 1.9).

Восходящая скорость потока в рабочей части осветлителя принимается 1–1,2 мм/с.

1.7.4. Фильтрация воды

Фильтрацией называется процесс прохождения осветляемой воды через слой фильтрующего материала. Фильтрация, как и отстаивание, применяют для осветления воды, т. е. для задержания находящихся в воде взвешенных веществ. Фильтрующий материал должен представлять собой пористую среду с очень малыми порами. В водопроводной практике в качестве основного фильтрующего материала используют речной песок, дробленый антрацит.

Медленные фильтры. Медленные фильтры могут применяться для фильтрации некоагулированной воды, содержащей относительно мелкую взвесь.

Скорые фильтры. Скорость фильтрации в скорых фильтрах, в зависимости от крупности зерен загрузки, принимается от 6 до 12 м³/ч. При скором фильтровании значительно быстрее, чем при медленном, происходит загрязнение фильтра и чаще требуется его очистка. Опыт работы на скорых фильтрах показывает, что их необходимо чистить 1–2 раза в сутки. Очистку фильтров производят с помощью промывания фильтрующего материала обратным током чистой воды, подаваемой снизу через дренаж и проходящей через слой гравия и песка.

Вода в процессе фильтрации может проходить через скорые фильтры:

а) самотёком (благодаря превышению уровня воды в фильтре над уровнем воды в резервуаре, в который отводится);

б) под напором, обычно создаваемым насосом (фильтры в этом случае должны быть устроены в виде закрытых резервуаров).

Самотечные фильтры строят в виде прямоугольных в плане железобетонных резервуаров (рис. 1.10).

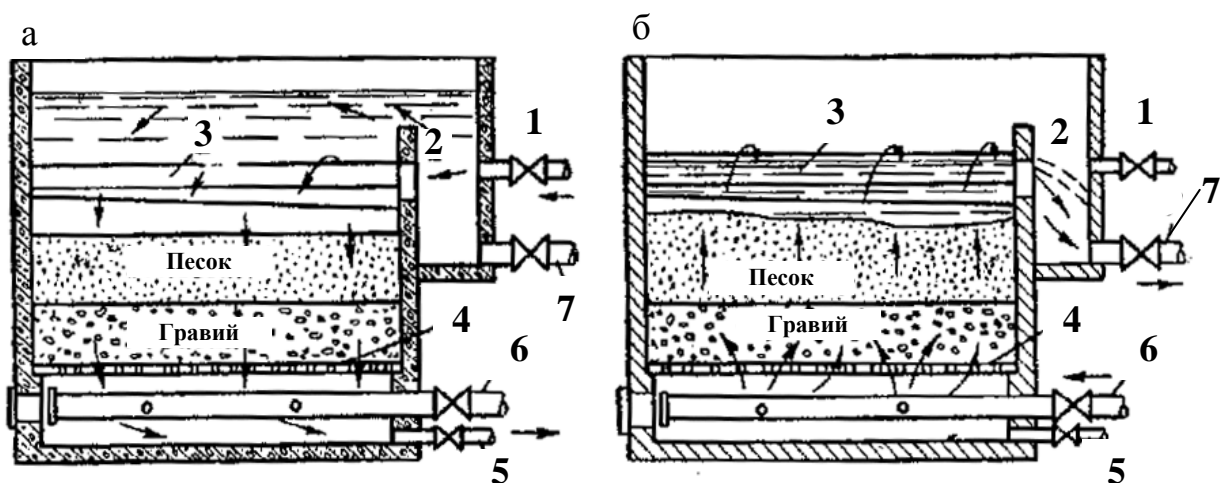


Рис. 1.10. Схема скорого фильтра: а – при фильтровании; б – промывке: 1 – труба; 2 – лоток; 3 – желоба; 4 – днище; 5–7 – трубопровод

Вода поступает по трубе в водопроводящий лоток, а из него – на фильтрующий материал посредством распределительных желобов (см. рис. 1.10). Вода проходит фильтрующий слой (песок) и поддерживающий его гравийный слой, уложенный на дырчатое днище, а далее проходит в дренаж и по трубопроводу отводится в резервуар чистой воды. Трубопровод служит для подачи промывной воды через фильтрующую загрузку снизу вверх до желобов, переливаясь через которые загрязнённая вода отводится по трубе. Промывная вода захватывает отфильтрованные вещества, смываемые с поверхности частиц загрузочного материала, вследствие взаимного их трения. Поднявшись до уровня желобов, мутная вода стекает по ним с фильтра в лоток, а затем по трубе отводится в водосток.

1.7.5. Обеззараживание воды

При отстаивании и фильтровании воды задерживается подавляющая часть бактерий (98–99 %). Среди оставшихся в воде бактерий могут быть болезнетворные, поэтому воду после фильтрования, если она предназначена для хозяйственно-питьевых целей, необходимо обеззараживать.

Обеззараживание воды – уничтожение бактерий, содержащихся в воде – может быть достигнуто с помощью мер:

- введения в воду сильных окислителей, способных разрушать ферменты бактериальных клеток:

 - облучения воды ультрафиолетовыми лучами;

 - нагревания воды до температуры 80 °С (пастеризации) и до 100 °С (стерилизации);

 - воздействия ультразвуком;

 - введения в воду серебра или других металлов, обладающих олигодинамическим воздействием на микроорганизмы.

Подробные технические расчёты сооружений по очистке воды приводятся в источнике [5].

1.8. Резервуары чистой воды

Осветлённая вода, подвергшаяся дезинфекции (обеззараживанию), поступает в резервуары чистой воды (рис. 1.11) полуподземного типа. Часть его заглублена, а другая находится над поверхностью земли и обсыпана по периметру грунтом для утепления.

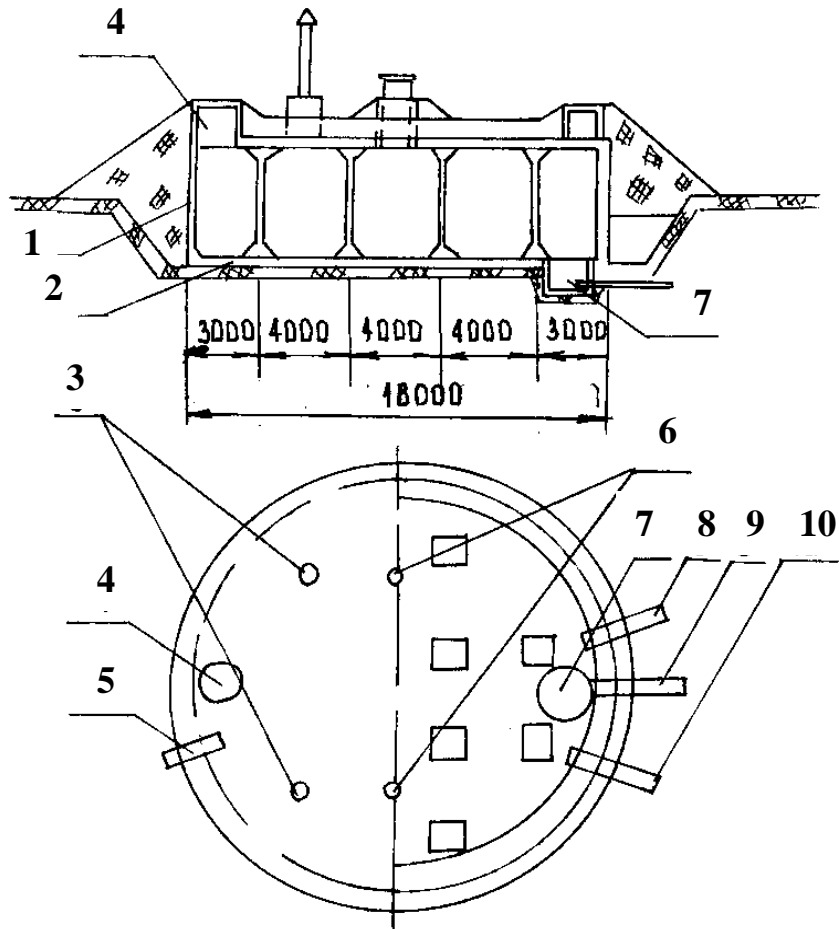


Рис. 1.11. Резервуар для чистой воды: 1 – монолитная стена; 2 – днище; 3 – вентиляционные колонки; 4 – люк-лаз; 5 – подающая труба; 6 – световые люки; 7 – грязевой приямок; 8 – отводящая труба; 9 – грязевая труба; 10 – переливная труба

1.9. Насосная станция второго подъёма

Насосная станция подаёт воду из резервуаров чистой воды через водонапорную башню к населённому пункту. Для небольших систем водоснабжения насосная станция второго подъёма и водонапорная башня обычно работают в автоматическом режиме. В баке водонапорной башни закреплены два датчика, один из которых контролирует верхний уровень воды в баке, а второй – нижний. Датчики соединены с электродвигателем насосной станции.

Система «насосы – башня» может нормально работать лишь в том случае, если подача насоса $Q_{\text{нас}}$ будет не меньше максимального часового расхода воды в населённом пункте, т. е.

$$Q_{\text{нас}} \geq (q_{\text{max}} = q_{\text{час}}). \quad (1.36)$$

1.10. Водонапорная башня

Полного соответствия водопотребления и подачи воды насосами станции второго подъёма добиться невозможно. Для регулирования подачи и потребления воды служат водонапорные башни.

Ёмкость бака и высота H поддерживающей конструкции, измеряемая от поверхности земли до низа бака, определяются в процессе проведения основных расчётов систем водоснабжения и принимаются как заданные при проектировании.

Объём бака, соединённого с насосами, работающими в автоматическом режиме, зависит от режима работы этих насосов.

1.11. Зоны санитарной охраны

Зоны санитарной охраны (ЗСО) для водопроводов хозяйственно-питьевого назначения предназначены для обеспечения санитарно-эпидемиологической надёжности территорий проживания и работы населения.

Зона санитарной охраны источника водоснабжения в месте расположения водозаборных сооружений должна состоять из трёх поясов: первого (строгого режима); второго и третьего (режимов ограничения хозяйственной деятельности).

Зона санитарной охраны должна включать водозаборные сооружения, водохранилища, водоподводящие каналы, а также полосу прокладки водопроводов.

Проект ЗСО водопровода согласовывается с местными органами исполнительной власти, органами санитарно-эпидемиологической службы, а также с другими заинтересованными министерствами и ведомствами и утверждается в установленном порядке. Контроль за содержанием ЗСО должен осуществляться органами государственного санитарного надзора.

1.11.1. Поверхностные источники водоснабжения

Граница первого пояса для рек и каналов устанавливается на расстоянии от водозабора вверх по течению не менее 200 м; вниз по течению – не менее 100 м; по прилегающему к водозабору берегу – не менее 100 м от уровня воды при летне-осенней межени; в направлении к противоположному берегу при ширине водотока менее 100 м – вся акватория и противоположный берег шириной 50 м от уровня воды при летне-осенней межени, а при ширине водотока более 100 м – полоса акватории шириной не менее 100 м.

1.11.2. Подземные источники водоснабжения

Границы первого пояса устанавливаются от одиночного водозабора или крайних водозаборов группового водозаборного сооружения на расстояниях при защищённых подземных водах 30 м; недостаточно защищённых подземных водах – 50 м; инфильтрационных водозаборах от поверхностного водоисточника – не менее 150 м.

Границы второго пояса ЗСО устанавливаются в зависимости от климатических районов и защищённости подземных вод с учётом времени продвижения микробного загрязнения воды до водозабора от 100 до 400 сут.

Границы третьего пояса определяются временем продвижения химического загрязнения воды до водозабора, которое должно быть больше принятой продолжительности эксплуатации водозабора, но не менее 25 лет.

Второй и третий пояса при инфильтрационном питании водоносного пласта следует принимать применительно к границам второго и третьего поясов поверхностного источника водоснабжения.

В зонах санитарно-защитной полосы водоводов должны отсутствовать уборные, помойные ямы, навозохранилища, приёмники мусора и другие объекты, создающие условия для загрязнения почвы и грунтовых вод.

Запрещается строительство водоводов на территории свалок, полей ассенизации, полей фильтрации, земледельческих полей орошения, пастбищ, скотомогильников, промышленных и сельскохозяйственных предприятий.

Ширина защитной полосы, проходящей по незастроенной территории, принимается от крайних водоводов в сухих грунтах не менее 10 м (при диаметре водовода до 1 000 мм) и не менее 20 м при больших диаметрах.

Водонапорные башни должны быть окружены санитарно-защитной площадью радиусом 15 м.

Руководствуясь вышеуказанными нормативами, на плане населённого пункта (с водопроводными сооружениями и участком реки), выполненном в соответствующем масштабе, наносят границы защитной территории первого пояса для водопроводных сооружений.

Для определения границы второго и третьего поясов ЗСО для реки следует снимать с карты области или района копию плана местности с участком реки и её притоков, снабжающих водой населённый пункт.

Расстояние до границы второго и третьего поясов вверх по течению реки и её притоков от водозабора можно определить по формуле

$$L = \frac{V_{min} T_n}{M}, \quad (1.37)$$

где V_{min} – минимальная скорость течения реки; T_n – нормативная продолжительность движения реки в реках, с; M – масштаб карты района или области.

Для определения границ ЗСО необходимо вычертить в соответствующем масштабе (1:10 000) ситуационный план местности с участком реки; руководствуясь изложенными выше рекомендациями, нанести на плане границы первого пояса ЗСО; снять копию с карты области или района плана местности с участком реки и её пунктов, снабжающих водой проектируемую систему водоснабжения населённого пункта и нанести границы второго и третьего поясов ЗСО; отдельно указать, например, ширину полосы второго пояса ЗСО от уреза реки 500 м; третьего пояса ЗСО от уреза реки – 500 м.

На рис. 1.12 (в качестве примера) показаны границы второго (сплошной линией) и третьего (пунктирной) поясов ЗСО для водозабора, расположенного в поселке Марково на реке Ламе.

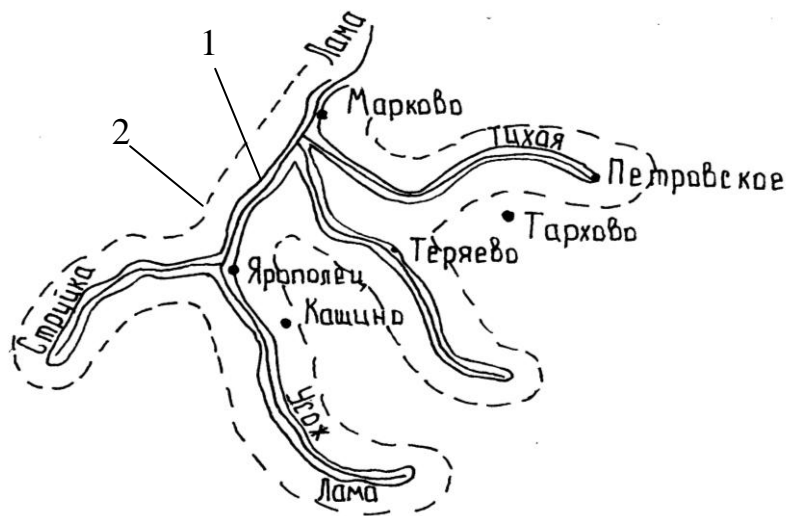


Рис. 1.12. Границы ЗСО реки Ламы и её притоков для водопровода посёлка Марково:

1 – граница второго пояса ЗСО; 2 – граница третьего пояса ЗСО

Природные запасы пресной воды на планете не пополняются и не восстанавливаются. В доступной форме эта вода дана человеку всего лишь в объёме 1 % всех запасов воды на Земле.

Сегодня в природных водах обнаружено более трёхсот веществ-загрязнителей. Около 70 % промышленных предприятий не имеют очистных сооружений и, конечно же, сбрасывают отходы в реки и озёра. Только за 1994 г. ими было сброшено около 20 тыс. тонн нефтепродуктов и почти 50 тыс. тонн железа (не считая различных фенолов, бензолов и других продуктов).

Вода из некоторых рек настолько мутная и зловонная, что приходится обеззараживать её хлором сразу, а затем добавлять коагулянты. Самое трудное – это избавиться от навозного запаха, для чего воду обрабатывают раствором марганцево-кислого калия и другими препаратами.

Известно, что ЗСО водоисточников центрального водоснабжения отводят и обустривают для сохранения чистой воды. Однако в России 16 % водозаборов вообще не имеют ЗСО. В некоторых районах у 90 % водопроводов отсутствуют эти спасительные зоны, которые должны быть гарантом качества воды.

1.12. Влияние водопроводной сети на качество воды, подаваемой водоразборными приборами в домах

Очищенная и обеззараженная вода проделывает долгий путь по водопроводной сети, прежде чем попасть в водоразборные приборы в жилых домах. Чем дальше находится жилой дом от станции водоподготовки, тем длиннее её путь к водоразборным приборам и тем в большей степени эта вода будет отличаться от той же воды, подаваемой насосами в водопроводную сеть от станции водоподготовки.

После сооружения или капитального ремонта указанной станции в той или иной степени происходит, в зависимости от длительности эксплуатации водопроводной сети, износ и разрушение труб и их соединительных уплотнений (происходит разгерметизация сети), зарастание труб отложениями из песка, ржавчины, хлорорганических соединений, которые, согласно правилам технической эксплуатации водопроводной сети, должны периодически удаляться промывной водой, а сама водопроводная сеть после этого – подвергаться дезинфекции. К сожалению, в большинстве случаев для выполнения этих нормативных мероприятий по эксплуатации водопровода не хватает средств. В России сегодня 50 % водопроводных сетей превысили срок эксплуатации и находятся в опасном для населения состоянии.

Разрушения уплотнений вызывают сверхнормативные утечки воды и подтопление территорий (повышение уровня грунтовых вод). Эти разрушения являются одной из причин попадания грунтовых вод (и содержащихся в них патогенных бактерий) в питьевую воду. Поэтому качество воды, поступающей из водоразборных кранов в квартиры, значительно ниже качества воды, подаваемой насосами от очистной станции в водопроводную сеть, так как проходящая по водопроводу вода вторично загрязняется.

Единственное средство сохранения доброкачественных показателей питьевой воды в водопроводной сети – это строгое выполнение правил технической эксплуатации этой сети: соблюдение нормативных сроков осмотров, прочисток, регулировок, предупредительных ремонтов и т. д.

2. ВОДОСНАБЖЕНИЕ И ВОДООТВЕДЕНИЕ ОТДЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

2.1. Системы водоснабжения зданий

Здания любого назначения (жилые, административные, учебные, общественного питания, коммунально-бытовые, зрелищные, лечебные, детские и т. д.), а также объекты культурно-оздоровительные (стадионы, бассейны, парки отдыха) и производственные (гаражи, депо и др.), расположенные в канализованных районах или имеющие систему местной канализации, оборудуют системами холодного, а в ряде случаев и горячего водоснабжения.

Системой водоснабжения здания или отдельного объекта называют совокупность устройств, обеспечивающих получение воды из наружного водопровода и подачу её под напором к водоразборным устройствам, расположенным внутри здания или объекта. Система холодного водоснабжения, называемая обычно внутренним водопроводом, состоит из устройств: ввода (одного или нескольких); водомерного узла (ВУ) (одного или нескольких); сети магистралей, распределительных трубопроводов и подводок к водоразборным устройствам; арматуры. В отдельных случаях в систему включают установки для повышения напора, а также для дополнительной обработки воды (умягчения, обесцвечивания, обезжелезивания и др.).

Система водоснабжения здания может быть присоединена к централизованной системе водоснабжения населённого пункта или оборудована устройствами для получения воды из местных источников водоснабжения (подземных или поверхностных).

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

Сети внутренних водопроводов состоят из магистральных и распределительных трубопроводов, а также из подводок к водоразборным устройствам.

Сети, в зависимости от режима водопотребления и назначения здания, а также от технологических и противопожарных требований, бывают тупиковыми, кольцевыми, комбинированными, зонными, а по расположению магистральных трубопроводов – с нижней и верхней разводкой.

Схему сети внутреннего водопровода выбирают с учётом размещения водоразборных устройств в планах каждого этажа, режимов подачи и потребления воды, надёжности снабжения потребителей водой, а также технико-экономической целесообразности.

Особое внимание при проектировании уделяют рациональному размещению санитарно-технических устройств в здании.

2.2. Канализация зданий

В зависимости от характера загрязнений отводимых сточных вод различают системы бытовые, производственные, объединённые и дождевые (внутренние водостоки).

Бытовая система канализации предназначена для отвода бытовых сточных вод от моек, ванн, душевых леек и других санитарных приборов.

Система внутренней канализации состоит из элементов: приёмников сточных вод; сети трубопроводов (отводных линий, стояков, коллекторов, выпусков); местных установок для перекачки или предварительной очистки сточных вод.

Системы внутренней канализации оборудуют устройствами для вентиляции (вентиляционными трубопроводами), для чистки в случае засоров (ревизиями, прочистками) и для защиты помещений от проникания из канализационной сети вредных и дурно пахнущих газов (гидравлическими затворами – сифонами).

Отвод сточных вод может осуществляться также по открытым или закрытым каналам и лоткам в соответствии с санитарными требованиями.

Сточные воды отводятся, как правило, самотёком во внутриквартальную канализационную сеть. Если территория производственного или общественного объекта имеет границы, то сточные воды поступают сначала в дворовую сеть, а затем в наружную канализационную сеть населённого пункта.

Сеть внутренней канализации, состоящую из отводных трубопроводов от приборов (приёмников сточных вод), стояков, коллекторов (горизонтальных трубопроводов, объединяющих несколько стояков), вытяжных труб, выпусков и внутриквартальной сети, прокладывают с соблюдением ряда правил:

1. Приёмниками сточных вод служат санитарные приборы, трапы, сливы, воронки, лотки. Эти приёмники изготавливают из прочного водонепроницаемого материала, не поддающегося химическому воздействию вышеназванных вод.

2. Все отводные трубопроводы прокладывают по кратчайшему расстоянию с установкой на концах и на поворотах прочисток.

3. Канализационные стояки, транспортирующие сточные воды от отводных линий в нижнюю часть здания, размещают вблизи приёмников сточных вод (в туалетах, кухнях).

4. Внутриквартальную сеть канализации прокладывают параллельно наружным стенам здания по кратчайшему пути к уличному коллектору с наименьшей глубиной заложения труб по правилам устройства наружных канализационных сетей.

2.3. Содержание расчётно-графической работы по проектированию внутреннего водоснабжения и водоотведения отдельных зданий

2.3.1. Содержание расчётно-пояснительной записки

Расчётно-пояснительная записка включает исходные данные и условия для проектирования, описание задания; выбор, описание и обоснование системы холодного водоснабжения здания; определение расчётных расходов воды в системе водоснабжения; гидравлический расчёт системы водоснабжения; выбор типа водомера (счётчика воды) и определение потерь напора в нём; определение требуемого напора на вводе в здание; подбор насоса (при гарантийном напоре на вводе меньше требуемого); выбор, описание и обоснование схемы внутренней канализации; определение расчётных расходов сточной жидкости; гидравлический расчёт внутренней канализации; расчёт дворовой канализации; спецификацию на оборудование и материалы; библиографический список.

2.3.2. Содержание графической части работы

Графическая часть работы состоит из элементов:

1) плана этажа здания в масштабе 1:100 (рис. 2.1) с нанесёнными на нём санитарными приборами, водопроводными и канализационными стояками, подводками и отводами; 2) плана подвала здания в масштабе 1:100 (рис. 2.2), на котором должны быть нанесены ввод и выпуски, ВУ, магистральные водопроводные и канализационные трубопроводы с ответвлениями, стояки и другие элементы систем водоснабжения и водоотведения; 3) плана участка (генплана) в масштабе 1:500 (рис. 2.3) с нанесёнными на нём вводом и выпусками, дворовой канализацией со смотровыми, контрольными и городским колодцами; 4) аксонометрической схемы внутреннего водопровода в масштабе 1:100 (рис. 2.4) с изображением на ней ВУ, запорной арматуры и водоразборных приборов (последние только на верхнем этаже), а также поливочного водопровода. На расчётных участках внутреннего водопровода должны быть указаны их длины, а в узлах – отметки; 5) аксонометрической схемы внутренней канализации в масштабе 1:100 с одним выпуском (рис. 2.5). На схеме должны быть изображены санитарные приборы, ревизии, прочистки и запорные устройства. На расчётных участках должны быть указаны диаметр труб, длина и уклон, а в узлах – отметки; 6) продольного профиля дворовой канализации (рис. 2.6). Масштабы: горизонтальный 1:500, вертикальный 1:100; 7) фрагментов систем водоснабжения и водоотведения (согласно номеру индивидуального задания в исходных данных), например соединения труб. Масштаб следует принимать по согласованию с преподавателем.

Масштаб 1:100

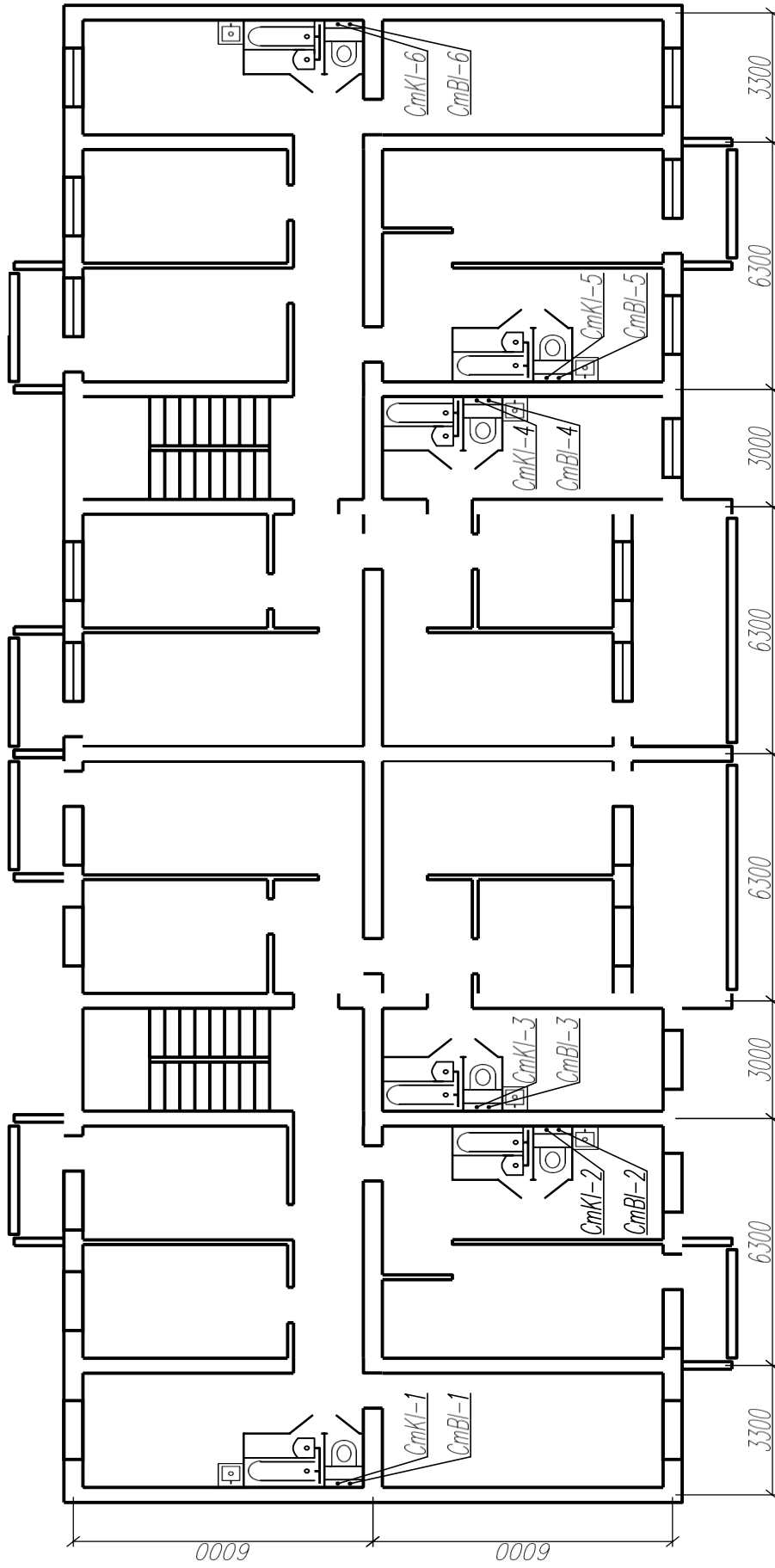


Рис. 2.1. План типового этажа

Масштаб 1:100

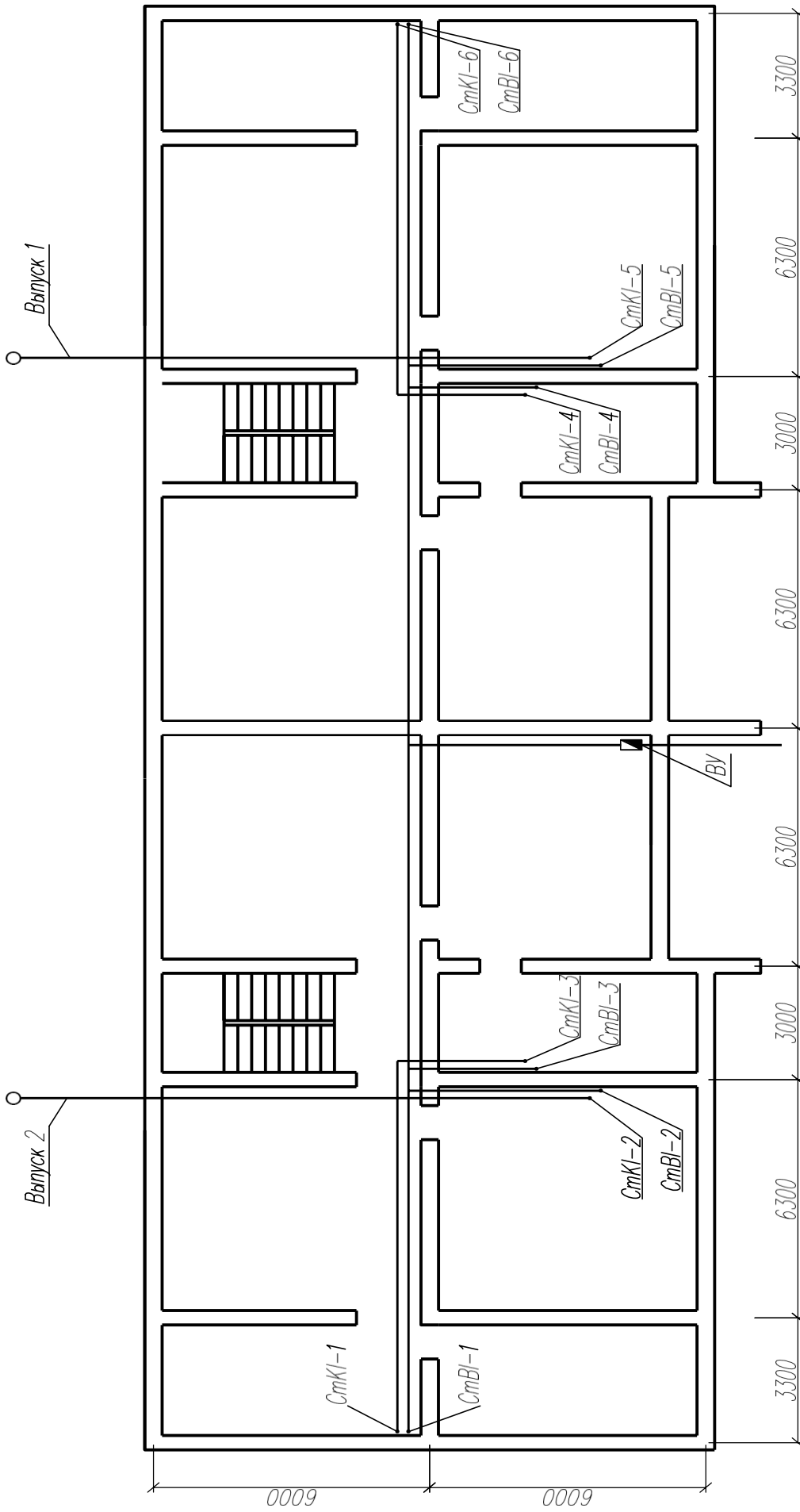


Рис. 2.2. План подвала

Масштаб 1:500

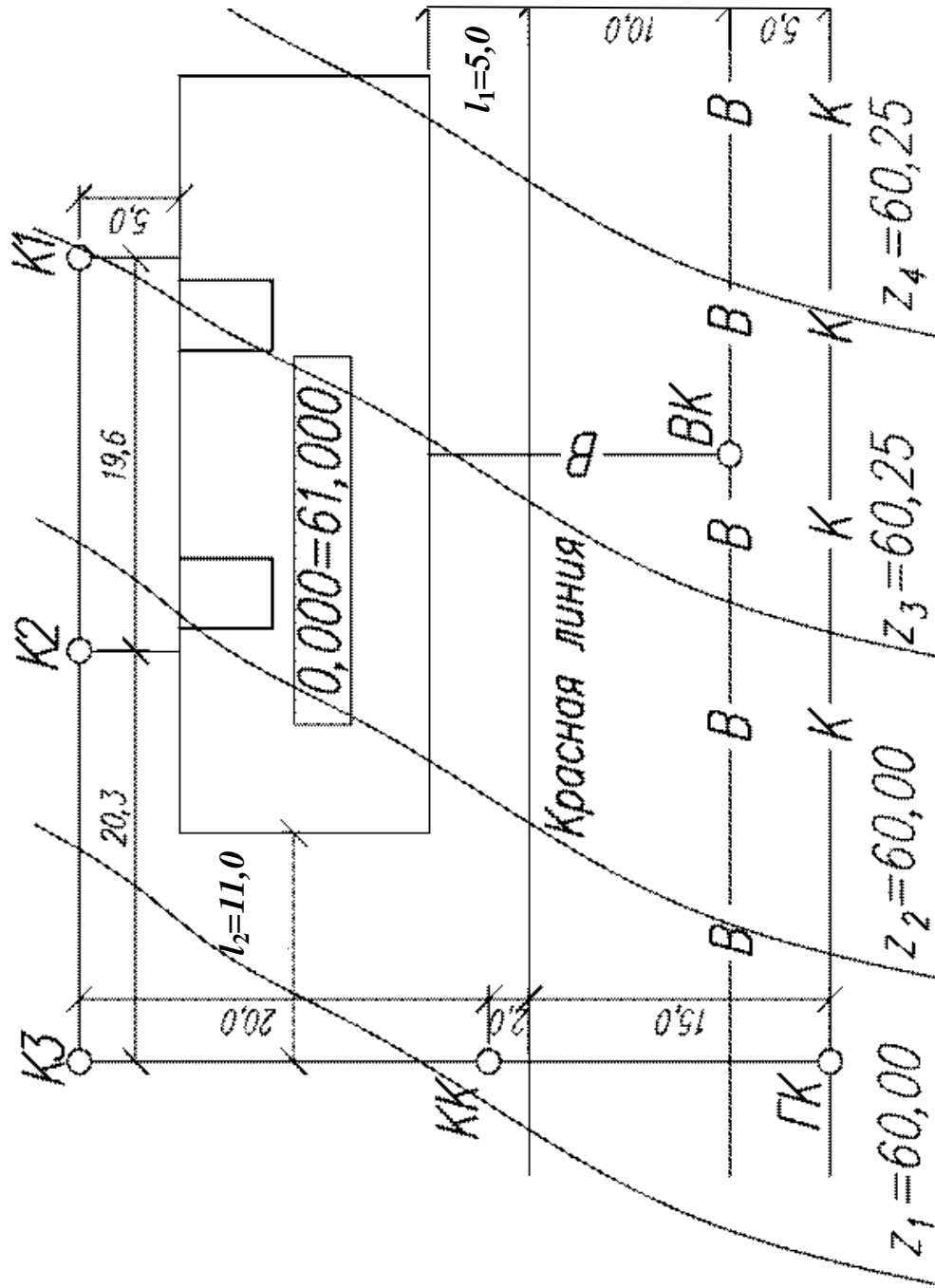


Рис. 2.3. Генплан участка

Масштаб 1:100

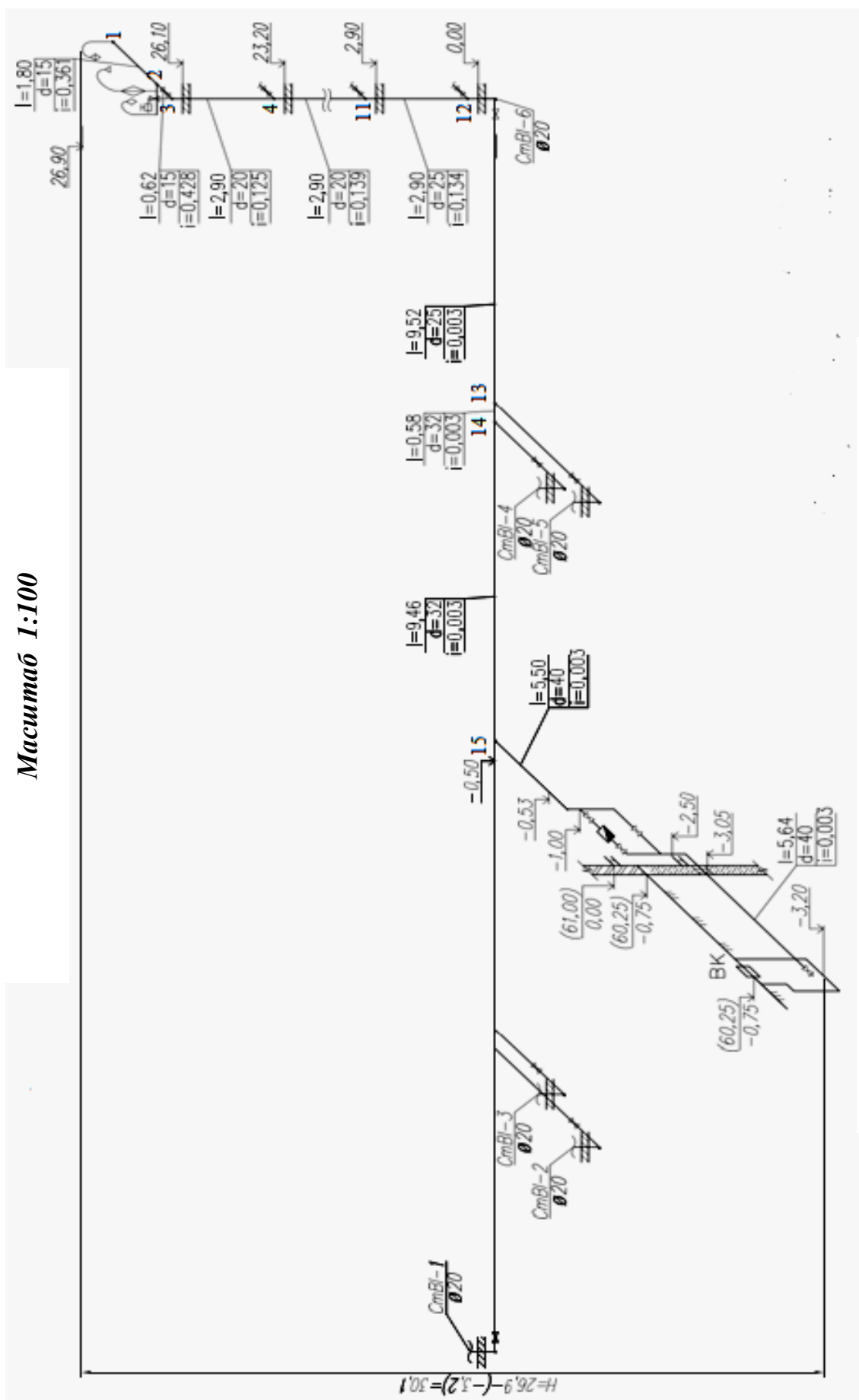


Рис. 2.4. Аксонометрическая схема внутреннего водопровода

Масштаб 1:100

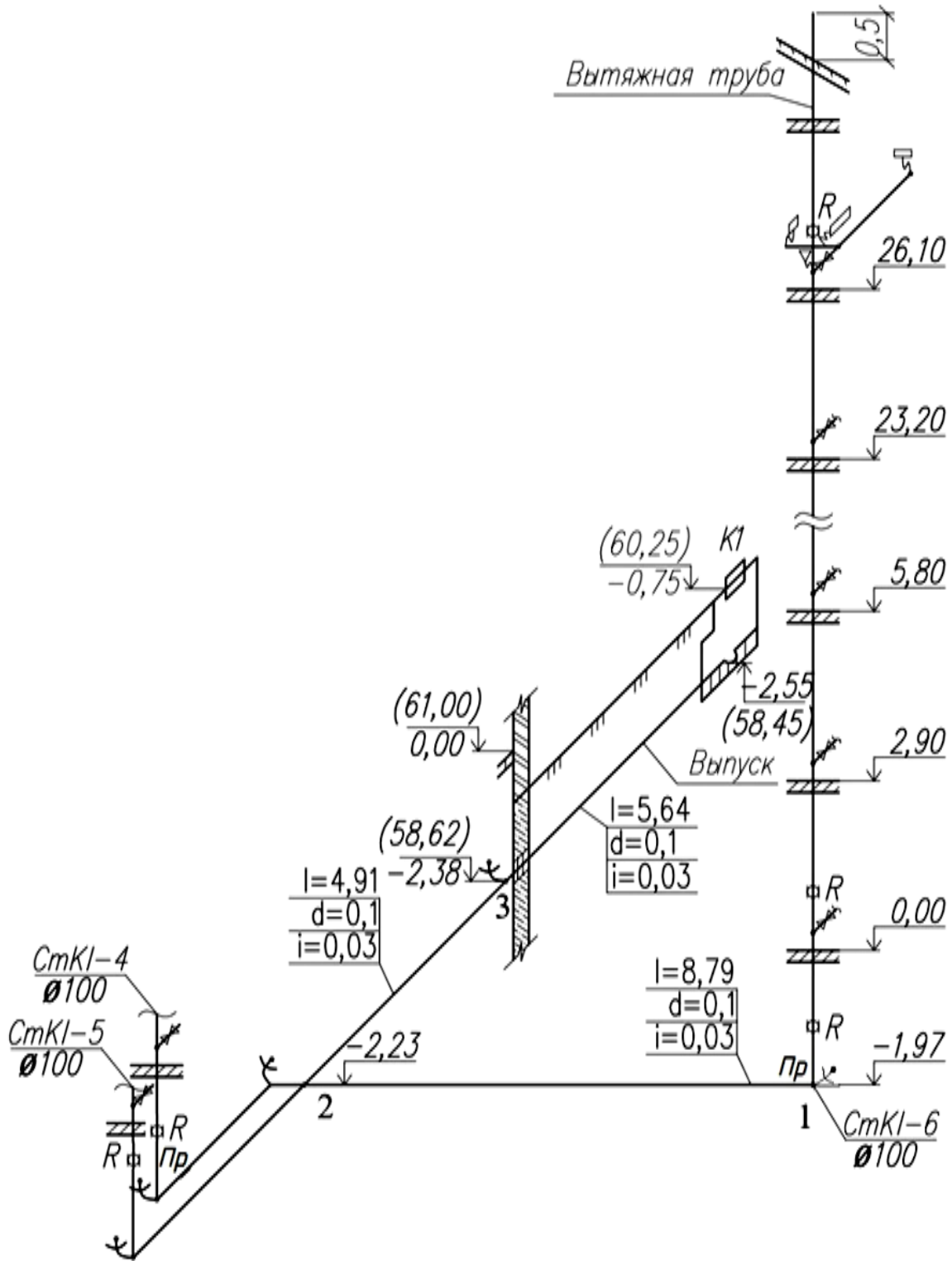


Рис. 2.5. Аксонометрическая схема внутренней канализации

Продольный профиль дворовой канализации

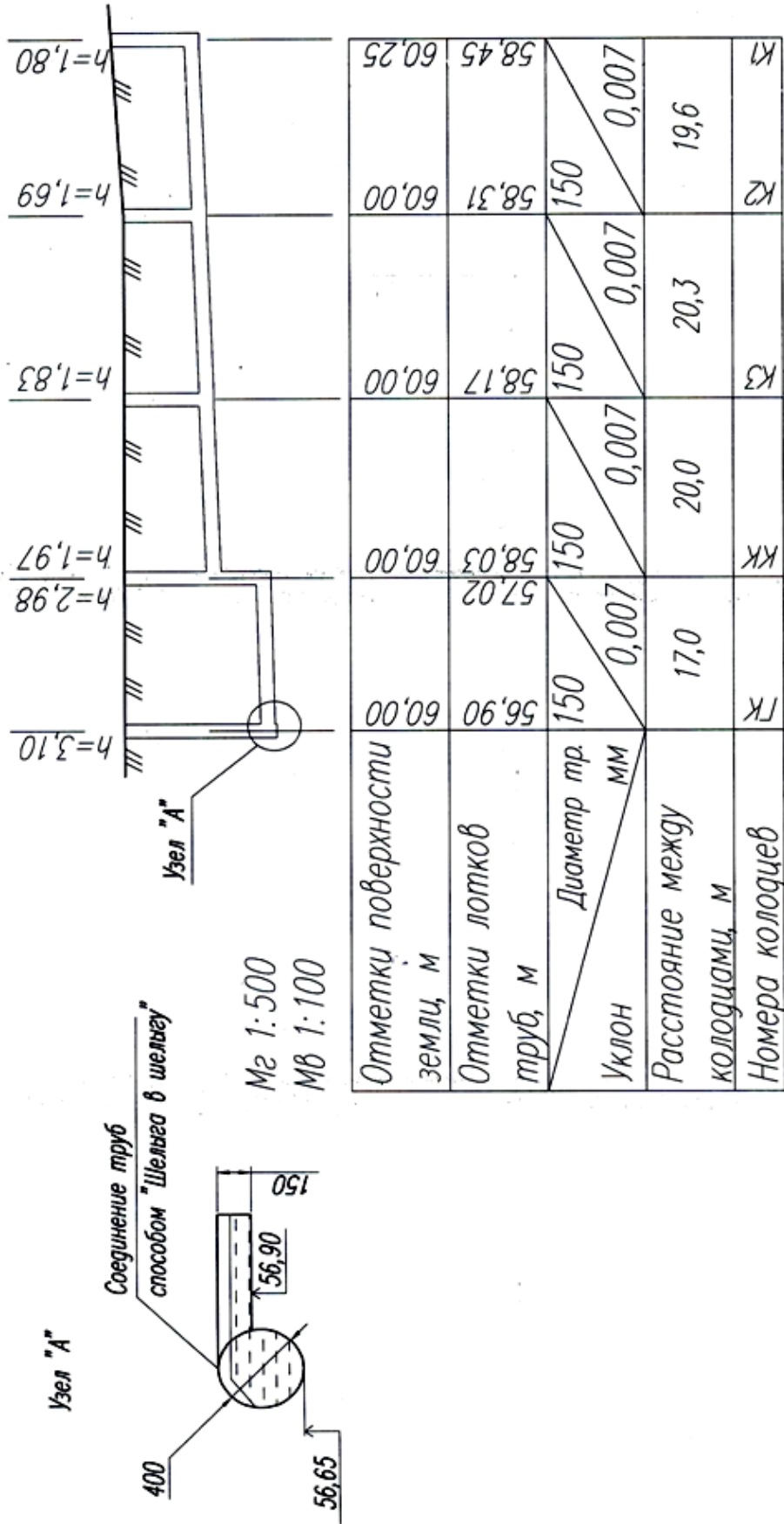


Рис. 2.6. Продольный профиль дворовой канализации

2.3.3. Оформление расчётно-графической работы

Расчётно-пояснительная записка должна включать в себя титульный лист, основную часть в соответствии с заданием и библиографический список.

Титульный лист выполняется на белой бумаге формата А4 или на белой бумаге потребительского формата, близкого к формату А4, методом компьютерного набора шрифтом Times New Roman (14 пт). Титульный лист является первой страницей записки, однако номер страницы на нём не указывается.

В меню настройки переносов по всей работе должно стоять «нет». Текст записки следует оформлять с соблюдением размеров полей: левое – не менее 30 мм; правое – не менее 10 мм; верхнее и нижнее – не менее 20 мм. Межстрочный интервал принимается единичный или с множителем 1,15. В тексте записки не допускаются сокращения слов, кроме установленных правилами орфографии. При написании записки необходимо подразделять текст на абзацы. При этом каждый абзац должен начинаться после отступа 1,25 см и содержать в себе некоторую отдельную законченную мысль.

Текст записки должен быть разбит на пункты и подпункты, которые нумеруют и оформляют согласно ГОСТ 2.105-79 (раздел 2). Точка в конце заголовка не ставится. Ориентация заголовка – по центру страницы без абзацного отступа. Содержание, в котором должны быть заголовки всех пунктов и подпунктов с указанием страниц, располагается на отдельной странице сразу после титульного листа.

Излагать материал следует кратко, однако при этом стремится к тому, чтобы любое компетентное лицо, читающее записку, могло самостоятельно, без дополнительных пояснений автора разобраться в приведённом материале и понять происхождение любой величины из записки.

Изложение записки нужно вести в безличной форме («делается», «берется», «определяется» и т. д.); можно также писать от первого лица во множественном числе («вычисляем», «нами получено» и т. д.).

Каждую расчётную зависимость (формулу) следует записывать на отдельной строке по центру страницы и нумеровать последовательно арабскими цифрами в круглых скобках по правому краю страницы для удобства ссылок на неё. После написания формулы ставится запятая, а с новой строки без абзацного отступа после союзного слова «где» с маленькой буквы идёт перечисление в строчку через точку с запятой всех входящих в неё элементов в порядке их упоминания в формуле с указанием размерностей. Например:

$$h_l = \lambda \frac{l v^2}{d 2g}, \quad (2.1)$$

где h_l – потери напора по длине, м; λ – коэффициент гидравлического трения; l – длина трубопровода, м; d – внутренний диаметр трубопровода, м; v – средняя скорость потока жидкости, м/с; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения.

В случае если все входящие в формулу величины ранее уже были упомянуты в тексте, их расшифровка после формулы не нужна и в конце формулы ставится точка (как в обычном предложении).

Если возникает необходимость в повторном использовании формулы, то в записке следует приводить только её номер, не прибегая к повторной записи самой формулы, например «согласно формуле (2.1) имеем ...» или «величину потерь напора по длине h_l вычисляем по формуле (2.1)».

При написании формул следует обращать внимание на правильность отображения верхних и нижних регистров (например, A^b , C_d , но не Cd). При подстановке в формулу числовых значений величин структура формулы в числовом выражении должна полностью соответствовать её структуре в буквенном выражении для облегчения контроля выполненного расчёта и уменьшения вероятности ошибки. При этом промежуточные вычисления не приводятся, записывается только окончательный результат. Если результат – величина размерная, обязательно должна быть указана размерность. При этом знак умножения набирается в виде « \cdot » или « \times ». Представление знака умножения в виде « $*$ » является недопустимым. Десятичную дробь надлежит от целого числа отделять запятой, например:

$$P = \frac{5,1 \cdot 80}{3\,600 \cdot 0,2 \cdot 96} = 0,0059.$$

Повторяющиеся (однотипные) расчёты, например внутреннего водопровода, канализации (внутренней и дворовой), должны быть оформлены в виде таблицы, т. е. табулированы. В тексте записки необходимо изложить лишь расчёты, относящиеся, например, к какому-либо одному участку трубопровода.

При составлении и оформлении таблиц необходимо руководствоваться следующими правилами: 1) число колонок (граф) таблицы должно быть таким, чтобы все вычисления проводить в таблице, не прибегая к вычислениям на стороне; 2) каждая графа таблицы должна иметь заголовок (а при необходимости и подзаголовок), ясно указывающий, что и как вычисляется и какова размерность величин; 3) размещая таблицу, нельзя её шапку (головку) располагать на одной странице, а графы и строки (горизонтальные ряды) на другой; 4) таблица должна иметь номер (арабскими цифрами) и заголовок, располагаемые над таблицей. Номер таблицы со словом «Таблица» размещается по правому краю страницы, а на следующей строке без абзацного отступа с выравниванием «по центру» указывается название таблицы. Пример оформления:

Название таблицы

Название графы	Название графы	Название графы	Название графы

На каждую таблицу в соответствующем месте расчётно-пояснительной записки (перед таблицей) должна быть сделана ссылка, например: «Результаты вычислений при гидравлическом расчёте внутреннего водопровода представлены в табл. 1 (см. прилож. 12)».

На литературные источники, использованные при написании записки, должны быть сделаны ссылки в соответствующих местах текста. Ссылка производится на номер источника в библиографическом списке (этот список должен быть представлен в конце записки). Ссылка показывает, откуда заимствована, например, формула или числовое значение какого-либо коэффициента. Ссылку следует заключать в квадратные скобки.

Источники в библиографическом списке следует располагать в порядке упоминания в тексте записки. Сведения об источниках в списке необходимо давать согласно действующему ГОСТу.

2.3.4. Оформление графического материала расчётно-графической работы

Оформлять графический материал следует в соответствии с требованиями государственных стандартов ЕСКД и при этом обращать особое внимание на правильность графического изображения и маркировки трубопроводов санитарно-технических систем (ГОСТ 21.106-78); элементов санитарно-технических устройств (ГОСТ 2.786-70); трубопроводной арматуры (ГОСТ 2.785-70) и элементов трубопроводов (ГОСТ 2.784-70).

Основным содержанием курсовой работы является проектирование систем водоснабжения и водоотведения здания. Контуры основных строительных конструкций (на планах этажа и подвала) наносят линиями толщиной $S/2-S/3$, а контуры санитарно-технических приборов и проектируемые трубопроводы изображают линиями толщиной 0,8–1,0 мм; вертикальные трубопроводы (стояки) на планах изображают затушёванными кружками диаметром 2,0 мм.

Аксонметрические схемы внутреннего водопровода и канализации, необходимые для гидравлических расчётов, следует выполнять во фронтальной (косоугольной) изометрии (показатель искажения по каждой координатной оси равен единице).

2.4. Указания и рекомендации по проектированию и расчёту внутреннего водопровода

Работу выполняют последовательно: сначала решают все вопросы по водоснабжению здания, а потом по водоотведению (канализации). Однако вопросы трассировки и монтажа должны быть решены одновременно и в согласовании друг с другом.

В начале вычерчиваются в рекомендуемых масштабах планы этажа и подвала (см. рис. 2.1, 2.2), а также план участка застройки (см. рис. 2.3) для указанного преподавателем варианта задания.

На план этажа следует нанести стояки, начиная с канализационных, и дать им буквенно-цифровые обозначения (согласно ГОСТ 21.106-78). При этом необходимо учитывать, что канализационные стояки размещают на одной оси или рядом с унитазом с таким расчётом, чтобы длина отводной линии от унитаза до стояка была минимальной. Водопроводные стояки (холодного и горячего водоснабжения) следует размещать рядом с канализационным, учитывая, что расстояние между центрами канализационного и водопроводного стояков не должно превышать 250 мм. Таким образом, стояки необходимо располагать группами скрыто (в бороздах, специальных нишах, монтажных шахтах, санитарно-технических кабинках), а при их отсутствии – открыто в углах туалетных, ванных комнат, реже – в кухнях, у капитальных стен.

При разделении санузлов смежных квартир одной капитальной стеной можно для этих санузлов предусматривать один общий канализационный стояк и по одному общему водопроводному (холодного и горячего водоснабжения). Не следует располагать стояки у перегородок, отделяющих санузлы от спален и гостиных.

Выбрать схемы внутреннего водопровода и канализации можно, если принять во внимание, что в жилом доме предусмотрен неэксплуатируемый подвал и допускаются перерывы в подаче воды, а также что магистральные трубопроводы в подвале прокладывают вдоль капитальных внутренних стен с пересечением их под прямым углом.

На плане подвала необходимо выполнить трассировку магистральных трубопроводов водопровода и канализации, а также нанести ввод и ВУ водопровода и выпуски для отвода сточных вод из здания. При этом следует исходить из расположения уличного водопровода и канализации (см. рис. 2.3) и учитывать, что ввод должен прокладываться по кратчайшему пути перпендикулярно уличному водопроводу и делить внутренний водопровод (в плане) на две примерно симметричные части, а ВУ должен располагаться внутри здания сразу после ввода у капитальной внутренней стены. Выпуски же должны кратчайшим путем отводить сточные воды из здания в колодцы дворовой канализации (см. рис. 2.3). Далее на план подвала следует нанести поливочный водопровод, а затем изобразить на водопроводных трубопроводах вентили, краны, переходные муфты, а на канализационных –

задвижки, ревизии, прочистки и переходные муфты. Магистральные трубопроводы и стояки должны быть промаркированы (см. рис. 2.2). Необходимо нанести ввод водопровода на генеральный план застройки участка (см. рис. 2.3), обозначить колодец на уличном водопроводе, а затем нанести выпуски.

2.4.1. Построение аксонометрической схемы внутреннего водопровода

Аксонометрическая схема (см. рис. 2.4) является основным рабочим чертежом для выполнения гидравлического расчёта и монтажа водопроводной сети. Схема включает в себя ввод, ВУ, магистрали, стояки, подводки, водоразборные приборы и водопроводную арматуру (задвижки, вентили, краны, переходные муфты). Кроме того, на схеме должен быть показан поливочный трубопровод с необходимой арматурой на нём.

При построении аксонометрической схемы водопровода необходимо учитывать следующее:

1) подводки от стояков к водоразборным приборам следует располагать на высоте 0,30 м от пола этажа;

2) высоту установки водоразборных приборов от пола этажа следует назначать согласно техническим условиям [6];

3) поскольку планировка этажей однотипная, подводки и водоразборные приборы на всех этажах одинаковы. В связи с этим достаточно показать подводку только на одном (верхнем) этаже, а на остальных следует изобразить лишь ответвления от стояков до вентилей на подводках;

4) минимальные диаметры подводов следует назначать согласно приложению [6], а окончательные определять гидравлическим расчётом;

5) длины подводов следует определять согласно [6] и схеме сети на планах этажа и подвала (см. рис. 2.1, 2.2); горизонтальные трубопроводы внутри здания должны иметь уклон 0,002–0,003 в сторону ввода, а сам ввод должен иметь уклон не менее 0,003 в сторону городского водопровода;

6) ВУ следует располагать на высоте 1 м от пола подвала;

7) подъём водопровода с отметки наружной части ввода до отметки магистрали сети должен осуществляться сразу же за стеной здания, при этом на схеме показывают отметки ввода (снаружи стены здания) и магистрали (сразу после ВУ);

8) кроме арматуры, показываемой на плане подвала, на схеме следует изобразить вентили в начале каждого стояка (в подвале), на подводках в квартиры, а также к смывным бачкам;

9) все стояки на схеме (см. рис. 2.4) должны быть промаркированы как на планах этажа и подвала. Кроме того, должны быть указаны отметки поверхности земли, пола этажей и подвала, осей труб ввода и магистрали, диктующего водозаборного прибора и поливочных кранов;

10) выбрав на схеме расчётное направление (для гидравлического расчёта сети), следует разбить его на расчётные участки, начиная от диктующего прибора (наиболее высоко расположенного и наиболее удалённого от начала ввода). Начало и конец каждого участка должны быть пронумерованы арабскими цифрами. Кроме того, на выносках следует указать их длины и диаметр труб (последние – после гидравлического расчёта сети).

2.4.2. Определение расчётных расходов воды в системе водоснабжения здания

Величина расчётного расхода воды для водоснабжения здания обуславливает экономичность и надёжность работы водопроводной сети, призванной обеспечить подачу воды, соответствующую расчётному числу водопотребителей.

Для расчёта расхода воды системы в целом или на расчётном участке необходимо определить число U потребителей воды, исходя из расчётной жилой площади F и нормы общей площади на одного человека ($f = 18 \text{ м}^2$); принять секундный q_0^c и часовой $q_{hr,u}^c$ расходы воды (см. прилож. 2 и 3); найти число N установленных санитарных приборов, воспользовавшись аксонометрической схемой; рассчитать вероятность действия P приборов по формуле

$$P = \frac{q_{hr,u}^c \cdot U}{3600 q_0^c \cdot N}, \quad (2.2)$$

где $q_{hr,u}^c$ – норма расхода холодной воды приборами в час наибольшего потребления, л/ч [6, табл. А2]; U – общее число одинаковых потребителей в здании (например, жителей); q_0^c – норма расхода холодной воды одним прибором, л/с [6]; N – общее число санитарно-технических приборов, обслуживающих потребителей;

вычислить максимальный секундный расход воды на расчётном участке сети по зависимости

$$q^c = 5q_0^c \cdot \alpha, \quad (2.3)$$

где α – коэффициент, принимаемый в зависимости от значения N или NP по таблице (см. прилож. 14) или графической зависимости СП [6; 7] (при известных расчётных величинах P , N и значениях $q_0^c = 0,20$ и $0,30$ л/с для определения максимального секундного расхода воды можно пользоваться номограммами);

определить норму расхода холодной воды в сутки и в час, исходя из [6], как разницу между общим расходом и расходом горячей воды, л/ч:

$$q_{hr,u}^c = q_{hr,u}^{tot} - q_{hr,u}^h, \quad (2.4)$$

где $q_{hr,u}^{tot}$ – общая норма расхода воды в сутки, л/ч; $q_{hr,u}^h$ – норма расхода горячей воды в сутки, л/ч.

2.4.3. Гидравлический расчёт системы водоснабжения

Целью гидравлического расчёта является определение наиболее экономичных диаметров трубопроводов для пропуска расчётных расходов воды при допустимых скоростях её движения, а также установление общих потерь напора в системе водоснабжения (от диктующего прибора до врезки в городской водопровод) на основе аксонометрической схемы.

Последовательность выполнения расчёта:

1. Выбрать на аксонометрической схеме расчётное направление (от ввода до диктующего водоразборного прибора), разбить его на расчётные участки (между узловыми точками) и пронумеровать эти узловые точки (см. рис. 2.4).

2. Определить расчётные расходы на всех расчётных участках по формуле (2.3).

3. Исходя из наиболее экономичных скоростей движения воды (наиболее экономичными являются скорости в пределах 0,80–1,3 м/с), подобрать стандартные диаметры d труб и вычислить потери по длине h_l на расчётных участках. Средняя скорость движения воды в магистральных трубопроводах и стояках хозяйственно-питьевых систем, согласно СП [6], должна быть 1,5–2 м/с, а в подводках к водоразборным – не более 2,5 м/с.

Диаметр трубы подбирают по таблицам Ф.А. Шевелёва [10]. В этих таблицах также приведены числовые значения потерь напора на 1 000 м длины, т. е. величины $1\ 000i$ (i – гидравлический уклон), что позволяет вычислить потери напора по длине на каждом расчётном участке:

$$h_l = i \cdot l, \quad (2.5)$$

где l – длина участка.

4. Вычислить потери напора по длине $\sum h_l$ (исключая потери на вводе) для расчётного направления, просуммировав потери h_l на участках:

$$\sum h_l = \sum i \cdot l. \quad (2.6)$$

5. Найти потери напора на вводе, т. е. на участке от городского водопровода до ВУ:

$$h_{\text{ВВ}} = i \cdot l_{\text{ВВ}}, \quad (2.7)$$

где $l_{\text{ВВ}}$ – длина ввода, м.

6. Результаты вычислений (согласно пп. 2–5) представить в табличной форме. Вычислить суммарные потери напора в местных сопротивлениях, т. е. в соединениях и фасонных частях труб, исходя из требований СП [6]. Согласно этим требованиям местные потери напора в хозяйственно-питьевом водопроводе следует принимать равными 30 % от потерь напора по длине:

$$\sum h_m = 0,3 \sum h_l. \quad (2.8)$$

7. Вычислить сумму потерь напора по длине и в местных сопротивлениях:

$$\sum h_w = \sum h_l + \sum h_m. \quad (2.9)$$

8. Определить общие потери напора $\sum H_{l.tot}$ по расчётному направлению по формуле

$$\sum H_{l.tot} = \sum h_l + \sum h_m + h_{вв}. \quad (2.10)$$

9. Найти величину требуемого напора $H_{тр}$ для внутреннего водопровода по формуле

$$H_{тр} = H_{геом} + \sum H_{l.tot} + H_f + h_{сч}, \quad (2.11)$$

где $H_{геом}$ – геометрическая высота подъёма воды, т. е. превышение диктующего водоразборного прибора над осью наружного водопровода, м; H_f – рабочий (свободный) напор, м, перед диктующим (наиболее высоко расположенным и удалённым от ввода) водоразборным устройством, обеспечивающий преодоление гидравлических сопротивлений в арматуре и создающий норму расхода воды q_0^c (л/с); $h_{сч}$ – потери напора на счётчике:

$$h_{сч} = S(q^c)^2, \quad (2.12)$$

где S – гидравлическое сопротивление счётчика, м/(л/с)²; q^c – расчётный расход воды, л/с (на вводе).

Геометрическая высота подъёма воды $H_{геом}$ определяется как разность отметок диктующего водоразборного прибора и оси трубы ввода в колодце городского водопровода, м (см. рис. 2.4):

$$H_{геом} = h_{эт}(n - 1) + h_{пр} + (y_1 - y_2), \quad (2.13)$$

где $h_{эт}$ – высота этажа здания, м; n – число этажей в здании; $h_{пр}$ – высота водоразборной арматуры диктующего прибора над полом; y_1 – строительная отметка первого этажа здания, м; y_2 – строительная отметка грунта в колодце городского водопровода, м.

Свободный напор H_f составляет для умывальника со смесителем или водоразборным краном 2 м; раковины или мойки с водоразборным краном со смесителем – 2 м; ванны со смесителем (в том числе с общим для ванны и умывальника) – 3 м; смывного бачка к унитазу – 2 м; смывного крана к унитазу – 4 м.

Диаметр условного прохода счётчика выбирают, исходя из средне-часового расхода воды за период потребления (сутки), который не должен превышать эксплуатационный, принимаемый по табл. 2.1, или устанавливают по диаметру магистрального трубопровода, подходящего к ВУ.

Таблица 2.1

Расчётные параметры счётчиков расхода воды

Диаметр условного прохода счётчика, мм	Параметры						
	Расход воды, м ³ /ч			Порог чувствительности, м ³ /ч, не более	Максимальный объём воды за сутки, м ³	Гидравлическое сопротивление счётчика S	
	min	Эксплуатационный	max			м/(м ³ /ч) ²	м/(л/с) ²
1	2	3	4	5	6	7	8
15	0,03	1,2	3	0,015	45	1,110	14,40
20	0,05	2,0	5	0,025	70	0,400	5,18
25	0,07	2,8	7	0,035	100	0,204	2,60

Окончание табл. 2.1

1	2	3	4	5	6	7	8
32	0,10	4,0	10	0,050	140	0,100	1,30
40	0,16	6,4	16	0,08	230	0,039	0,50
50	0,30	12	30	0,15	450	0,011	0,143
65	1,5	17	70	0,60	610	0,0063	$810 \cdot 10^{-5}$
80	2,0	36	110	0,70	130	0,0020	$264 \cdot 10^{-5}$
100	3,0	14	180	1,20	2 350	$5,9 \cdot 10^{-5}$	$76,6 \cdot 10^{-5}$

В жилых домах применяют скоростные (крыльчатые и турбинные) счётчики различных калибров, устанавливаемые в подвалах. Калибр счётчика не должен превышать диаметр труб на вводе. Потери напора в крыльчатых счётчиках не должны превышать 5 м, а в турбинных – 2,5 м. Скоростные и крыльчатые счётчики устанавливают при расчётном максимальном расходе воды до 15 м³/ч, при больших расходах – трубчатые счётчики.

10. Сравнить полученные значения $H_{тр}$ с величиной гарантированного напора H_g , т. е. величиной напора, обеспечиваемой существующим городским водопроводом. Если $H_{тр} > H_g$, то необходимо подобрать марку повысительного насоса по двум его параметрам – подаче (производительности) Q_n , м³/ч, и напору H_n , м:

$$Q_n = \frac{3\,600 \cdot q^c}{1\,000} = 3,6q^c; \quad (2.14)$$

$$H_n = H_{тр} - H_g + H_{p,cir}, \quad (2.15)$$

где q^c – расчётный расход воды на вводе, л/с; $H_{p,cir} \approx 2,0$ м – потери напора в самой насосной установке.

Имея величины Q_n и H_n , следует из прилож. 9 и 10 или из [14] выбрать марку насоса с параметрами подачи и напора больше требуемых Q_n и H_n и выписать его паспортные технические данные.

Для обеспечения надёжной работы системы необходимо установить два насоса.

Результаты расчёта оформляют в виде таблицы (см. прилож. 11).

2.5. Указания и рекомендации по проектированию и расчёту канализации жилых зданий

2.5.1. Основные указания и рекомендации по проектированию

Внутренняя канализация жилых зданий (система бытовой канализации) предназначена для отведения сточных вод от санитарно-технических приборов (унитазов, ванн, кухонных моек и др.) в наружную канализационную сеть.

Внутренняя канализация жилых зданий состоит из основных элементов:

приёмников бытовых сточных вод (унитазов, ванн, кухонных моек); гидравлических затворов (сифонов). Слой воды высотой 50–70 мм в гидрозатворе предотвращает проникновение вредных газов и запахов в помещение из канализационной сети;

сети канализационных труб, включающей канализационные стояки, соединительные и коллекторные трубопроводы, а также выпуски, присоединяемые к смотровым колодцам дворовой канализации;

устройств для осмотра и прочистки трубопроводов (ревизий и прочисток).

Приёмники бытовых сточных вод устанавливают в санитарно-бытовых помещениях (санитарных узлах), располагаемых на этажах одно над другим.

Отвод сточных вод предусматривается по самотечным трубопроводам. Материал труб: чугунные канализационные раструбные (ГОСТ 6942.3-80, диаметр 50–150 мм); стальные водогазопроводные (ГОСТ 3262-75, диаметр 25–65 мм); керамические канализационные раструбные (ГОСТ 268-82, диаметр 150–500 мм); полиэтиленовые (ГОСТ 18599-80, диаметр 50–150 мм); поливинилхлоридные (диаметр 32–150 мм).

Внутренние канализационные сети можно прокладывать следующим образом:

открыто – в подпольях, подвалах, технических коридорах и этажах и в специально предназначенных для сетей помещениях, прикрепляя трубы к конструкциям здания (стенам, колоннам, потолкам и др.), а также на специальных опорах;

скрыто – с заделкой в строительные конструкции перекрытий, под полом (в грунте, каналах), в сборных блоках, панелях, бороздах стен, в подшивных потолках и коробах, в санитарно-технических кабинках, вертикальных шахтах, под плинтусом в полу.

При проектировании внутренней канализации сначала на план этажа здания наносят стояки и отводные трубопроводы от санитарных приборов (см. рис. 2.1). Далее изображение стояков переносят на план подвала, после чего на этом плане выполняют группировку горизонтальных участков сети, т. е. канализационных коллекторов, соединительных трубопроводов и выпусков (см. рис. 2.2).

Наибольшие допускаемые расстояния между ревизиями и прочистками на горизонтальных участках бытовой канализации надлежит принимать согласно табл. 2.2.

Таблица 2.2

Наибольшие допускаемые расстояния между ревизиями и прочистками на горизонтальных участках бытовой канализации

Диаметр трубопровода, мм	Вид прочистного устройства	Расстояние между прочистными устройствами, м
50	Ревизия	12
50	Прочистка	8
100–150	Ревизия	15
100–150	Прочистка	10
200 и более	Ревизия	20

Длина выпуска от стояка или прочистки до оси смотрового колодца дворовой канализации должна быть не более указанной в табл. 2.3.

Таблица 2.3

*Длина выпуска от стояка или прочистки до оси смотрового колодца дворовой канализации**

Диаметр трубопровода, мм	Длина выпуска от стояка или прочистки до оси смотрового колодца дворовой канализации, м
50	8
100	12
150 и более	15

Примечание. * – при длине выпуска свыше длины, указанной в таблице, необходимо предусматривать устройство дополнительного смотрового колодца.

Внутренний диаметр смотрового колодца следует принимать не менее 0,7 м (при диаметре труб выпуска до 200 мм).

Выпуски в плане нужно прокладывать перпендикулярно наружной стене здания и присоединять к наружной канализации под углом не менее 90° (по направлению движения сточных вод).

Диаметр труб выпуска следует определять расчётом с учётом того, что этот диаметр должен быть не меньше диаметра наибольших стояков, присоединяемых к данному выпуску.

Наименьшую глубину заложения канализации трубопроводов необходимо принимать на основании опыта эксплуатации сетей в данном районе. При отсутствии таких данных минимальную глубину заложения лотка трубопровода допускается принимать для труб диаметром до 500 мм на 0,3 м; для труб большего диаметра – на 0,5 м менее большей глубины проникания в грунт нулевой температуры, но не менее 0,7 м до верха трубы, считая от отметок поверхности земли или планировки.

Горизонтальные участки канализационной сети необходимо прокладывать прямолинейно. Изменять направление прокладки и присоединять приборы следует с помощью соединительных деталей

(удлинённых пологих колен или отводов с углом поворота 45°) для обеспечения плавности поворотов, что необходимо для надёжной работы сети. Например, для плавного поворота горизонтального участка на 90° часто используют два отвода по 45° . Так же следует поступать при соединении стояков с горизонтальными участками сети.

Канализационные стояки – вертикальные трубопроводы – размещают вблизи приёмников сточных вод (санитарных приборов). Если применяют сантехкабины, то стояки размещают в монтажных шахтах на одной оси с унитазом. Длина отводных труб должна быть минимальной. Канализационные трубы и стояки не следует размещать у наружных стен в жилых помещениях. На всех планах, разрезах, схемах стояки и приёмники сточных вод должны иметь обозначения, например Ст К 1-1 – стояк хозяйственно-бытовой канализации; Ст К 2-1 – стояк водостока. Все стояки должны иметь вытяжную часть, возвышающуюся над кровлей при плоской неэксплуатируемой кровле – на 0,3 м; при скатной кровле – на 0,5 м; в случае с эксплуатируемой кровлей – на 3 м. Диаметр трубы вытяжки принимают равным диаметру стояка.

На стояках на верхнем и первом этажах и по высоте не реже, чем через три этажа, устанавливают ревизии. Нижняя часть стояка должна иметь жёсткое основание.

2.5.2. Построение аксонометрической схемы внутренней канализации

Аксонометрическая схема необходима для гидравлического расчёта внутренней канализации, а также при монтажных работах.

Схему внутренней канализации следует строить в косоугольной (фронтальной) изометрии (как и схему внутреннего водопровода) на основе исходных данных и проектных решений, отражённых на планах этажа и подвала здания, с соблюдением графических обозначений трубопроводов, арматуры и санитарно-технических устройств [11].

На рис. 2.5 представлена в качестве примера аксонометрическая схема внутренней канализации жилого десятиэтажного дома (генплан, планы этажа и подвала этого дома представлены на рис. 2.1–2.3).

Аксонометрическая схема (см. рис. 2.5) включает в себя все конструктивные элементы канализационной сети от места присоединения выпуска к смотровому колодцу дворовой канализации до вытяжной части наиболее удалённого канализационного стояка.

На схеме должны быть изображены фасонные части трубопроводов (отводы, отступы, переходные муфты и т. п.), ревизии, прочистки и санитарные приборы с сифонами (последние изображаются только на верхнем этаже здания). Кроме того, на схеме должны быть показаны поверхность земли, лоток, полы этажей и подвала, межэтажные

перекрытия, а также приведены длины расчетных участков, их уклон и диаметр труб. Все стояки должны быть промаркированы, на каждом стояке для осмотра – предусмотрены ревизии (в подвале, на верхнем этаже, а при числе этажей более пяти на каждые три этажа – по одной ревизии). Ревизии располагают на высоте 1 м от пола этажа.

Аксонметрическую схему строят для одного или двух выпусков (по усмотрению преподавателя). На ней (по аналогии со схемой внутреннего водопровода) должно быть выбрано главное расчетное направление, обозначенное арабскими цифрами, разделяющими его на расчетные участки (начиная от диктующего санитарного прибора). При этом всю высоту стояка (от верхнего этажа до места соединения с горизонтальным участком сети) следует считать одним участком.

В пределах каждого расчетного участка расход сточных вод должен быть постоянным.

2.5.3. Определение расчетных расходов воды в системе внутренней канализации

Максимальный секундный расход воды q^{tot} на расчетном участке канализационной сети, л/с, следует определять по формуле

$$q^{tot} = 5q_0^{tot} \cdot \alpha, \quad (2.16)$$

где q_0^{tot} – норма расхода воды одним прибором, принимаемая согласно [6], л/с; $\alpha = f(NP)$ – коэффициент, принимаемый по прилож. 14.

Вероятность P действия приборов при одинаковых потребителях в здании вычисляют по формуле (2.2) для системы в целом и считают найденную величину P постоянной для всех расчетных участков.

При известных расчетных величинах P , N и значениях $q_0^{tot} = 0,2$ и $0,3$ л/с для вычисления максимального секундного расхода воды допускается пользоваться номограммами [5].

Максимальный расчетный расход сточных вод на участке q^s , л/с, следует определять одним из двух способов:

а) при общем максимальном секундном расходе воды в сети $q^{tot} \leq 8$ л/с по формуле

$$q^s = q^{tot} + q_0^s, \quad (2.17)$$

где q_0^s – расход стоков от санитарно-технического прибора, л/с, принимаемый согласно СП [6].

б) в других случаях по формуле

$$q^s = q^{tot}. \quad (2.18)$$

Если на рассматриваемый участок поступают стоки от приборов с разным расходом стоков, то следует в формулу (2.17) подставлять наибольшую из них величину q_0^s .

2.5.4. Гидравлический расчёт внутренней канализации

Гидравлический расчёт канализационных трубопроводов диаметром до 500 мм из различных материалов следует производить, согласно СП [6], по номограмме или по таблице А.А. и Н.А. Лукиных [12], а также по таблицам или графикам Н.А. Фёдорова и Л.Е. Волкова. При расчёте необходимо назначать среднюю скорость движения сточной жидкости V , м/с, и наполнение H/d таким образом, чтобы было выполнено условие

$$V \sqrt{\frac{H}{d}} \geq K, \quad (2.19)$$

где $K = 0,5$ – для трубопроводов из пластмассовых и стеклянных труб; $K = 0,60$ – для трубопроводов из других материалов, при этом скорость V должна быть не менее 0,7 м/с, а наполнение трубопроводов H/d – не менее 0,3.

В тех случаях, когда условие (2.19) выполнить не представляется возможным из-за недостаточной величины расхода бытовых сточных вод, безрасчётные участки трубопроводов диаметром $d = 40$ –50 мм следует прокладывать с уклоном $i = 0,03$, а диаметром 85 и 100 мм – с уклоном $i = 0,02$.

Наибольший уклон трубопроводов не должен превышать 0,15 (за исключением ответвлений от приборов длиной до 1,5 м).

Диаметр канализационного стояка надлежит принимать по табл. 2.4 в зависимости от величины расчётного расхода сточной жидкости, наибольшего диаметра поэтажного отвода трубопровода и угла его присоединения к стояку [6]. Кроме того, необходимо иметь в виду, что минимальный диаметр стояка должен быть не менее 50 мм, независимо от количества присоединённых к нему приборов. Если же к стояку присоединён хотя бы один унитаз, диаметр должен быть не менее 100 мм.

Таблица 2.4

*Диаметр канализационного стояка в зависимости от величины расчётного расхода сточной жидкости, наибольшего диаметра поэтажного отвода трубопровода и угла его присоединения к стояку**

Диаметр поэтажного отвода, мм	Угол присоединения поэтажного отвода к стояку, град	Максимальная пропускная способность вентилируемого канализационного стояка, л/с, при его диаметре d , мм			
		50	85	100	150
1	2	3	4	5	6
50	90	0,8	2,8	4,3	11,4
	60	1,2	4,3	6,4	17,0
	45	1,4	4,9	7,4	19,6
85	90	–	2,1	–	–
	60	–	3,2	–	–
	45	–	3,6	–	–

Окончание табл. 2.4

1	2	3	4	5	6
100	90	–	–	3,2	8,5
	60	–	–	4,9	12,8
	45	–	–	5,5	14,5
150	90	–	–	–	7,2
	60	–	–	–	11,0
	45	–	–	–	12,6

Примечание. * – диаметр канализационного стояка должен быть не меньше наибольшего диаметра поэтажных отводов, присоединённых к этому стояку.

Целесообразно стоки от двух, трёх стояков направлять в один выпуск.

Результаты вычислений при гидравлическом расчёте внутренней канализации следует представлять в табличной форме (см. прилож. 12).

2.6. Проектирование и гидравлический расчёт дворовой канализации

Дворовая канализационная сеть предназначена для отвода сточной жидкости, поступающей из выпусков здания, во внутриквартальную или уличную сеть канализации. При этом сеть дворовой канализации прокладывается параллельно дворовому фасаду здания и соединяет смотровые колодцы, в которые входят выпуски из здания.

В микрорайонах и жилых районах с новой застройкой при наличии технического подполья для уменьшения протяжённости дворовой канализационной сети целесообразно предусматривать только один выпуск из торца здания (см. рис. 2.3), если это здание малоэтажное при небольших размерах в плане. Применение такой схемы отвода сточной жидкости позволяет уменьшить количество смотровых канализационных колодцев и сократить протяжённость внутренней канализационной сети.

Внутриквартальные сети бытовой канализации трассируются параллельно внутриквартальным проездам по газонам. Внутриквартальная сеть заканчивается контрольным колодцем, расположенным внутри квартала на расстоянии 1,5–2,0 м от красной линии, и через соединительную ветку от контрольного колодца присоединяется к колодцу городской канализационной сети.

Исходя из изложенных выше соображений и рекомендаций, наносят дворовую и внутриквартальную канализационную сеть со всеми смотровыми, поворотными и контрольными колодцами на генплан (ситуационный план) (см. рис. 2.3).

Колодцы на сети дворовой канализации предназначены для контроля за работой сети и прочистки. Их размещают в местах присоединения выпусков, на поворотах, в местах изменения диаметров и уклонов труб, на прямолинейных участках через каждые 35 м (при диаметре труб 150 мм) и 50 метров (при диаметрах 200–450 мм). Заметим, что колодец, устраиваемый в начале ветки, соединяющий дворовую сеть с городской канализацией, делают перепадным вследствие значительной разницы в глубинах заложения труб. Боковые присоединения и повороты трассы должны производиться под углом не менее 90°. Начальная глубина заложения дворовой канализации обуславливается глубиной заложения выпуска в начале сети.

Диаметр трубопроводов дворовой и внутриквартальной канализации должен быть не менее 150 мм, а уклоны i и предельное наполнение H/d следует принимать согласно табл. 2.5.

Таблица 2.5

*Наполнение и уклоны труб дворовой канализации
при различных диаметрах*

Диаметр труб d , мм	Наполнение H/d	Уклоны i	
		Наименьший	Нормальный
100	0,5	0,012	0,020
125	0,5	0,010	0,015
150	0,6	0,007	0,010
200	0,6	0,005	0,008

При соблюдении уклонов и наполнений, указанных в табл. 2.5, в трубопроводах обеспечивается скорость движения сточной жидкости V не менее самоочищающей, равной 0,7 м/с.

Дворовую сеть с малыми расходами сточной жидкости ($q^s \leq 5$ л/с) обычно не рассчитывают, а принимают диаметр труб $d = 150$ мм. При величине $q^s > 5$ л/с дворовую сеть рассчитывают так же, как сеть внутренней канализации.

Гидравлический расчёт дворовой канализации заключается в определении максимальных секундных расходов q^{tot} и расчётных расходов сточной жидкости q^s на участках сети по формулам (2.16), (2.17) или (2.18) аналогично методике, описанной для внутренней канализации. Вероятность P действия приборов принимается из расчёта внутренней канализации. Далее производится проверка канализации на пропускную способность с соблюдением рекомендуемых уклонов, наполнений и скоростей [6]. Скорость движения сточной жидкости в трубах на нижерасположенном участке сети должна быть равна или больше скорости на вышерасположенном.

Следует также иметь в виду, что на начальных участках дворовой канализационной сети скорость может быть менее 0,7 м/с (из-за малых

расходов), а увеличение уклонов нежелательно по экономическим соображениям. В таком случае следует предусматривать возможность промывки труб на этих участках.

Результаты расчётов дворовой канализации следует давать в табличной форме (см. прилож. 13). Таблицу оформляют в такой последовательности: графы 1 и 2 заполняют на основе генплана участка застройки (см. рис. 2.3); в графу 3 заносят величины расхода, вычисленного по формуле (2.17) или (2.18). Далее, пользуясь рекомендациями, изложенными в [1–4], определяют диаметр труб, скорости движения сточной жидкости, уклоны лотка труб и их наполнения. Результаты заносят соответственно в графы 4–6, 8, 9. Графу 7 заполняют величинами, полученными умножением величин, стоящих в графах 2 и 6. Данные для заполнения граф 10 и 11 берут с генплана участка застройки (см. рис. 2.3). Прежде чем заполнять графу 12, следует предварительно заполнить графу 14. При этом отметку лотка трубы в начале участка (см. графу 14) находят вычитанием из отметки поверхности земли (см. графу 10) глубины заложения трубы в точке 1 (см. графу 16). В этой точке глубина заложения может быть на 0,3 м меньше глубины промерзания земли.

Просуммировав отметку лотка трубы (см. графу 14) с глубиной наполнения трубы (см. графу 9), получают отметку поверхности сточной жидкости в начале участка (см. графу 12), а разность между этой отметкой и понижением $i \cdot l$ дна на длине участка (см. графу 7) даёт отметку поверхности сточной жидкости в конце расчётного участка, т. е. в точке 2.

Разность между отметкой лотка в начале участка (см. графу 14) и той же величиной понижения $i \cdot l$ дна определяет отметку лотка в конце его (см. графу 15) и т. д. Глубину заложения трубы в начале (см. графу 16) и в конце (см. графу 17) каждого участка получают вычитанием из отметок поверхности земли (см. графы 10 и 11) отметок лотка трубы (см. графы 14 и 15).

2.7. Пример выполнения работы

Условия для выполнения расчётно-графической работы следующие. Жилой дом оборудуется системой хозяйственно-питьевого водопровода и канализацией; жилая площадь одного этажа 378 м^2 ; общее количество приборов, обслуживающих водопотребителей, $N = 240$; количество этажей $n = 10$; высота этажа (от пола до пола) $h_{\text{эт}} = 2,9 \text{ м}$; высота подвала (до пола первого этажа) $h_{\text{п}} = 2,5 \text{ м}$; гарантированный напор на вводе $H_g = 25 \text{ м}$; расстояние от красной линии до здания $l_1 = 5 \text{ м}$; расстояние от здания до колодца городской канализации $l_2 = 11 \text{ м}$; диаметр трубы городской канализации $d_{\text{к}} = 0,4 \text{ м}$; диаметр трубы уличного водопровода $d_{\text{в}} = 0,35 \text{ м}$;

абсолютные отметки поверхности земли $z_1 = 60$ м, $z_2 = 60$ м, $z_3 = 60,25$ м, $z_4 = 60,25$ м, $z_k = 59,75$ м, пола первого этажа $z_3 = 61$ м; глубина заложения лотка колодца городской канализации $h_k = 3,1$ м; глубина заложения верха трубы уличного водопровода $h_b = 2,1$ м; глубина промерзания $h_{пр} = 2,1$ м; толщина перекрытий 0,2 м.

Система водопровода включает в себя ввод в здание, ВУ, разводящую сеть, стояки, подводки к санитарным приборам, запорную и смесительную арматуру. Схема водоснабжения дома тупиковая, так как допускается перерыв в подаче воды в случае выхода из строя части или всей сети водопровода (согласно [6; 7]).

Для соединения уличного и внутреннего водопроводов предназначен один ввод водопровода. Он предусмотрен под углом 90° к наружной стене. Ввод водопровода прокладывается из стальных водогазопроводных оцинкованных труб диаметром 40 мм с изоляционным покрытием. С уличным водопроводом ввод соединяется в водопроводном колодце, в котором размещается запорная арматура – кран проходной. Водомерный узел располагается за наружной стеной здания на высоте 1 м от пола. В его состав входят устройство для измерения воды (счётчик), контрольно-спускной кран и обводная линия с опломбированным вентилем.

В проекте принята нижняя разводка магистрального трубопровода под потолком подвала с уклоном 0,003 к ВУ. На ответвлениях от магистрального трубопровода устанавливается запорная арматура для отключения стояков на случай аварии. Вентили устанавливаются также на ответвлениях от стояка в каждой квартире и на подводках к смывным бачкам унитазов.

Внутренняя водопроводная сеть проектируется из стальных водогазопроводных оцинкованных труб по ГОСТ 3262-75* с резьбовыми соединениями.

Для полива прилегающей к зданию территории запроектированы два поливочных крана, выведенных в ниши наружных стен.

Магистральный трубопровод и подводки к стоякам в подвале изолируют теплоизоляционным и защитным покрытием.

2.7.1. Определение расчётных расходов воды в системе водоснабжения

Максимальный секундный расход холодной воды в системе в целом или на расчётных участках сети определяем по формуле (2.3), для которой в данном случае $q_0^c = 0,2$ л/с [6, табл. А2].

Вероятность действия приборов P высчитываем по формуле (2.2), предварительно вычислив значение $q_{hr,u}^c$ по формуле (2.4):

$$q_{hr,u}^c = 11,6 - 6,5 = 5,1 \text{ л/с.}$$

Определяем число потребителей воды U , исходя из расчётной жилой площади F и нормы общей площади на одного человека ($f = 18 \text{ м}^2$). Жилая площадь одного этажа составляет 378 м^2 . Следовательно, $U = 210$ жителей; $N = 240$ – общее число приборов, обслуживающих водопотребителей.

Тогда:

$$P = \frac{5,1 \cdot 210}{3\,600 \cdot 0,2 \cdot 240} = 0,006\,19;$$

$$N \cdot P = 240 \cdot 0,006\,19 = 1,486;$$

$$\alpha = 1,215 \text{ (из прилож. 14).}$$

Максимальный секундный расход холодной воды системы

$$q^c = 5 \cdot 0,2 \cdot 1,215 = 1,215 \text{ л/с.}$$

2.7.2. Гидравлический расчёт системы водоснабжения

Цели расчёта – выбор наиболее экономичных диаметров трубопроводов для пропускания расчётных расходов воды при допустимых скоростях её движения и определение общих потерь напора в системе водоснабжения (от диктующего прибора до врезки в городской водопровод) на основе аксонометрической схемы сети.

Расчётным стояком считается наиболее удалённый от ввода стояк – Ст. В1-6.

Диктующее водоразборное устройство – это устройство, расположенное наиболее высоко и удалённое от ввода, в данном случае это смеситель раковины. Расчётные расходы на всех расчётных участках определяются по формуле (2.3).

После подбора диаметров труб вычисляются потери напора по длине на расчётных участках, исходя из наиболее экономичных скоростей движения воды (0,8–1,3 м/с). Диаметры труб подбирают по [5], потери напора – по длине на каждом расчётном участке по формуле (2.5).

Результаты вычислений представлены в табл. 2.6.

Таблица 2.6

Результаты вычислений при гидравлическом расчёте внутреннего водопровода

Расчётные участки	Санитарно-технические приборы и их количество			Количество приборов N , шт	NP	Коэффициент $\alpha = f(NP)$	Расчётный расход воды q , л/с	Внутренний диаметр труб d , мм	Средняя скорость V , м/с	Длина расчётного участка l , м	Гидравлический уклон i	Потери напора по длине $h_l = il$, м
	Смеситель мойки	Смеситель ванны	Смывной бачок									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1–2	1	0	0	1	0,006	0,200	0,200	15	1,18	1,80	0,361	0,649
2–3	2	1	0	3	0,018	0,200	0,200	15	1,18	0,62	0,361	0,224
3–4	2	1	1	4	0,025	0,226	0,226	20	0,82	2,90	0,125	0,363
4–5	4	2	2	8	0,050	0,273	0,273	20	0,88	2,90	0,139	0,402
5–6	6	3	3	12	0,074	0,309	0,309	20	1,00	2,90	0,177	0,513
6–7	8	4	4	16	0,100	0,346	0,346	20	1,11	2,90	0,215	0,623
7–8	10	5	5	20	0,124	0,373	0,373	20	1,21	2,90	0,250	0,725
8–9	12	6	6	24	0,149	0,399	0,399	20	1,29	2,90	0,285	0,827
9–10	14	7	7	28	0,173	0,425	0,425	25	0,82	2,90	0,101	0,291
10–11	16	8	8	32	0,194	0,444	0,444	25	0,87	2,90	0,117	0,340
11–12	18	9	9	36	0,223	0,470	0,470	25	0,91	2,90	0,134	0,387
12–13	20	10	10	40	0,248	0,493	0,493	25	0,95	9,52	0,145	1,381
13–14	40	20	20	80	0,496	0,674	0,674	32	0,85	0,58	0,062	0,036
14–15	60	30	30	120	0,744	0,830	0,830	32	0,91	9,46	0,073	0,691
15–БУ	120	60	60	240	1,488	1,215	1,215	40	1,01	5,50	0,075	0,410
Ввод	120	60	60	240	1,488	1,215	1,215	40	1,01	15,0	0,075	1,125
											$\sum h_l = 8,987$	

2.7.3. Выбор типа счётчика и определение потерь напора в нём

Диаметр условного прохода счётчика воды устанавливаем по диаметру магистрального трубопровода, подходящего к ВУ.

Счётчик принят с диаметром условного прохода 40 мм. Гидравлическое сопротивление счётчика, согласно табл. 2.1, $S = 0,5 \text{ м}/(\text{л/с})^2$.

Потери напора в счётчике, согласно формуле (2.12):

$$h_{\text{сч}} = 0,5 \cdot 1,215^2 = 0,738 \text{ м.}$$

2.7.4. Определение требуемого напора на вводе в здание

Требуемый напор $H_{\text{тр}}$ на вводе определяем по формуле (2.11). Предварительно вычислим геометрическую высоту подъёма воды по формуле (2.13), для которой в данном случае $h_{\text{эт}} = 2,9 \text{ м}$, $n = 10$ этажей, $h_{\text{пр}} = 0,8 \text{ м}$, $y_1 = 0,0 \text{ м}$, $y_2 = -3,2 \text{ м}$:

$$H_{\text{геом}} = 2,9(10 - 1) + 0,8 + (0,0 + 3,2) = 30,1 \text{ м.}$$

Общие потери напора по расчётному направлению $\sum H_{l.\text{tot}}$ определяем по формуле (2.10), для этого найдем значения $\sum h_l$ по формуле (2.6) и из табл. 2.6:

$$\sum h_l = 8,987 - 1,125 = 7,862 \text{ м;}$$

$\sum h_m$ по формуле (2.8):

$$\sum h_m = 0,3 \cdot 7,862 = 2,358 \text{ м;}$$

$h_{\text{вв}}$ по формуле (2.7) и из табл. 2.6:

$$h_{\text{вв}} = i \cdot l_{\text{вв}} = 1,125 \text{ м.}$$

Тогда $\sum H_{l.\text{tot}} = 7,862 + 2,358 + 1,125 = 11,345 \text{ м}$.

Рабочий (свободный) напор перед диктующим водоразборным устройством – $H_f = 3,0 \text{ м}$ – принимается по источнику [3].

Тогда $H_{\text{тр}} = 30,1 + 11,345 + 3,0 + 0,738 = 45,183 \text{ м}$.

Проверяем условие $H_{\text{тр}} > H_g$, где $H_g = 25 \text{ м}$ – величина гарантированного напора (по заданию): $H_{\text{тр}} = 45,183 > H_g = 25 \text{ м}$. Условие выполняется.

2.7.5. Подбор насоса

Необходимо подобрать марку повысительного насоса по двум его параметрам – подаче (производительности, расходу) Q_n и напору H_n .

Подачу насоса определяем по формуле (2.14), для которой в данном случае $q^c = 1,215 \text{ л/с}$ (см. табл. 2.6):

$$Q_n = 3,6 \cdot 1,215 = 4,374 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Напор насоса рассчитываем по формуле (2.15):

$$H_n = 45,183 - 25 + 2 = 22,183 \text{ м.}$$

Имея величины Q_n и H_n , выбираем марку насоса из [14] с параметрами подачи и напора больше требуемых Q_n и H_n и выписываем его паспортные технические данные. В данном случае это насос для чистой воды марки МЕС-А3-65. Его характеристика: подача номинальная 5 м³/ч; полный напор 22 м; мощность $N_n = 1,5$ кВт; частота вращения $n_n = 1450$ об/мин.

Для обеспечения надёжной работы системы необходимо установить два насоса.

2.7.6. Выбор, описание и обоснование системы внутренней канализации

Внутренняя канализация жилых зданий предназначена для отведения сточных вод от санитарно-технических приборов в наружную канализационную сеть.

Как указывалось ранее, основными элементами внутренней канализации жилых зданий являются приёмники бытовых сточных вод, гидравлические затворы (сифоны), сеть канализационных труб и устройства для прочистки трубопроводов (ревизии и прочистки) [6].

Отвод сточных вод предусматривается по самотечным трубопроводам. Материал канализационных раструбных труб – чугун (ГОСТ 6942-98), диаметр 50 и 100 мм. Отводные трубы от приборов прокладываются над полом на высоте 0,05–0,15 м и присоединяются к стоякам. Диаметр отводных труб от ванн, моек, умывальников 50 мм, от унитазов 100 мм. Диаметры стояков приняты по большему диаметру присоединяемой трубы 100 мм.

Сеть бытовой канализации здания вентилируется через стояки, вытяжная часть которых выводится через кровлю на 0,5 м (при скатной кровле). Диаметр вытяжной части стояка равен диаметру его сточной части.

Для обеспечения надёжной работы системы внутренней канализации на ней устанавливаются ревизии и прочистки. Ревизии устанавливаются по одной на три этажа. В подвале на поворотах сети и у выхода выпуска из здания устанавливаются прочистки.

Глубина заложения выпуска $h_{\text{загл.вып.К1}}$ в колодце для труб диаметром до 500 мм принимается на 0,3 м менее большей глубины проникания в грунт нулевой температуры (глубины промерзания) $h_{\text{пром}}$ (из исходных данных):

$$h_{\text{загл.вып.К1}} = h_{\text{пром}} - 0,3 = 2,1 - 0,3 = 1,8 \text{ м.}$$

2.7.7. Определение расчетных расходов сточной жидкости

Максимальный секундный расход воды q^{tot} на расчётном участке канализационной сети определяем по формуле (2.16), для которой $q_0^{tot} = 0,3$ л/с [6].

Величину P (вероятность действия приборов) вычисляем по формуле (2.2), для которой в данном случае $q_{hr,u}^c = 11,6$ л/ч [6], $U = 210$ чел., $N = 240$:

$$P = \frac{11,6 \cdot 210}{3\,600 \cdot 0,3 \cdot 240} = 0,009\,3;$$

$$NP = 240 \cdot 0,009\,3 = 2,23;$$

$$\alpha = 1,54.$$

Тогда $q^{tot} = 5 \cdot 0,3 \cdot 1,54 = 2,31$ л/с.

Поскольку максимальный секундный расход воды в сети $q^{tot} \leq 8$ л/с, максимальный расчётный расход сточных вод на участке КК–ГК определяем по формуле (2.17), учитывая, что $q_0^s = 1,6$ л/с [6]:

$$q^s = 2,31 + 1,6 = 3,91 \text{ л/с.}$$

2.7.8. Гидравлический расчёт внутренней канализации

Расчёт канализационных трубопроводов производится по СП [6]. При расчёте канализационных трубопроводов назначаем среднюю скорость движения сточной жидкости V , м/с, и наполнение H/d таким образом, чтобы выполнялось условие (2.19).

В нашем случае трубы чугунные, следовательно, $K = 0,6$. Проверяем условие (2.19): $V \sqrt{\frac{H}{d}} \geq 0,6 = 0,85\sqrt{0,6} = 0,658 \geq 0,6$. Результаты вычислений заносим в табл. 2.7.

Таблица 2.7

Результаты гидравлического расчёта внутренней канализации

Расчётные участки	Количество приборов N , шт.	NP	Коэффициент $\alpha = f(NP)$	Максимальный секундный расход воды q^{tot} , л/с	Расход стоков от прибора q_0^s , л/с	Максимальный расчётный расход сточных вод q^s , л/с	Внутренний диаметр труб d , мм	Средняя скорость движения сточной жидкости V , м/с	Уклон труб i	Наполнение труб H/d	Длина расчётного участка l , м	Понижение отметки лотка трубы в конце участка $I \cdot l$, м	Отметка лотка в начале участка, V_n , м	Отметка лотка в конце участка, V_k , м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0–1	40	0,372	0,588	0,837	1,6	2,437	0,10	–	–	–	–	–	–	–1,97
1–2	40	0,372	0,588	0,837	1,6	2,437	0,10	0,82	0,03	0,36	8,79	0,26	–1,97	–2,23
2–3	120	1,116	1,046	1,569	1,6	3,169	0,10	0,84	0,03	0,38	4,91	0,15	–2,23	–2,38
Выпуск	120	1,116	1,046	1,569	1,6	3,169	0,10	0,84	0,03	0,38	5,64	0,17	–2,38	–2,55

2.7.9. Устройство сети дворовой канализации

Дворовая канализация служит для отвода сточных вод от здания в уличную канализацию. На присоединениях выпусков к дворовой сети, поворотах сети устанавливают смотровые колодцы из сборных железобетонных элементов по ГОСТ 8020-90 для осмотра и прочистки сети. Дворовая канализация прокладывается из керамических канализационных труб по ГОСТ 286-82 диаметром 150 мм. Начальная глубина заложения дворовой канализации обусловлена глубиной заложения выпуска в начале сети. Трубы дворовой и городской канализации в колодце городской канализации соединяются способом «шелыга в шелыгу».

Гидравлический расчёт дворовой канализации заключается в определении расчётных расходов сточной жидкости q^{tot} на участках сети по формуле (2.16), при этом $q_0^{tot} = 0,3$ л/с [6].

Вероятность P действия приборов принимается из расчёта внутренней канализации. Расход q^s на участке высчитывается по формуле (2.17), для которой $q_0^s = 1,6$ л/с [6].

Для участка К1–К2 $N = 120$ приборов; $P = 0,0093$; $NP = 1,116$; $\alpha = 1,046$, следовательно:

$$q^{tot} = 5 \cdot 0,3 \cdot 1,046 = 1,569 \text{ л/с};$$

$$q^s = 1,569 + 1,6 = 3,169 \text{ л/с}.$$

Далее производится проверка канализации на пропускную способность с соблюдением рекомендуемых уклонов, наполнений и скоростей ($V > 0,7$ м/с; $H/d > 0,3$) [6; 8]. Результаты гидравлического расчёта дворовой канализации представлены в табл. 2.8. По данным табл. 2.8 строится продольный профиль дворовой канализации.

Таблица 2.8

Результаты гидравлического расчёта дворовой канализации

Наименование участка	Длина участка l , м	Расчётный расход сточной жидкости q^s , л/с	Внутренний диаметр труб d , м	Скорость движения сточной жидкости V , м/с	Уклон труб i	Понижение дна на участке $i \cdot l$, м	Наполнение H/d	Глубина наполнения H , м	Отметки, м						Глубина заложения труб, м	
									Поверхность земли		Поверхность сточных вод		Лоток трубы		В начале участка	В конце участка
									В начале участка	В конце участка	В начале участка	В конце участка	В начале участка	В конце участка		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
K1–K2	19,6	3,169	0,15	0,82	0,007	0,14	0,34	0,05	60,25	60,00	58,50	58,36	58,45	58,31	1,80	1,69
K2–K3	20,3	3,910	0,15	0,83	0,007	0,14	0,35	0,05	60,00	60,00	58,36	58,22	58,31	58,17	1,69	1,83
K3–KK	20,0	3,910	0,15	0,84	0,007	0,14	0,35	0,05	60,00	60,00	58,22	58,08	58,17	58,03	1,83	1,97
KK–ГК	17,0	3,910	0,15	0,85	0,007	0,12	0,37	0,06	60,00	60,00	57,08	56,96	57,02	56,90	2,98	3,10

3. ВОДООТВЕДЕНИЕ

3.1. Нормы водоотведения и расчётные расходы сточной жидкости

Норму водоотведения сточных вод на одного человека, пользующегося канализацией, принимают равной норме водопотребления. В норме водоотведения учтены все виды расхода воды (в банях, прачечных, школах и т. д.), за исключением расходов на поливку улиц и зелёных насаждений. Нормы водоотведения на промышленных предприятиях определяют по данным технологического процесса.

Расчётный расход при водоотведении – это то количество сточных вод, на которое должны быть рассчитаны канализационные сооружения. При определении расчётного расхода хозяйственно-бытовых сточных вод следует пользоваться общими коэффициентами неравномерности водоотведения, численные значения которых приведены в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Общие коэффициенты неравномерности водоотведения

Общие коэффициенты неравномерности водоотведения	Средний расход сточных вод, л/с						
	5	10	20	50	100	300	500
K_{\max}	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5
K_{\min}	0,38	0,45	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66

Среднесуточный расход бытовых сточных вод, м³/сут, определяют по формуле

$$Q_{\text{ср.сут}} = \frac{q_i \cdot U}{1\ 000}, \quad (3.1)$$

где q_i – норма водоотведения на одного жителя, л/сут; U – расчётное количество жителей.

Канализационную сеть рассчитывают на пропуск максимального расчётного расхода хозяйственно-бытовых сточных вод, л/с, по формуле

$$q_{\max} = \frac{q_i \cdot U \cdot K_{\max}}{86\ 400}. \quad (3.2)$$

Расчётные расходы промышленных предприятий принимают по техническому проекту с учётом технологии производства.

Расчётный расход хозяйственно-бытовых сточных вод, который приходится на 1 га канализуемой территории, называют модулем стока и определяют по формуле, л/с:

$$q_0 = \frac{q_i \cdot P_n}{86\ 400}, \quad (3.3)$$

где P_n – плотность населения, т. е. расчётное количество жителей, приходящееся на 1 га селитебной площади (площади жилых кварталов), зависящая от этажности и плотности застройки.

3.2. Канализационные сети

3.2.1. Основные данные для проектирования канализационной сети

Канализационная сеть является одной из составляющих частей системы водоотведения. Стоимость сети составляет 60–70 % от стоимости всей системы водоотведения.

Для проектирования канализационной сети необходимо иметь основные материалы и данные:

утверждённый проект планировки канализуемого объекта со схемой планировки в масштабе от 1:10 000 до 1:5 000 (для городов и посёлков) и от 1:2 000 до 1:500 (для промышленных предприятий) с горизонталями через 0,5–1,0 м;

данные о количестве сточной жидкости и режиме её стока;

сведения о водоёмах, находящихся вблизи канализуемого объекта (расходе, уровне и составе воды);

геологические и гидрогеологические данные о верхних слоях грунтов;

сведения о количестве атмосферных осадков.

В качестве руководящего и нормативного материала при проектировании используют СП [8].

3.2.2. Трассировка сети

Под трассировкой сети понимают определение местоположения уличных сборных коллекторов в плане. Основная задача при трассировке сети заключается в том, чтобы наибольшее количество сточной жидкости отводилось по трубам и каналам самотёком. Трассировке предшествует разбивка канализуемого города на бассейны стока и канализования.

Бассейны канализования определяются границами территорий районов города, обслуживаемых единой системой самотечных коллекторов. Границы бассейнов наносят на план населённого пункта. Трассировка сети зависит от рельефа местности, местоположения очистных сооружений, места выпуска сточных вод в водоём, а также от характера застройки кварталов.

Канализационную сеть трассируют в направлениях от водоразделов к тальвегам (наиболее пониженным частям). Обычно уличную сеть трассируют перпендикулярно горизонталям местности в направлении пониженных мест. Главные коллекторы направляют вдоль берегов рек, по долинам, если возможен спуск в них сточных вод от уличных коллекторов. По главному коллектору сточная жидкость отводится за пределы канализуемого объекта (рис. 3.1).

№ кварт.	F, га	q ₀ , л/га	Q, л/с
I	2,10	0,40	0,82
II	3,00	--	1,2
III	3,00	--	1,2
IV	4,40	--	1,76
V	3,00	--	1,2
VI	4,20	--	1,68
VII	5,50	--	2,20
VIII	3,70	--	1,48

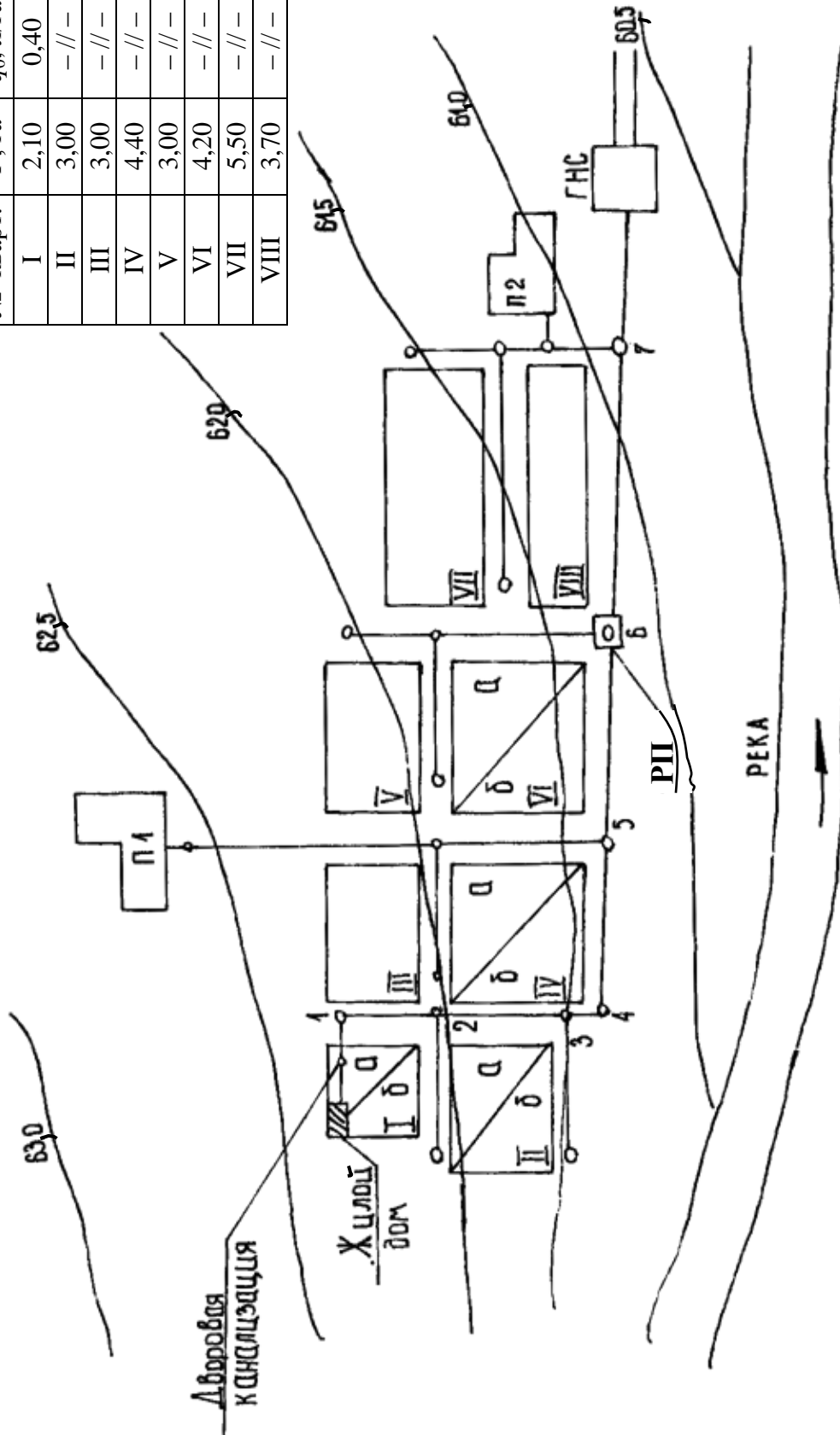


Рис. 3.1. Схема трассировки канализационной сети.

П1 и П2 – промышленные предприятия 1 и 2 соответственно;

РПС – районная перекачивающая станция; ГНС – главная насосная станция

Канализационную сеть устраивают с определёнными уклонами труб так, чтобы сточная жидкость самотёком направлялась к очистным сооружениям.

При производстве земляных работ открытым способом глубина заложения канализационных сетей не должна превышать 7–8 м. Поэтому при достижении глубины траншеи 7–8 м в этом месте следует предусмотреть размещение районной перекачивающей станции для подъёма сточной воды в канализационный колодец с минимальной глубиной заложения (рис. 3.2), откуда сточные воды будут отводиться самотёком.

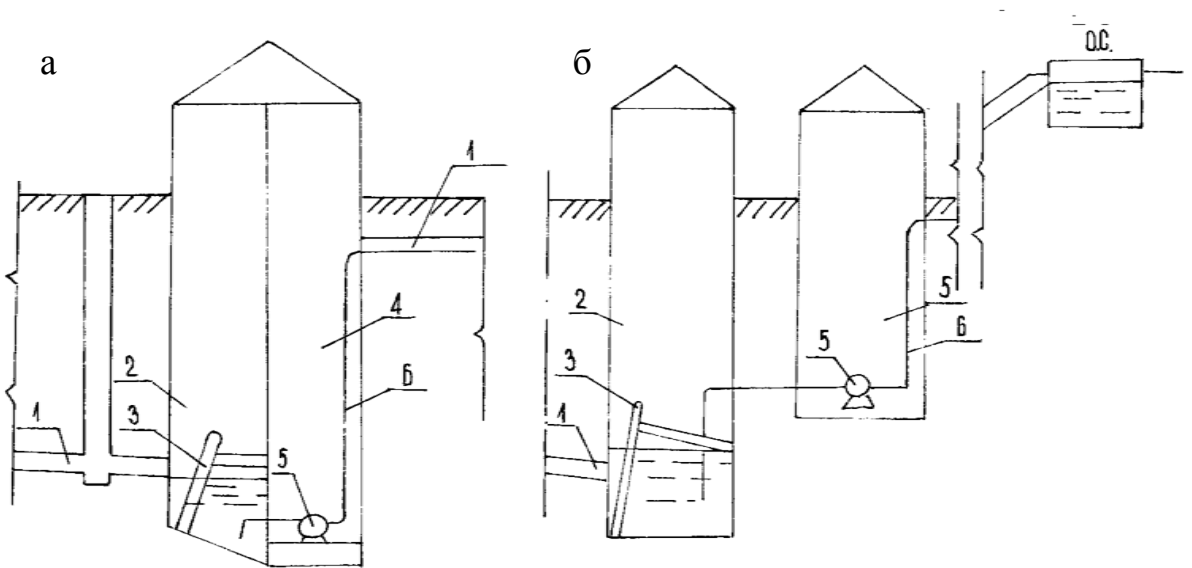


Рис. 3.2. Канализационная насосная станция:

- а – станция перекачки; б – главная насосная станция;
 1 – самотечный коллектор; 2 – приёмный резервуар; 3 – решётка;
 4 – машинное отделение; 5 – насосы; 6 – напорный трубопровод;
 ОС – очистные сооружения

Глубина заложения труб уличной сети во многом зависит от так называемых диктующих точек, т. е. низких мест в пределах канализуемого объекта. Эти точки определяют начальную глубину заложения. Глубина заложения уличной сети зависит также от глубины заложения дворовой или внутриквартальной сети (см. рис. 3.1) и вычисляется по формуле

$$h_y = h_n + i \cdot l + \Delta z + \Delta d, \quad (3.4)$$

где h_y – глубина заложения лотка уличной трубы (коллектора); h_n – глубина заложения лотка в начальном колодце дворовой канализации; i – принятый уклон дворовой канализации; l – расстояние от начального колодца дворовой канализации до колодца уличной сети; Δz – разница в отметках поверхности земли у начального колодца дворовой канализации и у колодца уличной сети; Δd – разница диаметров уличной и дворовой канализации.

Наименьшую глубину заложения труб необходимо принимать на основании опыта эксплуатации сетей в данном районе. При отсутствии данных эксплуатации минимальную глубину заложения лотка трубопровода допускается принимать для труб диаметром до 500 мм на 0,3 м; а для труб большего диаметра – на 0,5 м меньше наибольшей глубины промерзания, но не менее 0,7 м от верха трубы (считая от отметок планировки).

3.2.3. Трубы, арматура и инженерные сооружения на канализационной сети

Для канализационных самотечных трубопроводов должны приниматься безнапорные железобетонные, бетонные, керамические, асбестоцементные трубы и железобетонные детали, а для напорных – напорные железобетонные, асбестоцементные, чугунные и пластмассовые трубы.

На сетях канализации надлежит предусматривать устройство опломбированных выпусков в водотоки или водоёмы для сброса сточных вод при аварии. Возможность устройства и места расположения аварийных выпусков должны быть согласованы с органами санитарно-эпидемиологической службы, охраны рыбных запасов и по регулированию использования и охране вод.

Надземная и наземная прокладка канализационных трубопроводов на территории населённых мест не разрешается.

Смотровые колодцы или камеры на канализационных сетях надлежит предусматривать:

- в местах присоединений других канализационных трубопроводов;
- в местах изменения глубины заложения, направления, уклона дна и диаметра труб;

- на длинных прямолинейных участках на расстояниях, принимаемых согласно СП [8] в зависимости от диаметра труб.

Полки лотка смотровых колодцев должны быть расположены на уровне верха труб большого диаметра.

Перепадные колодцы надлежит предусматривать для уменьшения глубины заложения трубопроводов; во избежание превышения максимально допустимой скорости движения сточной воды или резкого изменения этой скорости; при пересечении с подземными сооружениями.

Дождеприёмники следует размещать в лотках проезжей части улиц.

Дюкеры устраивают при пересечении канализационных трубопроводов с водоёмами. Проекты дюкеров через реки, используемые для хозяйственно-питьевого водоснабжения и рыбохозяйственных целей, должны быть согласованы с органами санитарно-эпидемиологической

службы и охраны рыбных запасов, а через судоходные реки – министерством и ведомствами речного флота.

Во входной и выходной камерах дюкера, а также на аварийных выпусках предусматривают затворы.

Переходы трубопроводов через железные и автомобильные дороги I и II категорий и магистральные городские проезды следует предусматривать в футлярах или тоннелях.

3.2.4. Гидравлический расчёт сети

Для гидравлического расчёта канализационных труб и каналов принимают формулы установившегося равномерного движения жидкости:

$$q = \omega \cdot V; \quad (3.5)$$

$$V = C\sqrt{R \cdot i}, \quad (3.6)$$

где q – расчётный расход сточной жидкости, м³/с; ω – площадь живого сечения потока, м²; V – средняя скорость движения жидкости, м/с; R – гидравлический радиус, равный отношению площади живого сечения потока к смоченному периметру, м; i – гидравлический уклон (при равномерном безнапорном движении – уклон дна трубы); C – коэффициент Шези, учитывающий гидравлическое сопротивление труб и зависящий от шероховатости стенок труб и гидравлического радиуса.

При квадратичной области сопротивления для определения C можно пользоваться формулой Н.Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y, \quad (3.7)$$

где n – коэффициент шероховатости; y – показатель степени, зависящий от шероховатости стенок труб, а также от формы и размеров каналов (или гидравлического радиуса).

Гидравлический уклон i может быть найден с помощью формулы

$$i = \frac{\lambda}{4R} \frac{V^2}{2g}, \quad (3.8)$$

где λ – коэффициент гидравлического трения; $g = 9,81$ м/с² – ускорение свободного падения.

Коэффициент гидравлического трения λ определяют по формуле СП 32.13330.2012 [8]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{\Delta_s}{13,68 \cdot R} + \frac{a_2}{Re} \right), \quad (3.9)$$

где Δ_s – абсолютная эквивалентная шероховатость; a_2 – безразмерный коэффициент, учитывающий характер шероховатости труб; Re – число Рейнольдса.

Хозяйственно-бытовую канализацию рассчитывают, исходя из неполного заполнения труб. Свободное пространство над сточной жидкостью требуется для вентиляции канализационных сетей, т. е. для

удаления образующихся в жидкости в результате химических и биологических процессов вредных газов, а также возможного транспортирования плавающих предметов и кратковременного повышения уровня жидкости.

Рекомендуется принимать расчётное наполнение труб в зависимости от их диаметра:

$d = 150\text{--}300$ мм – не более $0,6d$;

$d = 350\text{--}450$ мм – не более $0,7d$;

$d = 500\text{--}900$ мм – не более $0,75d$;

$d > 900$ мм – не более $0,8d$.

Полное наполнение допускается в водостоках, а также в трубах для отвода условно чистых сточных вод.

Расчёт канализационных сетей производится по так называемой самоочищающей скорости, под которой понимают такую минимальную скорость движения сточной жидкости в трубах, когда взвешенные в ней частицы при максимальном расчётном расходе не осаждаются и происходит смывание частиц, осевших в трубе ранее (при минимальном расходе).

При расчётном наполнении труб сети бытовой канализации скорость, м/с, следует принимать в зависимости от диаметра труб:

$d = 150\text{--}250$ мм – $0,7$;

$d = 300\text{--}400$ мм – $0,8$;

$d = 450\text{--}500$ мм – $0,9$;

$d = 600\text{--}800$ мм – $0,95$;

$d = 900\text{--}1\ 250$ мм – $1,15$.

Для удобства и упрощения расчётов составлены таблицы, в которых связаны между собой расход сточной жидкости, диаметр трубы, скорость движения, материал трубы, наполнение и гидравлический уклон [12]. Приведем пример расчёта уличной канализации.

Пример. Требуется произвести расчёт главного коллектора (участков 1–3–4, ..., 10), трасса которого показана в прилож. 15, при известных часовых расходах коммунальных бытовых стоков и расходов сточных вод предприятий (принимаются на основании расчёта водопотребления посёлка или по заданию преподавателя). Например (см. прилож. 16):

1) расходы коммунальных стоков с кварталов:

$$Q_I = Q_{II} = Q_{\text{нас}}/2 = 80 \text{ л/с};$$

2) расходы сточных вод предприятий:

молочного комплекса и комплекса по откорму свиней:

$$Q_{\text{м.к}} = Q_{\text{к.о.с}} = 5,6 \text{ л/с};$$

молокозавода:

$$Q_{\text{м.з}} = 8 \text{ л/с};$$

ремонтных мастерских:

$$Q_{\text{р.м}} = 6 \text{ л/с}.$$

Начальную глубину заложения уличной канализации h_1 определяем по формуле

$$h_1 = h_n + i \cdot l + \Delta z + \Delta d, \quad (3.10)$$

где h_n – начальная глубина заложения дворовой канализации; $i = 0,1$ – уклон дворовой канализации; $l = 150$ м – длина дворовой канализации до узла 1.

Начальную глубину заложения дворовой канализации определяем, исходя из глубины промерзания грунта:

$$h = h_{\text{пр}} - 0,3 = 1,5 - 0,3 = 1,2 \text{ м},$$

где $h_{\text{пр}} = 1,5$ м – глубина промерзания грунта, м.

По СП 32.13330.2012 [8] принимаем диаметр труб дворовой канализации $d_{\text{дв}} = 150$ мм, а уклон $i = 0,010$. Минимальный диаметр труб уличной канализации принимаем $d_y = 200$ мм. По рельефу I квартала видно, что $\Delta z = 0$. Тогда $h_1 = 1,2 + 0,01 \cdot 150 + 0,05 = 2,75$ м.

Минимально допустимый уклон начального участка определяем по формуле

$$i_{\text{min}} = \frac{1}{d}, \quad (3.11)$$

т. е.

$$i_{\text{min}} = \frac{1}{200} = 0,005.$$

Расчётные участки могут иметь транзитный расход, поступающий из вышележащих участков, и боковые расходы, поступающие от присоединения сети. Данные расчёта сведены в таблицы (см. прилож. 16 и 17).

Графы 4–7 таблицы (см. прилож. 17) заполняем на основании расчётных таблиц [12]. Из таблицы (см. прилож. 17) видно, что глубина заложения труб в узле 4 приблизилась к предельно допустимой величине ($h_{\text{доп}} = 8$ м). Следовательно, в этом узле необходимо устроить перекачивающую насосную станцию для подъёма сточных вод на высоту $H_{\text{г}} = 6$ м в колодец с глубиной $h = 1,2$ м.

Для выполнения задания расчётной работы студентам предлагается по их исходным данным заполнить таблицы (прилож. 18 и 19).

3.2.5. Перекачка сточных вод по канализационной сети

Необходимость устройства насосных станций и мест их расположения выявляется при проектировании и расчёте канализационных сетей. Насосные станции предназначены для перекачки сточной жидкости из коллекторов, имеющих большое заглубление, в коллекторы с меньшей глубиной заложения, а также для перекачки сточных вод на очистные сооружения. Первые называют насосными станциями перекачки, а вторые – главными насосными станциями (см. рис. 3.2).

Насосные станции бытовой канализации производительностью до 5 000 м³/сут называют малыми и обычно оборудуют двумя самозаливными насосами (рабочим и резервным), производительность каждого из которых принимается равной расчётному расходу подводящего к станции коллектора. Напорные линии оборудуют обратными клапанами. Включение в работу и выключение агрегата производят автоматически при открытых задвижках. При этих условиях минимальная ёмкость приёмного резервуара для обеспечения нормальной работы станции складывается из объёмов:

неоткачанного, зависящего от размера станции, равного объёму максимального притока за 1,0–2,0 мин;

моментального притока за период времени, необходимого для включения насосов в работу (0,5–1,0 мин);

максимального притока за период времени, необходимого для достижения практически целесообразного режима работы агрегата после его включения (рекомендуется этот период времени принимать равным 3–5 мин);

максимального притока за период времени, необходимого для образования резерва до включения в действие запасного агрегата (с учётом возможного кратковременного превышения расчётного коэффициента неравномерности; этот период времени рекомендуется принимать равным 2,0 мин).

Таким образом, объём приёмного резервуара в м³ следует принимать как минимум равным восьмиминутному расчётному притоку, т. е.

$$W_{\text{рез}} = \frac{q \cdot 8 \cdot 60}{1\,000}, \quad (3.12)$$

где q – расчётный расход притока, л/с.

Насосы подбирают по требуемому напору и максимальной производительности насосной станции.

3.3. Очистка сточных вод

3.3.1. Основные положения по очистке сточных вод

Очистка бытовой сточной жидкости производится механическими, биологическими и химическими методами.

Производственные сточные жидкости очищают физико-химическими и химическими методами, из которых наиболее часто применяют нейтрализацию, экстракцию и эвапарацию.

При механической очистке из сточной жидкости удаляют загрязнения, находящиеся в ней в нерастворённом и частично коллоидном состоянии. Содержащиеся в сточной жидкости отбросы (бумагу, тряпки, кости, отходы овощей и различные производственные отходы)

предварительно задерживаются решётками. Загрязнения минерального происхождения (песок, шлак и др.) осаждаются в песколовках. Основную массу загрязнений органического происхождения, пребывающих во взвешенном состоянии, осаждают в отстойниках, которые бывают горизонтальными, вертикальными и радиальными. Выпадающие в отстойниках нерастворённые вещества (осадок) периодически удаляют для дальнейшей переработки.

Для очистки малого (до 25 м³/сут) количества сточной жидкости применяют также гнилостные резервуары (септики), представляющие собой горизонтальные отстойники, в которых выпадающий осадок накапливается в течение длительного периода и перегнивает. Кроме того, для очистки сточной жидкости (суточным объёмом до 2 000 м³) используют двухъярусные отстойники, являющиеся комбинацией горизонтального отстойника (верхняя часть) и гнилостной камеры для сбрасывания выпадающего осадка (нижняя часть).

Осадок из отстойников с преобладающим содержанием веществ органического происхождения подвергается сброживанию (разложению) в специальных сооружениях, называемых метантенками.

После сброживания осадок из септиков, двухъярусных отстойников и метантенков подвергается обезвоживанию, которое осуществляется путём естественной сушки осадка на открытом воздухе на специальных иловых площадках или искусственными методами (вакуум-фильтрацией, термической сушкой). После обезвоживания сброженный осадок можно использовать в качестве удобрения.

При биологической очистке из сточной жидкости удаляются наиболее мелкие взвешенные вещества, оставшиеся после механической очистки, и основная часть коллоидных и растворённых веществ. В результате аэробных биохимических процессов, протекающих при биологических методах очистки, органическая часть указанных веществ минерализуется. В итоге полной биологической очистки получается незагнивающая жидкость, содержащая растворённый кислород и нитраты.

Биологическую очистку ведут либо в условиях, близких к естественным, либо в созданных искусственно. В первом случае биологическая очистка сточной жидкости происходит на полях орошения, полях фильтрации или в биологических прудах. Во втором случае искусственная биологическая очистка производится на биологических фильтрах и аэротенках.

При выборе состава очистных сооружений необходимо учитывать производительность станции, наличие достаточных площадей, климатических условий района, характер грунтов, положение уровня грунтовых вод, рельефа территории площадки, расположение её по отношению к канализуемому объекту. Для облегчения выбора состава очистных сооружений рекомендуется пользоваться табл. 3.2.

Осветлённую сточную жидкость выпускают в водоём (реку, озеро и пр.) после обеззараживания посредством хлорирования.

Таблица 3.2

К выбору состава очистных сооружений

Наименование сооружений	Производительность очистных станций, м ³ /сут						
	До 50	≤ 300	≤ 5 000	≤ 10 ⁴	≤ 3·10 ⁴	≤ 5·10 ⁴	> 5·10 ⁴
Механическая очистка							
Решётки	+	+	+	+	+	+	+
Песколовки:							
вертикальные	–	–	–	–	–	+	+
горизонтальные	–	–	+	+	+	+	+
с круговым движением воды	–	–	+	+	+	+	+
Отстойники:							
двухъярусные	+	+	+	+	–	–	–
вертикальные	–	+	+	+	+	–	–
горизонтальные	–	–	–	–	–	+	+
радиальные	–	–	–	–	+	+	+
Метантенки	–	–	–	+	+	+	+
Иловые площадки	+	+	+	+	+	+	+
Вакуум-фильтры	–	–	–	–	–	+	+
Центрифуги	–	–	–	+	+	+	+
Хлораторные установки	+	+	+	+	+	+	+
Биологическая очистка							
Поля подземной фильтрации	+	–	–	–	–	–	–
Поля орошения	+	+	+	+	–	–	–
Поля фильтрации	+	+	+	+	–	–	–
Башенные фильтры	–	–	+	+	+	+	–
Биофильтры	+	+	+	+	–	–	–
Биологические пруды	+	+	+	–	–	–	–
Аэротенки	+	+	+	+	+	+	+
Аэрофильтры	–	–	–	+	+	+	+
Илоуплотнители	–	–	+	+	+	+	+

3.3.2. Санитарные требования и выбор способа очистки сточных вод

Выбор площадки для расположения очистных станций и места выпуска сточных вод в водоём, а также способа очистки должен базироваться на тщательном изучении местных условий, всесторонний учёт которых может позволить снизить требования и степень очистки сточных вод, а следовательно, уменьшить стоимость очистных сооружений. Очистную станцию и выпуск сточных вод желательно располагать (по возможности) ближе к объекту канализования, соблюдая лишь необходимый санитарный разрыв.

Метод и степень очистки сточных вод определяют по Правилам охраны поверхностных вод от загрязнений сточными водами и в зависимости от местных условий. Выбор площадки для расположения очистной станции, место выпуска сточных вод в водоём и степень их очистки согласуют с органами государственного надзора, территориальным бассейновым управлением по охране и воспроизводству рыбных запасов и регулированию рыболовства Министерства рыбного хозяйства РФ, территориальной бассейновой инспекцией по использованию и охране водных ресурсов, республиканскими министерствами мелиорации и водного хозяйства.

3.3.3. Санитарные нормы размещения сооружений для очистки сточной жидкости

Площадку для строительства станции очистки сточных вод выбирают с наветренной стороны по отношению к жилой застройке и ниже населённых пунктов по течению реки не менее чем на 150–500 м (в зависимости от производительности станции).

Санитарно-защитные зоны от канализационных сооружений до границ жилой застройки, участков общественных зданий и предприятий пищевой промышленности следует определять с учётом перспективы их расширения по табл. 3.3 СП [8].

Таблица 3.3

Санитарно-защитные зоны от канализационных сооружений

Наименование сооружений	Санитарно-защитные зоны, м, при расчётной производительности сооружений, тыс. м ³ /сут			
	≤ 0,2	0,2–5	5–50	50–200
1	2	3	4	5
Сооружения механической и биологической очистки с иловыми площадками для сбрасывания осадков	150	200	400	500

Окончание табл. 3.3

1	2	3	4	5
Те же сооружения, но с термомеханической обработкой осадка в закрытых помещениях	100	150	300	400
Поля фильтрации	200	300	500	1 000
Поля орошения	150	200	400	1 000
Биологические пруды	200	–	–	–
Насосные станции	15	20	20	30

3.3.4. Состав сточных вод и виды загрязнений

Сточные воды, содержащие растворимые и нерастворимые примеси и загрязнения, отводят за пределы канализуемого объекта и спускают в водоём. Перед спуском сточные воды необходимо очистить до такой степени, чтобы они не оказывали вредного воздействия, после которого качество воды в водоёме не оказалось бы ниже установленных санитарных норм. Спуск в водоём неочищенных или недостаточно очищенных сточных вод ухудшает качество воды в водоёме (цвет, вкус, запах), уменьшает содержание кислорода, а содержащиеся в сточных водах вредные и даже ядовитые вещества могут оказывать пагубное влияние на флору и фауну водоёма.

Все загрязнения в сточных водах разделяют на минеральные, органические и бактериальные. К первым относят песок, глинистые частицы, соли, щелочи, шлак и другие вещества, состав которых разнообразен в производственных сточных водах.

Органические вещества бывают растительного и животного происхождения. Растительными загрязнениями являются остатки плодов, овощей, растительные масла, гуминовые вещества и пр. Загрязнения животного происхождения – это физиологические выделения людей и животных, органические кислоты и др. К бактериологическим загрязнениям относят живые микроорганизмы – дрожжевые и плесневые грибы, мелкие водоросли и различные бактерии. Среди многих бактерий в бытовых сточных водах имеются безвредные (сапрофитные) и болезнетворные (патогенные) бактерии, в частности возбудители желудочно-кишечных заболеваний (брюшного тифа, дизентерии, холеры). Кроме того, в сточной жидкости содержится большое количество яиц гельминтов (глистов).

Характер загрязнений и количество их в производственных сточных водах зависят от технологии производства и рода обрабатываемого сырья, установленных норм расхода воды. В табл. 3.4 представлено количество загрязнений в сточных водах, приходящееся на одного жителя в сутки. Концентрации бытовых сточных вод, в зависимости от нормы

водоотведения по взвешенным веществам и биологическому потреблению кислорода (БПК₂₀) – количеству кислорода, мг, требуемому для окисления находящихся в 1 л воды органических веществ в аэробных условиях без доступа света при температуре 20 °С за определённый период в результате протекающих в воде биохимических процессов, представлены в табл. 3.5. Статистические данные по количеству загрязнений, поступающих от некоторых промышленных предприятий, приведены в табл. 3.6.

Таблица 3.4

Количество загрязнений в сточных водах на одного жителя в сутки

№ п/п	Наименование ингредиентов	Количество загрязнений на одного жителя, г/сут
1	Взвешенные вещества	65
2	БПК ₅ в осветлённой жидкости	35
3	БПК _{полн} в неосветлённой жидкости	75
4	БПК _{полн} в осветлённой жидкости	40
5	Азот аммонийных солей (N)	8
6	Фосфаты (P ₂ O ₅)	3,3
7	Фосфаты (P ₂ O ₅), в том числе от моющих веществ	1,6
8	Хлориды (Cl)	9
9	Поверхностно-активные вещества (ПАВ)	2,5

Таблица 3.5

*Концентрации бытовых сточных вод
(в зависимости от нормы водоотведения)*

Нормы водоотведения на одного человека, л/сут	Концентрация взвешенных веществ, мг/л	БПК ₂₀ , мг/л
125	500	320
150	433	266
175	372	228
200	325	200
225	290	176
250	260	160
275	236	145
300	216	133
400	162	100

Таблица 3.6

Количество загрязнений от некоторых промышленных предприятий

Тип предприятия	Расход производственных сточных вод, м ³ /сут	Загрязнения сточных вод, г/м ³	
		Взвешенных веществ	БПК ₅
Мясокомбинат	3 000	800	675
Консервный мясной завод	2 000	800	1 300
Завод безалкогольных напитков	1 000	200	400
Молочный комбинат	2 000	650	1 800

Среднюю концентрацию бытовых и производственных сточных вод $K_{см}$ определяют по формуле

$$K_{см} = \frac{K_{быт}Q_{быт} + \sum K_{пр}Q_{пр}}{Q_{быт} + \sum Q_{пр}}, \quad (3.13)$$

где $K_{быт}$, $\sum K_{пр}$ – концентрации бытовых сточных вод и производственных стоков соответственно по отдельным промышленным предприятиям, г/м³ или мг/л; $Q_{быт}$, $\sum Q_{пр}$ – средний суточный расход бытовых и производственных сточных вод соответственно, м³/сут.

3.3.5. Естественное самоочищение водоёмов

Количество загрязнений, вносимых в водоём сточными водами, в результате сложных физических, химических и биологических превращений, происходящих в водоёме, постепенно уменьшается. Так, например, органические вещества загрязнений окисляются (минерализуются, стабилизируются), кислоты и щёлочи нейтрализуются с образованием труднорастворимых соединений, радиоактивные вещества распадаются и т. д. Снижение концентрации всех загрязнений, поступивших в водоём, происходит, кроме того, вследствие разбавления сточных вод водой водоёма. В результате влияния всех перечисленных факторов в водоёме происходит минимизация концентрации загрязнений или даже полное их исчезновение. Способность водоёма ликвидировать поступившие в него со сточными водами загрязнения называют самоочищением водоёма.

Водоём (приёмник сточных вод) можно рассматривать в определённых пределах как естественное очистное сооружение. Только в тех случаях, когда водоём не может обезвредить поступающие в него загрязнения сточных вод, необходимо произвести их очистку до выпуска в водоём. Чтобы определить требуемую степень очистки сточных вод, необходимо правильно оценить самоочищающую способность водоёма на

основе его исследований (гидрологических, гидробиологических, физико-химических и др.).

Ориентировочной оценкой степени чистоты рек могут служить величины БПК₅ воды (количества кислорода, мг, требуемого для окисления находящихся в 1 л воды органических веществ в аэробных условиях, без доступа света, при температуре 5 °С, за определённый период в результате протекающих в воде биохимических процессов, этих водоёмов):

- чистые реки – 2 мг/л;
- довольно чистые реки – 3 мг/л;
- сомнительные реки – 5 мг/л;
- очень грязные реки – 10 мг/л.

3.3.6. Потребление растворённого кислорода

В воде чистых водоёмов содержится растворённый кислород, который расходуется на окисление органических веществ, попадающих в водоём, в том числе со сточными водами при спуске в водоём.

Скорость биохимического окисления, или биохимического потребления кислорода (БПК) органическими веществами, пропорциональна концентрации этих веществ в воде (при неизменной температуре воды) или количеству кислорода, необходимого для БПК. Взаимосвязь БПК с количеством кислорода и концентрацией органических веществ выражается формулой

$$\ln(L_a - x_t) = \ln L_a - k_1 \cdot t, \quad (3.14)$$

где L_a – количество кислорода, потребное для биохимического окисления всех органических загрязнений, содержащихся в сточных водах; x_t – количество кислорода, потребное за время t после начала процесса биохимического окисления; k_1 – коэффициент пропорциональности, или константа скорости окисления (потребления кислорода).

Введем обозначения:

$$k_1 = k_1 \cdot lge = 0,434k_1; \quad (3.15)$$

$$L_t = L_a - x_t, \quad (3.16)$$

где L_t – количество кислорода, потребное для биохимического окисления органических загрязнений, оставшихся в сточных водах по истечению времени t от начала процесса.

Процесс БПК описывается зависимостями:

$$L_t = L_a \cdot 10^{-k_t \cdot t}; \quad (3.17)$$

$$x_t = L_a(1 - 10^{-k_t \cdot t}), \quad (3.18)$$

где L_a – БПК смеси воды в водоёме и сточных вод в момент выпуска в водоём, мг/л; L_t – БПК смеси воды водоёма и сточных вод через t суток

после выпуска в водоём, мг/л; k_1 – константа БПК, которая зависит в основном от температуры воды и увеличивается по мере её возрастания.

Эмпирическая формула для определения константы k_1 имеет вид

$$k_{1(T_2)} = k_{1(T_1)} \cdot 1,047^{T_2 - T_1} . \quad (3.19)$$

Обычно величину БПК в лаборатории определяют при температуре воды $T = 20^\circ\text{C}$. Поэтому k_1 для других температур воды, исходя из выражения (3.19), можно находить по формуле

$$k_{1(T)} = k_{1(20^\circ)} \cdot 1,047^{T - 20^\circ} . \quad (3.20)$$

График зависимости БПК для бытовых сточных вод от полного потребления при разных температурах представлен на рис. 3.3.

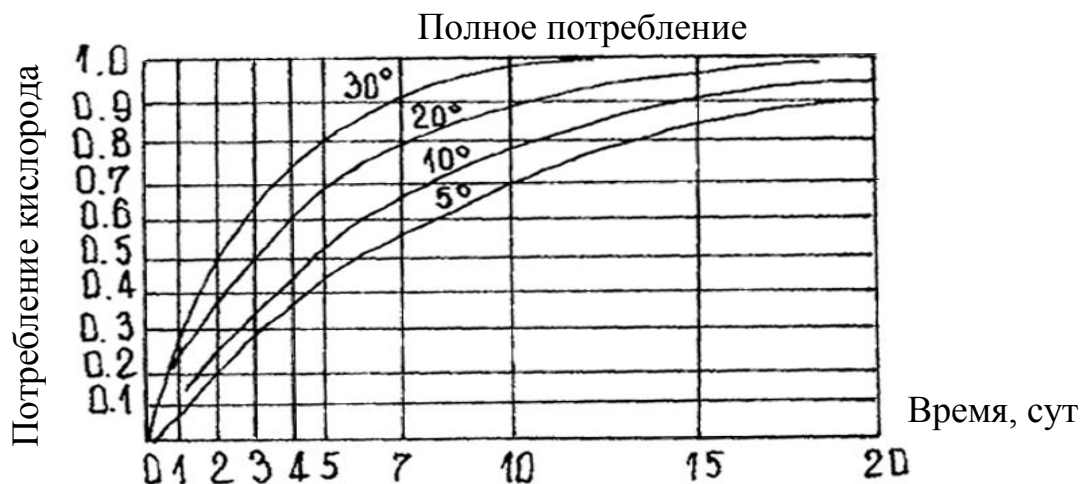


Рис. 3.3. Ход БПК для бытовых сточных вод при разных температурах

Для бытовых сточных вод можно принимают значения k_1 (табл. 3.7).

Таблица 3.7

Значения константы БПК k_1

Температура воды t , $^\circ\text{C}$	Значение k_1
0	0,04
5	0,05
10	0,061
15	0,08
20	0,10
25	0,126
30	0,158

По мере расходования кислорода происходит его постоянное пополнение из атмосферы путём реэрации водоёма и в процессе фотосинтеза (усвоения углерода из растворённой в воде углекислоты зелёными водными растениями), выделения свободного кислорода.

Растворимость кислорода в воде, как и всякого газа, зависит от температуры и давления (табл. 3.8).

Таблица 3.8

Растворимость кислорода в воде в зависимости от температуры

$t, ^\circ\text{C}$	Количество растворённого кислорода, мг/л
0	14,62
2	13,84
4	13,13
6	12,48
8	11,87
10	11,33
12	10,83
14	10,37
16	9,95
18	9,54
20	9,17
22	8,83
24	8,53
26	8,22
28	7,92
30	7,63

Если в воде водоёма количество растворённого кислорода меньше количества, соответствующего полному насыщению при данной температуре воды, это означает, что в воде имеет место дефицит кислорода, обозначаемый буквой D , который выражается в процентах от насыщения или в долях от полного дефицита. Если $D = 1,0$, то в воде отсутствует растворённый кислород, при $D = 0$ имеет место полное насыщение воды кислородом при данной температуре.

Процесс растворения кислорода в воде водоёма описывается уравнением

$$D_t = D_a \cdot 10^{-k_2 \cdot t}, \quad (3.21)$$

где D_a – начальный дефицит кислорода в воде, мг/л; D_t – дефицит кислорода в воде через t суток, мг/л; k_2 – константа реэрации (растворения) кислорода в воде (табл. 3.9).

Таблица 3.9

Величина константы реэрации кислорода в воде

Характеристика водоёма	Величина k_2 при t воды водоёма, °С			
	10	15	20	25
Слабопроточные или почти стоячие водоёмы	–	0,11	0,15	–
Реки с малой скоростью течения	0,17	0,185	0,20	0,215
Реки с большой скоростью течения	0,425	0,46	0,50	0,54
Малые реки с быстрым течением	0,684	0,74	0,80	0,865

Сравнивая формулы для L_t и D_t , т. е. (3.17) и (3.21), можно установить, что их структура одинакова и они различаются лишь константами k_1 и k_2 . Следовательно, оба процесса (насыщения и потребления кислорода) происходят по одному и тому же закону. Кислородный баланс процесса насыщения и потребления кислорода может быть выражен формулами:

$$D_t = \frac{k_1 L_a}{k_2 - k_1} (10^{-k_1 t} - 10^{-k_2 t}) + D_a \cdot 10^{-k_2 t}; \quad (3.22)$$

$$t_{кр} = \frac{\lg\left(\frac{k_2}{k_1} \left[1 - \frac{D_a \cdot (k_2 - k_1)}{k_1 \cdot L_a}\right]\right)}{k_2 - k_1}, \quad (3.23)$$

где L_a – БПК смеси водоёма и сточных вод в момент выпуска в водоём, т. е. в начальный момент потребления кислорода, мг/л; $t_{кр}$ – критическое время в сутках от начального момента потребления до момента, соответствующему минимуму его содержания в водоёме.

Динамика изменения кислородного баланса представлена на рис. 3.4.

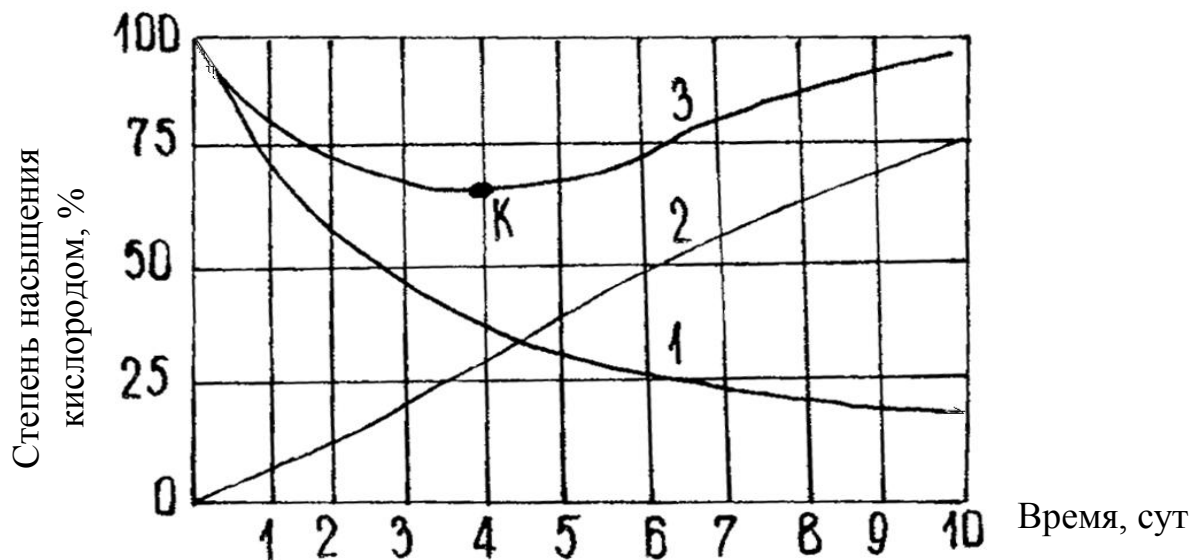


Рис. 3.4. Динамика изменения кислородного баланса:
1 – потребление кислорода; 2 – процесс реэрации кислорода;
3 – кривая характеризует одновременно оба процесса

Биохимический процесс окисления органических веществ сточных вод (биохимическое окисление) происходит под воздействием микроорганизмов – минерализаторов – в две фазы. В первой фазе происходит окисление органических веществ, содержащих преимущественно углерод и азотсодержащие вещества, до начала нитрификации, поэтому первую фазу называют углеродной. Вторая фаза включает процесс собственно нитрификации, т. е. окисления азота аммонийных солей в нитраты и нитриты. Эта фаза протекает приблизительно 40 сут, что значительно медленнее, чем первая, занимающая примерно 20 сут, и требует значительно больше кислорода. Биохимическое потребление кислорода отражает только первую фазу окисления. Однако в природе очень трудно разделить эти две фазы окисления, так как они происходят почти одновременно.

3.3.7. Влияние температуры на процесс самоочищения водоёма

Температура воды водоёма значительно влияет на его кислородный режим. В летний период, когда эта температура повышается, процесс биохимического окисления органических загрязнений происходит интенсивнее. С другой стороны, растворимость кислорода в воде уменьшается с возрастанием температуры. Следовательно, в летний период при окислении органических веществ, внесённых в водоём сточными водами, дефицит кислорода будет увеличиваться быстрее, чем в холодный, когда растворимость кислорода растёт.

В зимнее время растворимость кислорода повышается, однако аэробные бактерии, участвующие в биохимическом окислении органических веществ, при $t < 6\text{ }^{\circ}\text{C}$ находятся в угнетённом состоянии, поэтому процесс минерализации органических веществ при $t < 6\text{ }^{\circ}\text{C}$ тормозится. Кроме того, ледяной покров в зимний период почти прекращает деаэрацию воды водоёма. Следовательно, зимой процесс самоочищения водоёма замедляется.

Из всего вышеизложенного следует, что при расчётах процесса самоочищения водоёма необходимо учитывать температурный режим.

3.3.8. Влияние выпавшего осадка сточных вод на самоочищение водоёма

При спуске сточных вод в водоём сначала происходит выпадение на дно загрязнений, находящихся во взвешенном состоянии. Органические вещества осадка подвергаются минерализации. При недостатке растворённого в воде кислорода начинаются анаэробный процесс распада

органической части осадка и выделение сероводорода, углекислоты, метана и др. Всплывающие со дна водоёма газы поднимают на поверхность воды частицы разлагающегося осадка, при этом пузырьки пара лопаются и газ распространяется в атмосферу. Таким образом, создаются антисанитарные условия.

Анаэробный процесс протекает намного медленнее, чем аэробный. Поэтому анаэробное разложение осадков сточных вод, выпавших на дно, и поступлений новых порций осадка может происходить длительное время. При этом процесс самоочищения водоёма прекращается. В таких водоёмах погибает рыба, а сами водоёмы не могут служить источниками водоснабжения. Очевидно, что сточные воды до выпуска их в водоём должны быть освобождены в первую очередь от загрязнений, находящихся в нерастворенном состоянии.

3.3.9. Определение необходимой степени очистки сточных вод

Определение необходимой степени очистки сточных вод включает в себя расчёты:

- по взвешенным веществам;
- биохимическому потреблению растворённого кислорода;
- допустимой величине БПК смеси сточных вод и воды водоёма;
- изменению активной реакции воды водоёма;
- допустимой концентрации токсических и ядовитых веществ.

Расчёт необходимой степени очистки сточных вод по взвешенным веществам заключается в определении предельно-допустимого содержания взвешенных веществ в сточных водах C_2^{B3B} , мг/л, подлежащих спуску в водоём:

$$\gamma \cdot Q \cdot C_p^{B3B} + q \cdot C_2^{B3B} = (\gamma \cdot Q + q)(C_p^{B3B} + p), \quad (3.24)$$

откуда

$$C_2^{B3B} = p \left(\frac{\gamma \cdot Q}{q} + 1 \right) + C_p^{B3B}, \quad (3.25)$$

где p – допустимое увеличение содержания взвешенных веществ после спуска сточных вод, г/м³, принимаемое в соответствии с Правилами охраны поверхностных вод; γ – коэффициент смешения; Q – минимальный среднемесячный 95%-й обеспеченности расход воды водоёма, м³/с; Q – расход сточных вод, м³/с; C_p^{B3B} – содержание взвешенных веществ в воде водоёма до спуска сточных вод, г/м³.

Необходимая степень очистки сточных вод по взвешенным веществам n_0 , %, определяется по формуле

$$n_0 = \frac{C_1^{B3B} + C_2^{B3B}}{C_1^{B3B}}, \quad (3.26)$$

где C_1^{B3B} – исходное количество взвешенных веществ в сточных водах, мг/л.

3.4. Основные параметры сточной жидкости, выпускаемой в водоёмы

3.4.1. Необходимая степень очистки сточных вод по потреблению кислорода

Расчёт необходимой степени очистки сточных вод по потреблению кислорода даёт возможность установить максимальное значение БПК сточных вод, разрешаемых к спуску в водоём. Если по расчету в критической точке содержание растворённого кислорода в воде водоёма в месте выпуска сточных вод не меньше допустимой величины (4–6 мг/л), то во всех остальных створах по длине водоёма данный показатель окажется не менее этой величины.

Ввиду сложности учёта реаэрации кислорода расчёт потребления кислорода производят, исходя из того, что органические загрязнения сточных вод окисляются только за счёт кислорода, растворённого в воде водоёма (без учёта реаэрации). При этом считают, что через 2 сут после выпуска сточных вод содержание кислорода будет составлять 4 мг/л и в дальнейшем эта величина не уменьшится.

3.4.2. Необходимая степень очистки сточных вод по величине БПК смеси воды водоёма и сточных вод

В соответствии с правилами охраны поверхностных вод величина БПК₂₀ не должна превышать 3 мг/л для водоёмов питьевого и рыбохозяйственного назначения и 6 мг/л для водоёмов культурно-бытового водопользования.

3.5. Выбор методов и типа оборудования очистных сооружений

Методы очистки сточной жидкости и тип оборудования для её осуществления зависят от расчётных расходов сточных вод, подлежащих очистке; мощности водотоков и требований, предъявляемых к сточной жидкости, спускаемой в водоём; происхождения сточных вод.

Для обработки бытовых сточных вод разработаны типовые схемы и конструкции сооружений (в зависимости от производительности очистных сооружений) (см. табл. 3.2).

Грубая очистка сточных вод решётками осуществляется на главной насосной станции перекачки сточных вод. Из напорного трубопровода сточная жидкость поступает в приёмную камеру песколовки.

Движение сточных вод на очистных сооружениях происходит самотеком в такой последовательности: песколовка; двухъярусный отстойник; биофильтр (зимой), поля орошения (летом); выпуск в водоём.

3.5.1. Песколовки

Горизонтальная песколовка, разработанная институтом «Гипрокоммунводоканал» с дренажным дном, представлена на рис. 3.5. Она состоит из двух отделений, между которыми расположен аварийный канал для пропуска сточных вод при выключении песколовки из работы. Днище песколовки имеет углубление, в которое закладывается бетонная или керамическая дренажная труба $d = 100$ мм, над которой располагается слой гравия высотой 20–30 см.

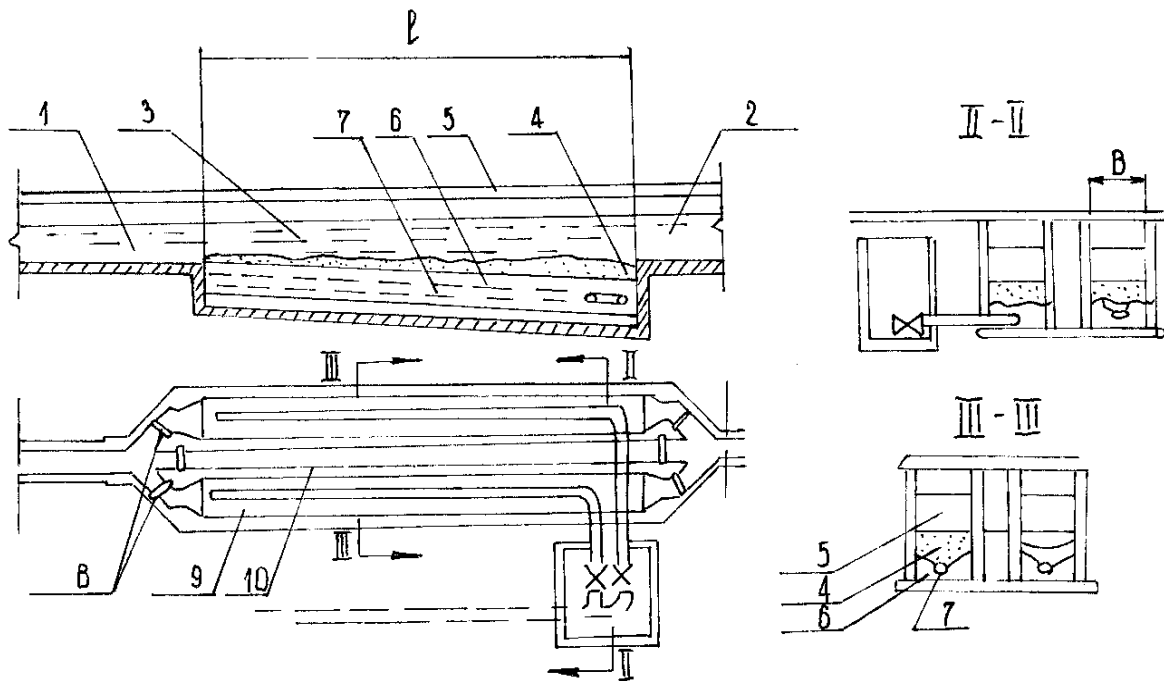


Рис. 3.5. Горизонтальная песколовка: 1 – подводящий канал; 2 – отводящий канал; 3 – слой воды; 4 – слой песка; 5 – перекрытие; 6 – слой гравия; 7 – дренажные трубы; 8 – шиберы; 9 – секция; 10 – аварийный канал

После заполнения одной секции песколовки осадком до проектной высоты её выключают из работы закрытием шиберов на входе и выходе жидкости. Затем открывают задвижки на дренажной трубе и выпускают сточную воду из отделения песколовки. На период выгрузки осадённого песка и других периодических работ включают в работу вторую секцию.

3.5.2. Двухъярусные отстойники

Двухъярусные отстойники сооружают для осветления жидкости, сбразивания и уплотнения выпавшего осадка (рис. 3.6).

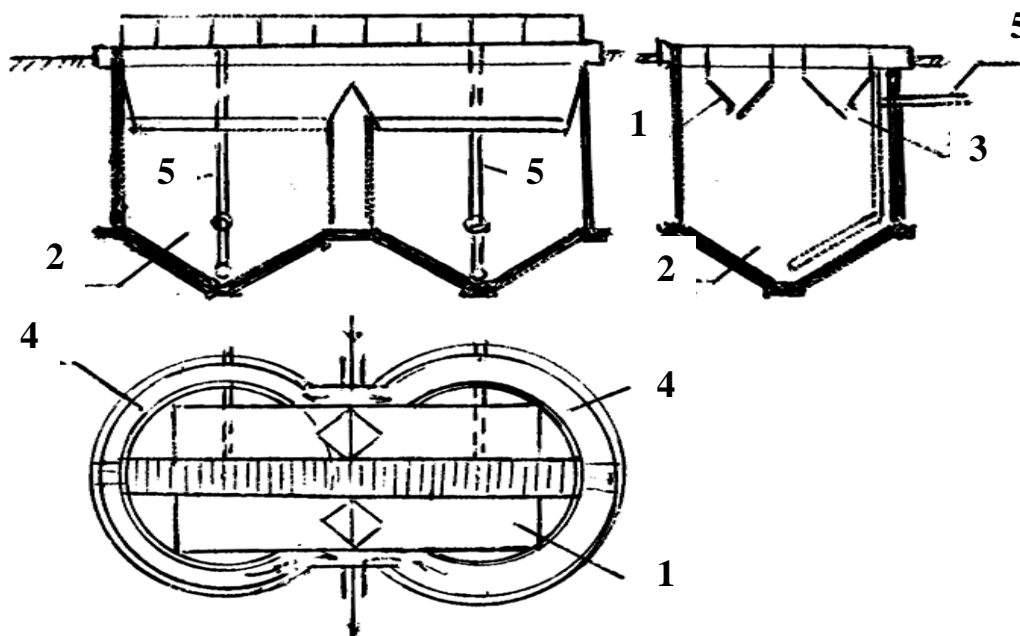


Рис. 3.6. Спаренный двухъярусный отстойник: 1 – осадочный желоб;
2 – иловая камера; 3 – щели; 4 – водосливные желоба;
5 – выпуски сброженного ила

Двухъярусные отстойники представляют собой резервуары цилиндрической или прямоугольной формы, в верхней части которых расположен один или два осадочных желоба, выполняющих функции горизонтального отстойника. В желоб выпадают из воды (при небольшой скорости её движения) взвешенные вещества, которые проваливаются через щели в иловую камеру для перегнивания. Осветлённая сточная жидкость направляется в водоём или для дальнейшей биологической очистки. Нижняя часть желоба имеет уклон 50° и щели шириной 0,15 м. Нижние грани осадочного желоба перекрывают одна другую на 0,15–0,25 м для предотвращения возможности заражения осветлённой воды продуктами гниения, которые выделяются при брожении осадка. Глубину осадочного желоба принимают 1,2–2,5 м.

Иловая камера (гнилостная) отделяется от желобов (отстойников) так называемым нейтральным слоем. Высоту этого слоя от низа щели желоба до верхнего уровня осадка в иловой камере принимают 0,5 м; уклон конического днища камеры делают не менее 30° для лучшего сползания ила. Скорость движения сточной жидкости в желоб принимают до 2 мм/с, а продолжительность отстаивания жидкости – 1,5–2,0 ч по максимальному притоку.

3.5.3. Иловые площадки

Осадок, сброженный в двухъярусных отстойниках, направляется для подсушивания (обезвоживания) на иловые площадки, представляющие собой спланированные участки земли, окружённые земляными валами.

Влажность осадка, поступающего на иловые площадки из двухъярусных отстойников, составляет 90 %, а влажность подсушенного осадка – 75–80 %, вследствие чего объём его уменьшается в 2–5 раз.

Иловые площадки устраивают на естественном основании при условии залегания грунтовых вод на глубине не менее 1,5 м в том случае, если иловые воды разрешается выпускать в грунт. Если грунтовые воды залегают выше, то устраивают дренаж для понижения их уровня.

В целях увеличения нагрузки осадка на иловые площадки устраивают трубчатый дренаж для удаления иловой воды.

Количество иловой воды, поступающей в дренажную сеть, составляет 0,1 % от количества очищаемых сточных вод. Поскольку иловая вода содержит органические загрязнения и бактерии, её следует перекачивать на очистные сооружения или на дезинфекцию.

Размер иловых площадок определяется, исходя из нагрузки осадка в $\text{м}^3/\text{м}^2$. Эта нагрузка составляет от 1 до 3,5 $\text{м}^3/\text{м}^2$ в год.

Подсушенный ил является замечательным органическим удобрением.

3.5.4. Биологическая очистка сточных вод в естественных условиях

Для названной очистки сточных вод применяются следующие сооружения: поля орошения, поля фильтрации, биологические пруды.

Биологическая очистка сточных вод на полях орошения и полях фильтрации происходит в процессе фильтрации их через почву. При этом задержанные органические загрязнения вместе с бактериями обволакивают частицы почвы и образуют биологическую плёнку. Плёнка адсорбирует тонкодиспергированные взвеси, коллоидные и растворённые вещества загрязнений сточных вод, которые при помощи аэробных бактерий в присутствии кислорода воздуха подвергаются биохимическому окислению. Поскольку атмосферный воздух интенсивно проникает в поры почвы на глубину 0,2–0,3 м, то именно в этом слое и происходят окислительные процессы: органический углерод окисляется до CO_2 , азот аммониевых солей – до нитритов и нитратов (NO_2 и NO_3), т. е. загрязнения сточных вод нитрифицируются.

На большей глубине вследствие недостатка или отсутствия воздуха происходит процесс денитрификации и на окисление органических веществ расходуется кислород, освобождающийся от нитратов.

Практически активный слой грунта, в котором происходит процесс очистки сточных вод, достигает 1,5 м.

Очистка сточных вод в биологических прудах протекает так же, как и процесс самоочищения в водоёмах, за счёт кислорода воздуха, реаэрируемого через поверхность зеркала воды.

Заметим, что поля орошения для очистки сточных вод применялись ещё в глубокой древности.

Поля орошения служат для выращивания полезных сельскохозяйственных растений, в частности овощей.

В сточных водах населённых мест содержатся удобрительные вещества, необходимые для выращивания растений: азот, фосфор, калий, кальций и др. (табл. 3.10).

Таблица 3.10

Содержание удобрительных веществ в сточных водах населённых мест

Ингредиенты	Содержание ингредиентов, г/м ³	В том числе	
		В жидкой фазе	В твёрдой фазе
Азот	30–80	85	15
Фосфор	5–16	60	40
Калий	6–25	95	5
Известь	30–100	–	–

При выборе метода очистки сточных вод и места расположения очистных сооружений необходимо в первую очередь выявить возможность и необходимость сельскохозяйственного использования сточных вод после механической очистки.

Очистка сточных вод в искусственно созданных условиях оправдана лишь в случае, если по местным условиям, санитарным требованиям и технико-экономическим соображениям невозможно осуществить биологическую очистку в естественных условиях.

3.5.5. Биологическая очистка сточных вод в искусственно созданных условиях

Биологическая очистка сточных вод в искусственно созданных условиях производится в биологических фильтрах (биофильтрах) и аэротенках.

Биологическими фильтрами называют сооружения, в которых биологическая очистка сточных вод происходит при их фильтрации через слой крупнозернистого материала: поверхность зёрен этого материала

покрыта биологической плёнкой, заселённой аэробными микроорганизмами. Сточные воды направляют на биофильтры после их осветления в первичных или двухъярусных отстойниках. При фильтрации сточных вод через слой фильтрующей загрузки происходит адсорбция биологической плёнкой тонкодисперсных веществ, оставшихся в жидкости после отстойников, а также растворённых и коллоидных веществ. Органическая часть загрязнений, задержанных биоплёнкой, подвергается биохимическому окислению (минерализации) при помощи аэробных микроорганизмов. Кислород, необходимый для жизнедеятельности бактерий, поступает в тело биофильтра благодаря его естественной или искусственной вентиляции.

По производительности биофильтры непрерывного действия подразделяют на капельные и высоконагружаемые.

На рис. 3.7 показана схема биофильтра прямоугольной в плане формы.

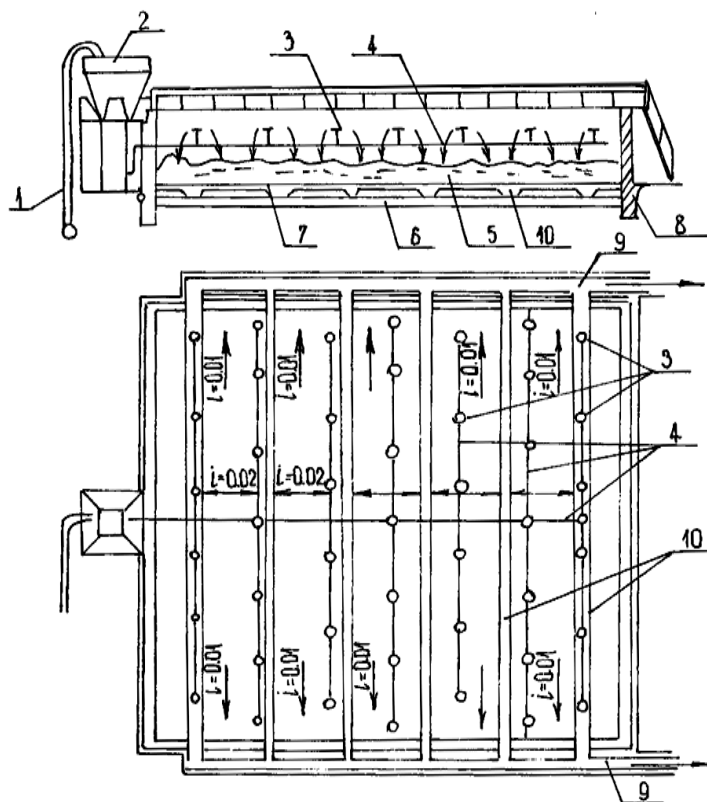


Рис. 3.7. Схема биологического фильтра:

- 1 – подводный трубопровод; 2 – дозирующий бак; 3 – спринклеры;
 4 – распределительная сеть; 5 – фильтрующая загрузка;
 6 – сплошное днище; 7 – дырчатое дно (дренаж); 8 – ограждающие стенки;
 9 – сборный лоток; 10 – лотки в сплошном днище

Капельные биофильтры, впервые появившиеся в Англии в 1893 г., применяют производительностью не более $1\,000\text{ м}^3/\text{сут}$ для полной очистки сточной жидкости (до $\text{БПК}_{20} = 15\text{ мг/л}$). При БПК сточных вод

больше 220 мг/л, подаваемых на капельные фильтры, надлежит предусматривать рециркуляцию очищенных сточных вод, при $\text{БПК} \leq 220$ мг/л необходимость рециркуляции устанавливается расчётом.

Высоконагружаемые биофильтры, изобретённые в СССР в 1929 г., проектируют на полную очистку (до $\text{БПК}_{20} = 15$ мг/л) производительностью до 5 000 м³/сут. Биохимическое потребление кислорода сточных вод, подаваемых на биофильтры, не должно превышать 800 мг/л. При $\text{БПК} > 800$ мг/л необходимо предусматривать рециркуляцию очищенных сточных вод.

Основные параметры капельных и высоконагружаемых биофильтров приведены в табл. 3.11 и 3.12.

Таблица 3.11

Основные параметры типовых капельных фильтров

Объём загрузки секции, м ³	Размеры одного отделения в плане, м	Объём загрузки секции, м ³	Размеры одного отделения в плане, м
216	6×9	864	12×18
432	9×12	1 512	21×18
1 008	12×21	2 520	21×30

Таблица 3.12

Основные параметры высоконагружаемых биофильтров

Диаметр аэрофильтра, м	Высота загрузки, м	Объём загрузки, м ³ , крупностью		Общий объём загрузки, м ³
		60–100 мм	40–60 мм	
6	2,3	6,0	57,0	63
	4,0	6,0	106,0	112
12	2,3	23,0	235,0	258
	4,0	23,0	427,0	450
18	2,3	51,0	530	581
	4,0	51,0	463,0	1 041
24	2,3	90,0	944,0	1 034
	4,0	90,0	1 712,0	1 802
30	2,3	142,0	1 478	1 620
	4,0	142,0	2 680	2 822

Аэротенки представляют собой железобетонные резервуары, через которые медленно протекают подвергшиеся аэрации сточные воды, смешанные с активным илом. Активный ил состоит из хлопьев, густо заселённых аэробными микроорганизмами (зооглеями), способными в присутствии кислорода воздуха осуществлять минерализацию органических загрязнений сточных вод.

Успех биохимической очистки сточных вод обеспечивается постоянным перемешиванием смеси сточных вод с активным илом и непрерывной её аэрацией на всём протяжении аэротенка. Этими процессами осуществляется контакт сточных вод с активным илом и поддерживается жизнедеятельность бактерий. Подача кислорода вместе с воздухом в аэротенки производится воздуходувными машинами (воздуходувками, компрессорами, вентиляторами) и путём засасывания или увеличения захвата воздуха из атмосферы механическими средствами или комбинированным способом (пневматической и механической аэрации).

Процесс биологической очистки сточных вод в аэротенках можно разделить на три стадии. На первой стадии происходит адсорбция активным илом загрязнений сточных вод и окисление окисляющихся легко веществ. В результате БПК сточной жидкости резко снижается (на 40–80 %) и весь растворённый кислород тратится на окислительные процессы, так что дефицит кислорода приближается к 1,0. Первая стадия обычно продолжается 0,5–2,0 ч. На второй стадии происходит окисление окисляющихся медленно веществ и регенерация активного ила, т. е. восстановление его активности, значительно уменьшенной к концу первой стадии. Скорость потребления кислорода значительно ниже, чем на первой стадии. На третьей стадии происходит нитрификация аммонийных солей и скорость потребления кислорода вновь возрастает. В конце периода очистки сточных вод из-за неполного потребления растворённого кислорода происходит его накопление в жидкости и дефицит кислорода приближается к нулю.

В зависимости от степени очистки сточных вод с использованием аэротенков различают схемы сооружений с полной (рис. 3.8) и неполной (частичной) очисткой.

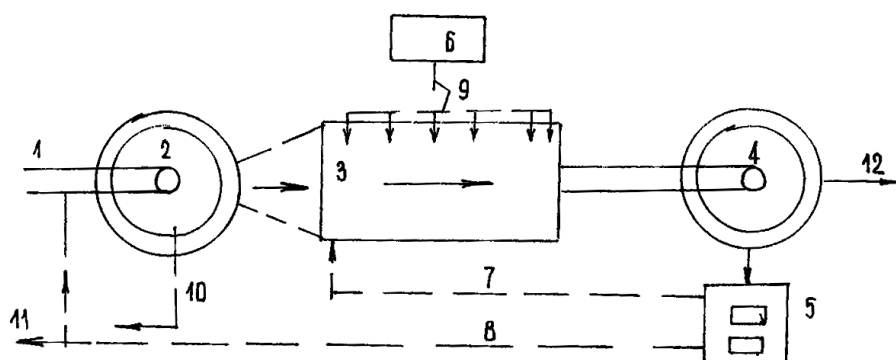


Рис. 3.8. Схема сооружений для полной очистки сточных вод:
 1 – подача сточных вод; 2 – первичный отстойник; 3 – аэротенк;
 4 – вторичный отстойник; 5 – насосная станция
 для перекачки активного ила; 6 – воздуходувная станция;
 7 – возвратный активный ил; 8 – избыточный активный ил;
 9 – воздуховоды; 10 – свежий осадок; 11 – избыточный активный ил
 в илоуплотнителе; 12 – очищенные сточные воды

В первом случае получается очищенная незагнивающая сточная жидкость, содержащая нитраты и растворённый кислород. Во втором случае процесс ограничен первой стадией, при которой БПК очищенных сточных вод может быть снижено до 40–80 %.

Метантенками называют резервуары (обычно цилиндрической формы), в которых происходит сбраживание осадка, поступающего из первичных и вторичных отстойников (рис. 3.9). Получившийся в результате брожения осадка газ собирается в газовом колпаке, расположенном в верхней части газонепроницаемого перекрытия, откуда по газопроводу отводится для использования. Для лучшего сползания осадка ила днище метантенка изготавливают конической формы. Для ускорения процесса сбраживания осадок (ил) подогревают и перемешивают. Подогрев ила производится обычно путём ввода в иловую камеру перегретого пара. Перемешивают сырой осадок с общей массой созревшего ила с помощью либо насосов и эжекторов, забирающих ил из нижней части камеры и подающих его в верхнюю часть, либо мешалок. Свежий осадок подаётся из отстойников в метантенк сверху, а сброженный ил удаляется из нижней части метантенка по трубе на иловые площадки для подсушивания.

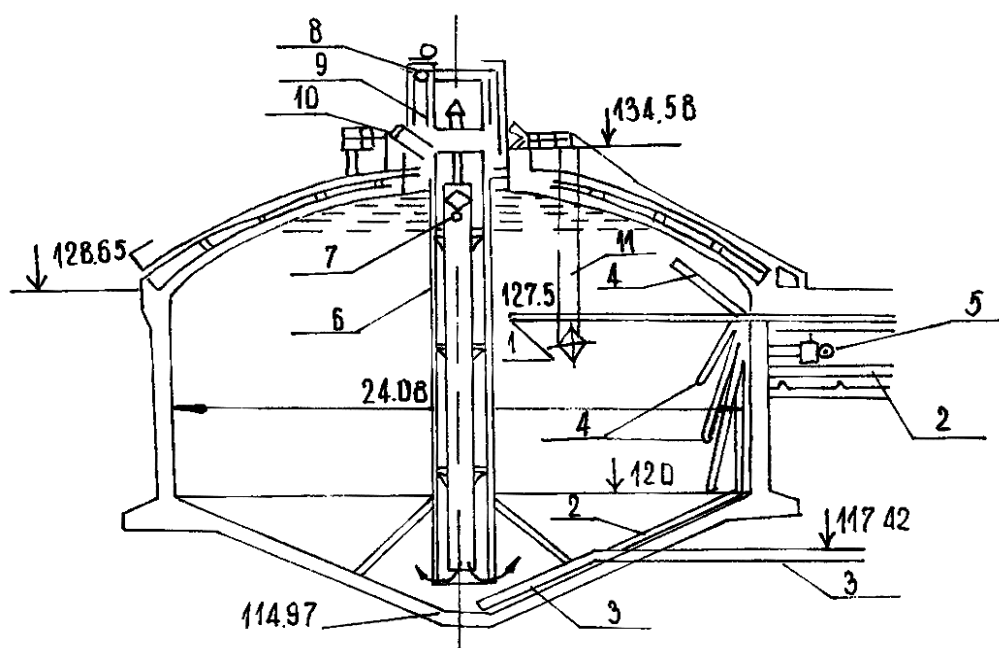


Рис. 3.9. Метантенк: 1 – труба для загрузки осадка; 2 – трубопровод для выгрузки сброженного осадка из конусной части; 3 – трубопровод для опорожнения метантенка; 4 – трубопроводы для удаления иловой воды и выгрузки сброженного осадка с разных горизонтов; 5 – паровой эжектор для подогрева метантенка; 6 – водопроводы; 7 – пропеллерные мешалки; 8 – газопровод; 9 – труба для выпуска газа в атмосферу; 10 – смотровой люк

Различают два режима сбраживания: мезофильный (происходящий при температуре 33 °С) и термофильный (при температуре 53 °С). При термофильном брожении создаются условия для ускорения распада органических веществ, в результате чего требуется меньший объём сооружения, так как сокращается срок нахождения в нём осадка.

Сброженный осадок из метантенка направляется на сооружения для подсушивания (обезвоживания) – иловые площадки, вакуум-фильтры.

Генеральный план очистных сооружений с высоконагруженными биофильтрами производительностью 7 000 м³/сут и метантенками показан на рис. 3.10.

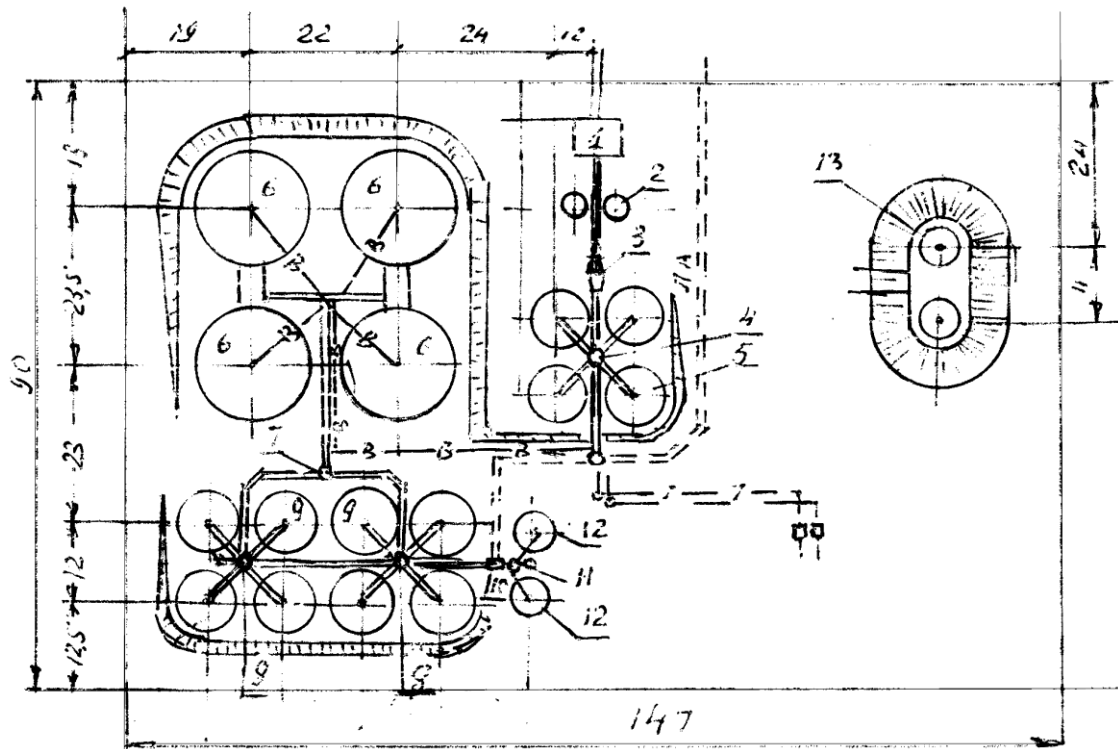


Рис. 3.10. Генеральный план очистных сооружений с высоконагруженными биофильтрами производительностью 7 000 м³/сут:

- 1 – здание решёток; 2 – песколовки; 3 – водоизмерительный лоток;
- 4 – распределительная камера; 5 – первичные вертикальные отстойники;
- 6 – высоконагружаемые биофильтры; 7 и 8 – распределительные камеры;
- 9 – вторичные вертикальные отстойники; 10 – смеситель;
- 11 – распределительная камера; 12 – контактный резервуар; 13 – метантенк

3.6. Дезинфекция сточных вод и выпуск их в водоёмы

При биологической очистке сточных вод в искусственно созданных условиях (например, в биофильтрах и аэротенках) удаляется от 91 до 95 % болезнетворных бактерий. Поэтому очищенные сточные воды до выпуска в водоём необходимо дезинфицировать.

Заметим, что при почвенной очистке сточных вод обеспечивается эффект бактериального обезвреживания до 99 %, вследствие чего после полей орошения и фильтрации не применяется дезинфекция сточных вод.

Обеззараживание сточных вод осуществляется различными способами: хлорированием, ультрафиолетовыми лучами, электролизом, озонированием и ультразвуком.

В России чаще всего применяют хлорирование сточной жидкости (обеззараживание газообразным или жидким хлором, а также хлорной известью). Раствор хлора вступает в контакт со сточной жидкостью в специальных контактных резервуарах. Контакт с хлором при дезинфекции сточных вод, очищенных на капельных биофильтрах, обеспечивают вторичные отстойники. Самостоятельные контактные резервуары устраивают после механической очистки и аэротенков, а также после высоконагружаемых биофильтров с рециркуляцией. Продолжительность контакта сточной воды с хлором должна быть не менее 30 мин.

В контактных резервуарах происходит коагуляция содержащихся в сточных водах частиц хлором, поэтому в них выпадает осадок. Количество осадка, выпадающего в контактных резервуарах, зависит от степени очистки и используемого дезинфицирующего реагента. При обработке сточных вод жидким хлором объём осадка на одного человека в сутки принимают после механической очистки 0,08 л, после полной биологической очистки в аэротенках – 0,03 л, после биофильтров – 0,05 л. Образовавшийся в контактных резервуарах осадок направляют на иловые площадки или в первичные отстойники.

Очищенные и обеззараженные сточные воды направляют в водоём по закрытому отводящему трубопроводу или открытому каналу, завершающемуся обычно береговым колодцем. Выпуски могут оканчиваться у берега (береговые) или в русле водоёма (русловые) оголовком. Оголовок руслового типа может быть сосредоточенным, когда сточные воды выпускают из одной точки, и рассредоточенным, когда это происходит в нескольких точках. Рассредоточенный оголовок обеспечивает лучшее перемешивание сточных вод с водой водоёма.

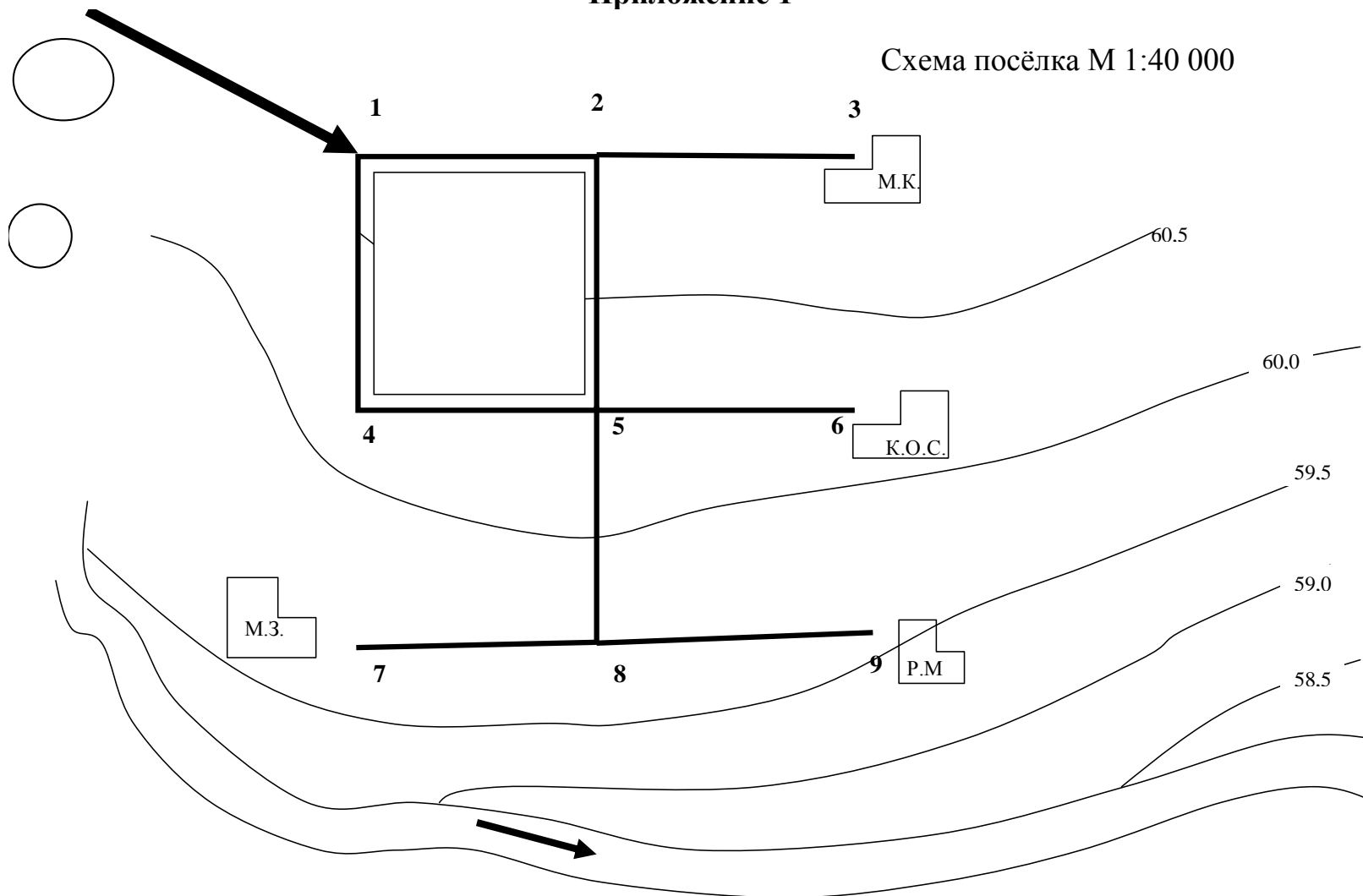
Створ выпуска определяется на основе детальных гидрологических и геологических исследований и должен быть согласован с местными санитарными органами, управлением судоходства и другими заинтересованными организациями.

Скорость движения жидкости в подводной части выпуска принимают не менее 0,7 м/с во избежание засорения трубопровода. Отверстие в оголовке располагается на достаточной высоте от дна (0,5–1,5 м) для предупреждения размыва или заноса оголовка. Расстояние от отверстия до поверхности льда должно быть не менее 1–1,5 м во избежание подтаивания льда.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Схема посёлка М 1:40 000



Приложение 2

*Задание к расчётно-графической работе «Изучение водопотребления, водоснабжения и водоотведения населённого пункта»**

Наименование водопотребителей	Вариант задания																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Население, живущее в домах, оборудованных водопроводами для подачи холодной и горячей воды, чел.	6 300	6 750	7 200	7 650	8 100	8 550	9 000	9 450	9 900	10 350	10 800	11 250	11 700	12 150	12 600	13 050	13 500	13 950	14 400	14 850
Зелёные насаждения, га	2,05	2,2	2,35	2,5	2,65	2,8	2,95	3,1	3,25	3,4	3,55	3,7	3,85	4,0	4,15	4,3	4,45	4,6	4,75	4,6
Молочный комплекс коров на отгонных пастбищах с 01.05 по 01.10, количество ГОЛОВ	280	310	340	370	400	430	460	490	520	550	580	610	640	670	700	730	760	790	820	850

Окончание таблицы

1	2	3	4	5	5	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Молочный завод с суточной производительностью, т, с 01.01 по 01.09	20	24	28	32	36	40	44	48	52	56	60	64	68	72	76	80	84	88	92	88
Тот же завод, с 01.09 по 01.04	8	9	11	12	14	15	17	18	20	22	23	25	26	28	29	31	32	34	35	34
Ремонтная мастерская с суточным водопотреблением, м ³ , с 01.10 по 01.04	200	245	290	335	380	425	470	515	560	605	325	370	415	460	505	550	595	640	685	640
Та же мастерская, с 01.04 по 01.10	31	38	45	52	58	65	72	79	86	93	50	57	64	71	78	85	92	98	105	98
Комплекс для откорма свиней, количество голов	2 500	2 750	3 000	3 250	3 500	3 750	4 000	4 250	4 500	4 750	5 000	5 250	5 500	5 750	6 000	6 250	6 500	6 750	7 000	7 250

Примечание. * – вариант выдается преподавателем.

Приложение 3

Расходы воды по часам суток в населённых пунктах (в процентах от суточного расхода)

Час суток	Коэффициент часовой неравномерности $K_{\text{час}}$									
	1,5	1,55	1,6	1,7	1,75	1,8	2,1	2,15	2,57	3,0
0–1	2,70	0,75	2,44	2,19	1,00	1,96	0,75	1,50	1,00	0,50
1–2	1,58	0,75	1,36	1,14	1,00	0,96	0,75	1,00	1,00	0,50
2–3	1,57	0,75	1,26	1,02	1,00	0,83	1,00	1,00	1,00	0,50
3–4	1,58	0,75	1,36	1,14	1,00	0,96	1,00	1,00	1,00	1,00
4–5	2,01	0,75	1,61	1,35	1,00	1,12	3,00	1,50	1,25	1,00
5–6	2,99	1,25	2,75	2,52	1,00	2,31	5,50	1,00	0,75	1,50
6–7	5,02	5,00	5,13	5,24	4,75	5,28	5,50	3,00	2,25	2,00
7–8	5,18	6,00	5,33	5,45	7,00	5,55	5,50	3,00	2,25	4,00
8–9	6,05	6,00	6,43	6,77	5,00	7,12	3,50	5,00	4,75	9,00
9–10	5,92	5,00	6,24	6,56	4,00	6,89	3,50	5,00	7,00	6,50
10–11	5,34	4,00	5,52	5,68	3,00	5,82	6,00	7,00	8,00	5,25
11–12	4,86	5,00	4,92	4,98	5,00	5,01	8,50	5,50	6,00	4,75
12–13	3,93	6,00	3,82	3,70	5,00	3,58	8,50	4,50	4,00	4,00
13–14	3,72	6,00	3,58	3,42	6,50	3,27	6,00	5,00	4,75	3,75
14–15	3,49	5,00	3,32	3,14	5,00	2,96	5,00	5,50	5,50	3,00
15–16	4,14	5,00	4,06	3,97	5,00	3,87	5,00	6,00	5,50	3,75
16–17	4,51	4,00	4,51	4,49	3,00	4,45	3,50	5,00	4,00	5,25
17–18	4,32	5,00	4,29	4,23	4,00	4,17	3,50	4,50	4,75	8,50
18–19	4,69	5,00	4,72	4,74	5,50	4,73	6,00	6,00	6,00	9,50
19–20	5,49	6,50	5,70	5,91	7,25	6,08	6,00	7,00	8,00	12,5
20–21	5,78	6,50	6,07	6,34	7,00	6,61	6,00	9,00	10,75	6,00
21–22	6,25	6,00	6,67	7,08	7,00	7,50	3,00	7,00	6,00	2,00
22–23	5,63	6,00	5,88	6,13	5,00	6,35	2,00	3,00	3,25	2,00
23–24	3,25	6,00	3,04	2,84	5,00	2,64	1,00	2,00	1,25	1,00

Приложение 4

Расходы воды в животноводческих комплексах по часам суток (в процентах от суточного расхода)

Часы суток	Комплекс крупного рогатого скота	Молочный комплекс	Комплекс по откорму свиней с количеством голов			Овцеводческий комплекс
			1 000	3 000	5 000	
0–1	0,50	0,50	2,75	2,70	2,70	–
1–2	1,00	1,00	2,75	2,30	2,30	–
2–3	0,50	0,50	2,50	2,30	2,30	–
3–4	0,50	0,50	2,75	2,70	2,50	–
4–5	2,20	2,20	4,00	2,70	3,50	16,5
5–6	2,20	2,20	5,50	3,70	5,50	16,5
6–7	4,70	4,70	4,00	3,50	4,00	–
7–8	4,70	4,70	5,50	5,50	4,50	–
8–9	10,02	10,20	7,50	7,50	7,50	–
9–10	5,40	5,40	9,50	8,50	8,50	–
10–11	7,20	7,20	8,00	8,00	8,50	–
11–12	6,90	6,10	7,00	7,70	5,50	16,7
12–13	4,50	4,20	9,50	6,30	3,00	16,7
13–14	9,10	9,10	3,00	4,50	3,50	–
14–15	6,60	6,60	2,00	5,30	4,00	–
15–16	2,00	2,00	4,75	3,70	6,00	–
16–17	4,20	4,20	4,50	3,50	5,50	–
17–18	3,60	3,60	3,00	3,50	4,50	–
18–19	3,60	8,20	4,00	3,50	4,30	16,80
19–20	7,20	7,20	4,00	3,00	3,50	16,80
20–21	3,00	3,50	2,75	2,70	3,50	–
21–22	4,60	4,60	2,50	2,30	2,50	–
22–23	0,80	0,80	3,50	2,30	2,30	–
23–24	0,80	0,80	2,00	2,30	2,10	–

Приложение 5

Группа _____ ФИО студента _____

Таблица 1

К расчёту среднесуточного водопотребления посёлка, м³/сут

№	Наименование потребителя	Количество	Водопотребление		Месяц												
			Удельное	Среднесуточное	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	Население, живущее в домах, оборудованных водопроводом для подачи холодной и горячей воды, чел.																
2	Зелёные насаждения, га																
3	Молочный комплекс коров на отгонных пастбищах с 01.05 по 01.10, количество голов																
4	Молочный завод с суточной производительностью, т																
	С 01.04 по 01.09																
	С 01.09 по 01.04																
5	Ремонтная мастерская с суточным водопотреблением, м ³																
	С 1.10 по 01.04																
	С 01.04 по 01.10																
Среднесуточное водопотребление посёлка, м ³ /сут																	
Объём месячного водопотребления посёлка, м ³ /мес.																	
Объём годового водопотребления посёлка, м ³ /Г																	

Группа _____ ФИО студента _____

Таблица 2

К расчёту водопотребления посёлка

Часы суток	Население		Зелёные насаждения		Молочный комплекс коров на отгонных пастбищах		Молочный завод		Ремонтная мастерская		Комплекс для откорма свиней		Суммарный процент часового водопотребления	Суммарный часовой расход воды, м ³ /ч	Процент нарастания водопотребления
	$a_{нас} =$		$a_{з.н} =$		$a_{м.к} =$		$a_{м.з} =$		$a_{р.м} =$		$a_{к.о.с} =$				
	% от собственного водопотребления	% от общего водопотребления	% от собственного водопотребления	% от общего водопотребления	% от собственного водопотребления	% от общего водопотребления	% от собственного водопотребления	% от общего водопотребления	% от собственного водопотребления	% от общего водопотребления	% от собственного водопотребления	% от общего водопотребления			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
0-1															
1-2															
2-3															
3-4															
4-5															
5-6															
6-7															
7-8															
8-9															
9-10															
10-11															
11-12															
12-13															
13-14															
14-15															
15-16															

Окончание таблицы

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
16-17															
17-18															
18-19															
19-20															
20-21															
21-22															
22-23															
23-24															
Σ															

Приложение 6

К определению узловых расходов водопроводной сети поселка

Ф.И.О. _____

Группа _____

$$Q_{\text{нас}} = \text{_____ М}^3/\text{ч} \text{ _____ л/с}$$

$$L_{1-2} = L_{4-5} = L_{7-8} = L_{2-3} = L_{5-6} = L_{8-9} = \text{_____ М}$$

$$Q_{\text{з.н}} = \text{_____ М}^3/\text{ч} \text{ _____ л/с}$$

$$L_{1-4} = L_{2-5} = L_{5-8} = \text{_____ М}$$

$$Q_{\text{м.к}} = \text{_____ М}^3/\text{час} \text{ _____ л/с}$$

$$\Sigma L = L_{1-2} + L_{4-5} + L_{1-4} + L_{2-5} = \text{_____ М}$$

$$Q_{\text{м.з}} = \text{_____ М}^3/\text{ч} \text{ _____ л/с}$$

$$q_{\text{уд}} = Q_{\text{нас}} / \Sigma L = \text{_____ л/с на 1 пог. м}$$

$$Q_{\text{р.м}} = \text{_____ М}^3/\text{ч} \text{ _____ л/с}$$

$$Q_{\text{к.о.с}} = \text{_____ М}^3/\text{ч} \text{ _____ л/с}$$

$$q_{1-2} = q_{\text{уд}} \cdot L_{1-2} = \text{_____ л/с}$$

$$q_{1-4} = q_{\text{уд}} \cdot L_{1-4} = \text{_____ л/с}$$

$$q_{4-5} = q_{\text{уд}} \cdot L_{4-5} = \text{_____ л/с}$$

$$q_{2-5} = q_{\text{уд}} \cdot L_{2-5} = \text{_____ л/с}$$

$$Q_1 = 0,5 \cdot (q_{1-2} + q_{1-4}) = \text{_____ л/с}$$

$$Q_2 = 0,5 \cdot (q_{1-2} + q_{2-5}) = \text{_____ л/с}$$

$$Q_4 = 0,5 \cdot (q_{4-5} + q_{1-4}) = \text{_____ л/с}$$

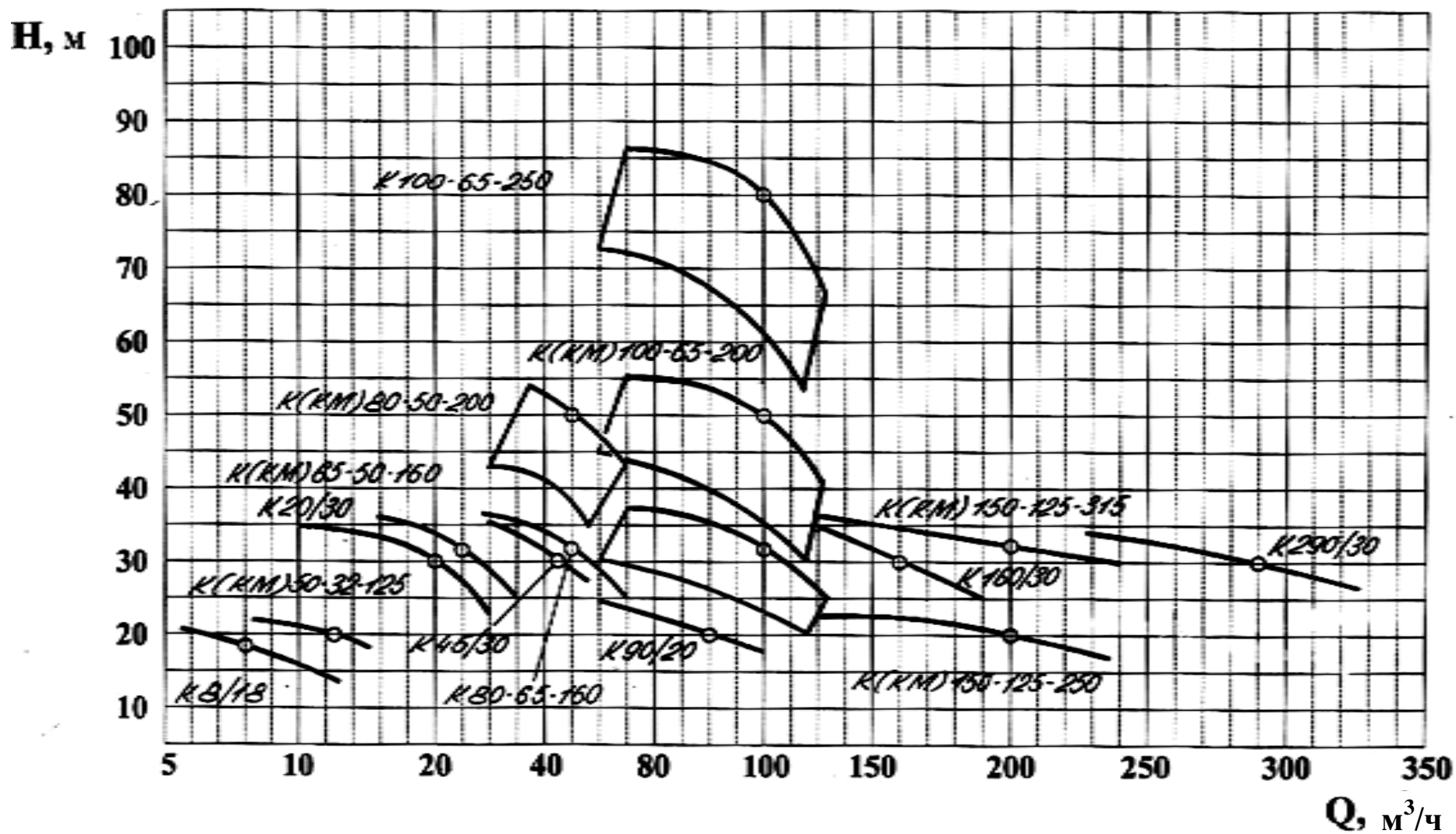
$$Q_5 = 0,5 \cdot (q_{4-5} + q_{2-5}) = \text{_____ л/с}$$

Приложение 8

Подбор насоса

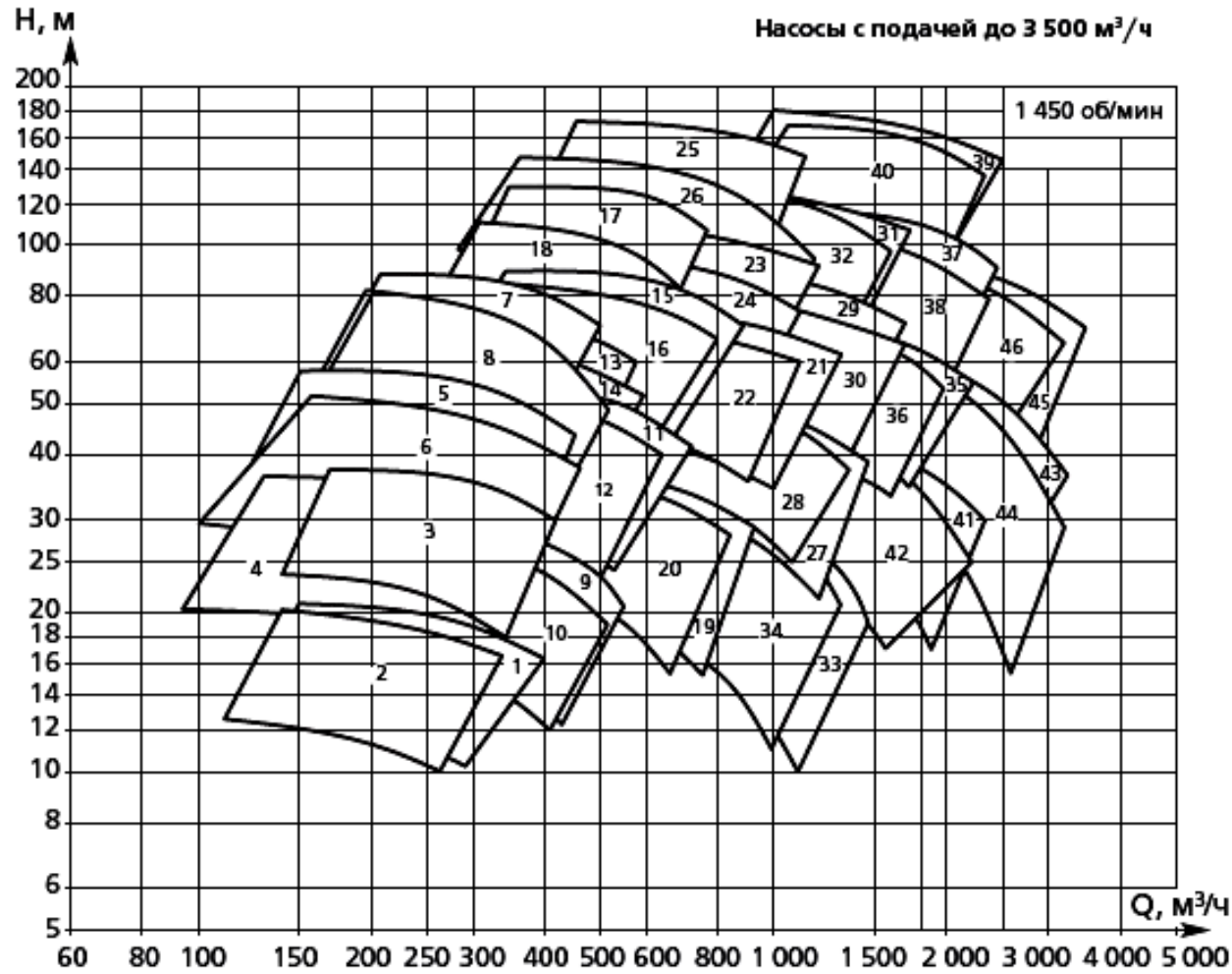
Часы	$Q_{\text{час. сумм}}$		$h_l, \text{ м}$	$h_{10\text{потр}}, \text{ м}$	$N_{\text{потр}}, \text{ Вт}$	Марка насоса	$H_n, \text{ м}$	$N_n, \text{ Вт}$	η_n	$h_{70\text{дикт}}, \text{ м}$	$N_n \eta_n$
	$\text{м}^3/\text{ч}$	л/с									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0–1											
1–2											
2–3											
3–4											
4–5											
5–6											
6–7											
7–8											
8–9											
9–10											
10–11											
11–12											
12–13											
13–14											
14–15											
15–16											
16–17											
17–18											
18–19											
19–20											
20–21											
21–22											
22–23											
23–24											

Приложение 9



Поля характеристик насосов $Q-H$

Приложение 10



- | | |
|----------------|----------------|
| 1 - D125-250A | 24 - D200-560B |
| 2 - D125-250B | 25 - D200-660A |
| 3 - D125-320A | 26 - D200-660B |
| 4 - D125-320B | 27 - D250-400A |
| 5 - D125-400A | 28 - D250-400B |
| 6 - D125-400B | 29 - D250-510A |
| 7 - D125-480A | 30 - D250-510B |
| 8 - D125-480B | 31 - D250-630A |
| 9 - D150-290A | 32 - D250-630B |
| 10 - D150-290B | 33 - D300-340A |
| 11 - D150-380A | 34 - D300-340B |
| 12 - D150-380B | 35 - D300-460A |
| 13 - D150-450A | 36 - D300-460B |
| 14 - D150-450B | 37 - D300-580A |
| 15 - D200-500A | 38 - D300-580B |
| 16 - D200-500B | 39 - D300-720A |
| 17 - D150-560A | 40 - D300-720B |
| 18 - D150-560B | 41 - D350-390A |
| 19 - D200-340A | 42 - D350-390B |
| 20 - D200-340B | 43 - D350-450A |
| 21 - D200-450A | 44 - D350-450B |
| 22 - D200-450B | 45 - D350-530A |
| 23 - D200-560A | 46 - D350-530B |

Поля характеристик насосов $Q-H$

Приложение 11

Результаты вычислений при гидравлическом расчёте внутреннего водопровода

Расчётные участки	Санитарно-технические приборы и их количество			Количество приборов N , шт.	NP	Коэффициент $\alpha = f(NP)$	Расчётный расход воды q , л/с	Внутренний диаметр труб d , мм	Средняя скорость V , м/с	Длина расчётного участка l , м	Гидравлический уклон i	Потери напора по длине $h_l = i \cdot l$, м
	Смеситель мойки	Смеситель ванны	Смывной бачок									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
											$\sum h_l = \dots$ м	

Приложение 12

Результаты гидравлического расчёта внутренней канализации

Расчётные участки	Количество приборов N , шт.	NP	Коэффициент $\alpha = f(NP)$	Максимальный секундный расход воды q^{tot} , л/с	Расход стоков от прибора q_0^s , л/с	Максимальный расчётный расход сточных вод q^s , л/с	Внутренний диаметр труб d , мм	Средняя скорость движения сточной жидкости V , м/с	Уклон труб i	Наполнение труб H/d	Длина расчётного участка l , м	Понижение отметки лотка трубы в конце участка $i \cdot l$, м	Отметка лотка в начале участка V_n , м	Отметка лотка в конце участка V_k , м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Приложение 13

Гидравлический расчёт дворовой канализации

1	2	3	4	5	6	7	8	9	Отметки, м						Глубина заложения труб, м		
									Поверхность земли		Поверхность сточных вод		Лоток трубы		16	17	
									10	11	12	13	14	15			

Приложение 14

Значения коэффициентов α (α_{hr}) при $P(P_{hr}) \leq 0,1$ и любом числе N , а также при $P(P_{hr}) > 0,1$ и числе $N > 200$

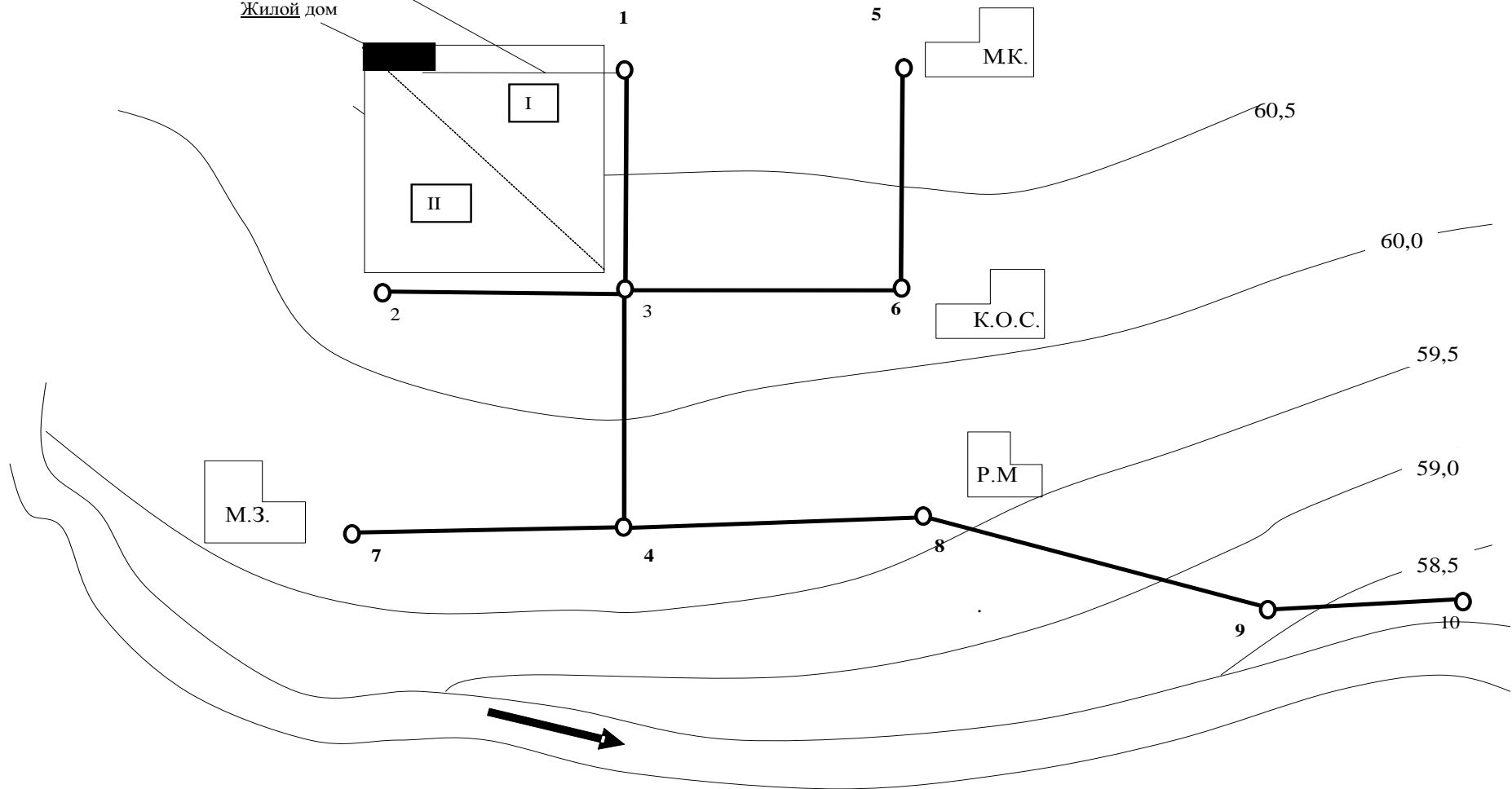
$NP(NP_{hr})$	$\alpha(\alpha_{hr})$	$NP(NP_{hr})$	$\alpha(\alpha_{hr})$	$NP(NP_{hr})$	$\alpha(\alpha_{hr})$	$NP(NP_{hr})$	$\alpha(\alpha_{hr})$	$NP(NP_{hr})$	$\alpha(\alpha_{hr})$	$NP(NP_{hr})$	$\alpha(\alpha_{hr})$
< 0,015	0,200	0,041	0,258	0,086	0,326	0,200	0,449	0,470	0,658	0,980	0,959
0,015	0,202	0,042	0,259	0,088	0,328	0,210	0,458	0,480	0,665	1,00	0,969
0,016	0,205	0,043	0,261	0,090	0,331	0,220	0,467	0,490	0,672	1,05	0,995
0,017	0,207	0,044	0,263	0,092	0,333	0,230	0,476	0,500	0,678	1,10	1,021
0,018	0,210	0,045	0,265	0,094	0,336	0,240	0,485	0,520	0,692	1,15	1,046
0,019	0,212	0,046	0,266	0,096	0,338	0,250	0,493	0,540	0,704	1,20	1,071
0,020	0,215	0,047	0,268	0,098	0,341	0,260	0,502	0,560	0,717	1,25	1,096
0,021	0,217	0,048	0,270	0,100	0,343	0,270	0,510	0,580	0,730	1,30	1,120
0,022	0,219	0,049	0,271	0,105	0,349	0,280	0,518	0,600	0,742	1,35	1,144
0,023	0,222	0,050	0,273	0,110	0,355	0,290	0,526	0,620	0,755	1,40	1,168
0,024	0,224	0,052	0,276	0,115	0,361	0,300	0,534	0,640	0,767	1,45	1,191
0,025	0,226	0,054	0,280	0,120	0,367	0,310	0,542	0,660	0,779	1,50	1,215
0,026	0,228	0,056	0,283	0,125	0,373	0,320	0,550	0,680	0,791	1,55	1,238
0,027	0,230	0,058	0,286	0,130	0,378	0,330	0,558	0,700	0,803	1,60	1,261
0,028	0,233	0,060	0,289	0,135	0,384	0,340	0,565	0,720	0,815	1,65	1,283
0,029	0,235	0,062	0,292	0,140	0,389	0,350	0,573	0,740	0,826	1,70	1,306
0,030	0,237	0,064	0,295	0,145	0,394	0,360	0,580	0,760	0,838	1,75	1,328
0,031	0,239	0,066	0,298	0,150	0,399	0,370	0,588	0,780	0,849	1,80	1,350
0,032	0,241	0,068	0,301	0,155	0,405	0,380	0,595	0,800	0,860	1,85	1,372
0,033	0,243	0,070	0,304	0,160	0,410	0,390	0,602	0,820	0,872	1,90	1,394
0,034	0,245	0,072	0,307	0,165	0,415	0,400	0,610	0,840	0,883	1,95	1,416
0,035	0,247	0,074	0,309	0,170	0,420	0,410	0,617	0,860	0,894	2,00	1,437
0,036	0,249	0,076	0,312	0,175	0,425	0,420	0,624	0,880	0,905	2,10	1,479
0,037	0,250	0,078	0,315	0,180	0,430	0,430	0,631	0,900	0,916	2,20	1,521
0,038	0,252	0,080	0,318	0,185	0,435	0,440	0,638	0,920	0,927	2,30	1,563
0,039	0,254	0,082	0,320	0,190	0,439	0,450	0,645	0,940	0,937	2,40	1,605
0,040	0,256	0,084	0,323	0,195	0,444	0,460	0,652	0,960	0,948	2,50	1,647

Приложение 15

Дворовая канализация

Схема посёлка М 1:40 000

Жилой дом



Приложение 16

Ведомость расхода сточных вод

Участки	Номера жилых кварталов и промышленных предприятий		Средний расход с кварталов, л/с			Коэффициент неравномерности $K_{общ}$	Расчётный расход, л/с			Примечание	
	Попутных	Притоков	Попутный	Притоков	Суммарный		С кварталов	С промышленных предприятий	Суммарный		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
2-3	II		80		80	1,65	132		132	Расходы с кварталов принимаются: $Q_I = Q_{II} = Q_{нас} / 2 = 80 \text{ л/с};$ $Q_{м.к} = Q_{к.о.с} = 5,6 \text{ л/с};$ $Q_{м.з} = 8 \text{ л/с};$ $Q_{р.м} = 6 \text{ л/с}$	
5-6		М.К.			С	1,65	0	5,6	5,6		
6-3		М.К., К.О.С.			С	1,65	0	11,2	11,2		
7-4		М.З.			С	1,65	0	8	8		
1-3	I		80		80	1,65	132		132		
3-4		I, II, М.К., К.О.С.		160	160	1,58	252,8	11,2	264		
4-8		I, II, М.К., К.О.С., М.З.		160	160	1,58	252,8	19,2	272		
8-9	Р.М.	I, II, М.К., К.О.С., М.З.		160	160	1,58	252,8	25,2	278		
9-10		I, II, М.К., К.О.С., М.З., Р.М.		160	160	1,58	252,8	25,2	278		

Приложение 17

Гидравлический расчёт канализационных участков

Участки	Расчётный расход q , л/с	Длина участка L , м	Диаметр d , мм	Уклон i	Скорость V , м/с	Наполнение		Понижение дна, м	Отметки земли, м		Отметки поверхности воды, м		Отметки лотка, м		Глубина заложения труб, м	
						H/d	H		Начало участка	Конец участка	Начало участка	Конец участка	Начало участка	Конец участка	Начало участка	Конец участка
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1–3	132	1 200	500	0,002	0,9	0,7	0,35	2,4	60,9	60,25	58,5	58,15	57,45	55,75	2,75	4,5
5–6	5,6	1 200	200	0,01	0,7	0,25	0,05	12	60,7	60,2	59,55	59,5	59,5	47,5	1,2	12,7
6–3	11,2	1 200	200	0,007	0,7	0,52	0,104	8,4	60,2	60,25	59,104	59,0	59	50,6	1,2	9,65
7–4	8	1 200	200	0,005	0,7	0,37	0,074	6	59,65	59,7	58,524	58,45	58,45	52,45	1,2	7,25
2–3	132	1 200	500	0,002	0,9	0,7	0,35	2,4	60,2	60,25	57,8	57,45	58,15	55,05	2,75	5,2
3–4	264	1 200	700	0,001 4	0,94	0,7	0,49	1,68	60,25	59,7	55,54	55,05	55,75	53,37	5,2	6,33
4–8	272	1 200	700	0,001 4	0,945	0,71	0,497	1,68	59,7	59,6	53,867	53,37	54,07	51,96	6,33	7,91
8–9	278	1 200	700	0,001 4	0,95	0,71	0,497	1,68	59,6	58,6	58,897	58,4	58,4	56,72	1,2	1,88
9–10	278	1 200	700	0,001 4	0,95	0,71	0,497	1,68	58,6	58,4	57,217	56,72	56,72	55,04	1,88	3,36

Приложение 18

К определению расчётных расходов участков канализационной сети

Участки	Номера жилых кварталов и промышленных предприятий		Средний расход с кварталов, л/с			Коэффициент неравномерности $K_{общ}$	Расчётный расход, л/с			Примечание	
	Попутных	Притоков	Попутный	Притоков	Суммарный		С кварталов	С промышленных предприятий	Суммарный		
1	2	3	7	8	9	10	11	12	13	14	
1-3										Расходы с кварталов принимаются: $Q_I = Q_{II} = Q_{нас}/2 = \underline{\hspace{2cm}} \text{ л/с}$ $Q_{м.к} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ л/с}$ $Q_{к.о.с} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ л/с}$ $Q_{м.з} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ л/с}$ $Q_{р.м} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ л/с}$	
5-6											
6-3											
7-4											
2-3											
3-4											
4-8											
8-9											
9-10											

Приложение 19

Гидравлический расчёт отдельных участков канализационной сети и магистрали

Участки	Расчитанный расход q , л/с	Длина участка l , м	Диаметр d , мм	Уклон i	Скорость V , м/с	Наполнение		Понижение дна, м	Отметки земли, м		Отметки поверхности воды, м		Отметки лотка, м		Глубина заложения труб, м	
						H/d	H , м		Начало участка	Конец участка	Начало участка	Конец участка	Начало участка	Конец участка	Начало участка	Конец участка
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
2-3																
5-6																
6-3																
7-4																
1-3																
3-4																
4-8																
8-9																
9-10																

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Балябин В.А. Санитарно-техническое оборудование зданий: варианты заданий и методические указания к курсовой работе по водоснабжению и канализации зданий для студентов строительных специальностей. Тверь: ТГТУ, 1995. 39 с.

2. Абрамов Н.Н. Водоснабжение: учебник для вузов по специальности «Водоснабжение и канализация». 3-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1982. 440 с.

3. Павлинова И.И., Баженов В.И., Губий И.Г. Водоснабжение и водоотведение: учебник и практикум для вузов. 5-е изд., перераб. и доп. М.: Юрайт, 2021. 380 с.

4. Гидравлика, водоснабжение и канализация: учебник для вузов / В.И. Калинин [и др.]. М.: Стройиздат, 1980. 359 с.

5. Кожин В.Ф. Очистка питьевой и технической воды. М.: Стройиздат, 1971. 303 с.

6. СП 30.13330.2020. Свод правил. Внутренний водопровод и канализация зданий [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://bolid.ru/files/553/731/h_eb56e4f00d1c4d49f58e61e14d06a001 (дата обращения: 12.12.2021).

7. СП 31.13330.2012. Свод правил. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.02-84* [Электронный ресурс]. – Режим доступа: URL: <https://docs.cntd.ru/document/1200093820> (дата обращения: 12.12.2021).

8. СП 32.13330.2012. Свод правил. Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.03-85 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.mos.ru/upload/documents/files/8608/SP32133302012.pdf> (дата обращения: 12.12.2021).

9. Внутренние санитарно-технические устройства. Часть 2. Водопровод и канализация: справочник проектировщика / Ю.Н. Саргин [и др.]; под ред. И.Г. Староверова, Ю.И. Шиллера. М.: Стройиздат, 1990. 247 с.

10. Шевелёв Ф.А., Шевелёв А.Ф. Таблицы для гидравлического расчёта водопроводных труб: справочное пособие. 9-е изд., исправл. М.: БАСТЕТ, 2009. 352 с.

11. Курганов А.М., Фёдоров Н.Ф. Справочник по гидравлическим расчётам систем водоснабжения и канализации. 3-е изд. перераб и доп. Л.: Стройиздат, 1986. 440 с.

12. Лукиных А.А., Лукиных Н.А. Таблицы для гидравлического расчёта канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н.Н. Павловского. 4-е изд., доп. М.: Стройиздат, 1974. 156 с.

13. Прозоров И.В., Николаидзе Г.И., Мицаев А.В. Гидравлика, водоснабжение и канализация: учебное пособие для студентов строительных специальностей вузов. М.: Высшая школа, 1990. 448 с.

14. Балыгин В.В., Крыжановский А.Н. Насосы. Каталог-справочник. Новосибирск: НГАСУ, 1999. 97 с.

15. ГОСТ 21.205-93. Межгосударственный стандарт. Условные обозначения элементов санитарно-технических систем [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://files.stroyinf.ru/Data/279/27978.pdf> (дата обращения: 12.12.2021).

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. ВОДОСНАБЖЕНИЕ.....	4
1.1. Определение водопотребления и расчётных расходов воды.....	4
1.2. Свободный напор.....	6
1.3. Основные конструктивные элементы водопроводной сети, её проектирование и гидравлический расчёт.....	6
1.4. Проектирование и расчёт головных водопроводных сооружений.....	12
1.4.1. Источники водоснабжения – артезианские напорные воды.....	12
1.4.2. Источники водоснабжения – реки.....	14
1.5. Очистка воды и состав сооружений водоочистной станции.....	16
1.6. Свойства воды и требования, предъявляемые к качеству воды потребителями.....	18
1.6.1. Физические свойства воды.....	19
1.6.2. Химический состав воды.....	19
1.6.3. Бактериальная загрязнённость воды.....	19
1.7. Основные способы очистки воды, подаваемой на хозяйственно-питьевые нужды.....	19
1.7.1. Коагулирование воды.....	20
1.7.2. Отстаивание воды.....	22
1.7.3. Осветлители со взвешенным осадком.....	23
1.7.4. Фильтрование воды.....	25
1.7.5. Обеззараживание воды.....	26
1.8. Резервуары чистой воды.....	26
1.9. Насосная станция второго подъёма.....	27
1.10. Водонапорная башня.....	28
1.11. Зоны санитарной охраны.....	28
1.11.1. Поверхностные источники водоснабжения.....	28
1.11.2. Подземные источники водоснабжения.....	29
1.12. Влияние водопроводной сети на качество воды, подаваемой водоразборными приборами в домах.....	31
2. ВОДОСНАБЖЕНИЕ И ВОДООТВЕДЕНИЕ ОТДЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ.....	32
2.1. Системы водоснабжения зданий.....	32
2.2. Канализация зданий.....	33
2.3. Содержание расчётно-графической работы по проектированию внутреннего водоснабжения и водоотведения отдельных зданий.....	34
2.3.1. Содержание расчётно-пояснительной записки.....	34
2.3.2. Содержание графической части работы.....	34

2.3.3. Оформление расчётно-графической работы.....	41
2.3.4. Оформление графического материала расчётно-графической работы.....	43
2.4. Указания и рекомендации по проектированию и расчёту внутреннего водопровода.....	44
2.4.1. Построение аксонометрической схемы внутреннего водопровода.....	45
2.4.2. Определение расчётных расходов воды в системе водоснабжения здания.....	46
2.4.3. Гидравлический расчёт системы водоснабжения.....	47
2.5. Указания и рекомендации по проектированию и расчёту канализации жилых зданий.....	49
2.5.1. Основные указания и рекомендации по проектированию....	49
2.5.2. Построение аксонометрической схемы внутренней канализации.....	52
2.5.3. Определение расчётных расходов воды в системе внутренней канализации.....	53
2.5.4. Гидравлический расчёт внутренней канализации.....	54
2.6. Проектирование и гидравлический расчёт дворовой канализации.....	55
2.7. Пример выполнения работы.....	57
2.7.1. Определение расчётных расходов воды в системе водоснабжения.....	58
2.7.2. Гидравлический расчёт системы водоснабжения.....	59
2.7.3. Выбор типа счётчика и определение потерь напора в нём...	61
2.7.4. Определение требуемого напора на вводе в здание.....	61
2.7.5. Подбор насоса.....	61
2.7.6. Выбор, описание и обоснование системы внутренней канализации.....	62
2.7.7. Определение расчётных расходов сточной жидкости.....	63
2.7.8. Гидравлический расчёт внутренней канализации.....	63
2.7.9. Устройство сети дворовой канализации.....	65
3. ВОДООТВЕДЕНИЕ.....	67
3.1. Нормы водоотведения и расчётные расходы.....	67
3.2. Канализационные сети.....	68
3.2.1. Основные данные для проектирования канализационной сети.....	68
3.2.2. Трассировка сети.....	68
3.2.3. Трубы, арматура и инженерные сооружения на канализационной сети.....	71
3.2.4. Гидравлический расчёт сети.....	72
3.2.5. Перекачка сточных вод по канализационной сети.....	74
3.3. Очистка сточных вод.....	75

3.3.1. Основные положения по технической очистке сточных вод.....	75
3.3.2. Санитарные требования и выбор способа очистки сточных вод.....	78
3.3.3. Санитарные нормы размещения сооружений для очистки сточной жидкости.....	78
3.3.4. Состав сточных вод и виды загрязнений.....	79
3.3.5. Естественное самоочищение водоёмов.....	81
3.3.6. Потребление растворённого кислорода.....	82
3.3.7. Влияние температуры на процесс самоочищения водоёмов.....	86
3.3.8. Влияние выпавших осадков сточных вод на самоочищение водоёма.....	86
3.3.9. Определение необходимой степени очистки сточных вод...	87
3.4. Основные параметры сточной жидкости, выпускаемой в водоёмы.....	88
3.4.1. Необходимая степень очистки сточных вод по потреблению кислорода.....	88
3.4.2. Необходимая степень очистки сточных вод по величине БПК смеси воды водоёма и сточных вод.....	88
3.5. Выбор метода и типа оборудования очистных сооружений.....	88
3.5.1. Песколовки.....	89
3.5.2. Двухъярусные отстойники.....	90
3.5.3. Иловые площадки.....	91
3.5.4. Биологическая очистка сточных вод в естественных условиях.....	91
3.5.5. Биологическая очистка сточных вод в искусственно созданных условиях.....	92
3.6. Дезинфекция сточных вод и выпуск их в водоёмы.....	97
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	99
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	120