

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего
образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

О.В. Кащенко, М.О. Жакевич, В.А. Земскова

Проектирование водоотводящих сетей населенного пункта

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород
ННГАСУ
2016

ББК 38.761.2 (я7)

П 79

УДК 628.31(075)

Публикуется в авторской редакции

Рецензенты:

Дзиминскас Ч.А. – советник генерального директора ОАО «Нижегородский водоканал»

Добротин Д.Н. – начальник отдела очистных сооружений водопровода и канализации
ООО «ЛУКОЙЛ - Нижегородниинепфтепроект»

Кащенко О.В. Проектирование водоотводящих сетей населенного пункта [Электронный ресурс]: учебн. пособие / О.В. Кащенко, М.О. Жакевич, В.А. Земскова; Нижегород. гос. архитектур. - строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2016. – 106с. 1 электрон. опт. диск (CD-R)
ISBN 978-5-528-00147-0

Приведены методические указания по выполнению расчета наружных водоотводящих сетей населенного пункта. Рассмотрены порядок проектирования, нормативы, методики определения расчетных параметров, проведения гидравлического расчета водоотводящих коллекторов. Представлен пример расчета водоотводящих сетей населенного пункта с рекомендациями по оформлению текстовой и графической частей проекта. Пособие содержит список литературы, необходимой для выполнения курсовой работы и соответствующего раздела выпускной квалификационной работы.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, профиль «Водоснабжение и водоотведение».

ББК 38.761.2 (я7)

ISBN 978-5-528-00147-0

© О.В. Кащенко, М.О. Жакевич,
В.А. Земскова, 2016
© ННГАСУ, 2016

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	6
1. СОСТАВ И ОФОРМЛЕНИЕ ПРОЕКТА	6
1.1. Исходные данные	6
1.2. Объем проекта	7
2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ ПРОЕКТА	8
2.1. Порядок проектирования	8
2.2. Границы канализования и определение бассейнов стока	9
2.3. Выбор места расположения площадки очистных сооружений и створа выпуска очищенных сточных вод в водоем	9
2.4. Системы и схемы водоотведения, трассировка сети	10
2.4.1. Разбивка кварталов на площади стока и поквартальная трассировка сети	10
2.4.2. Назначение расчетных коллекторов. Определение диктующих точек	12
2.4.3. Расчетные точки на расчетных коллекторах	13
2.5. Определение расчетных расходов	14
2.5.1. Расходы сточных вод от населения	14
2.5.2. Расходы сточных вод от промышленных предприятий	16
2.5.3. Расходы сточных вод от коммунальных предприятий и общественных зданий	20
2.5.4. Среднесекундные расходы с площадей стока	23
2.5.5. Расчетные расходы на расчетных участках водоотводящей сети	23
2.6. Гидравлический расчет сети	25
2.6.1. Основные расчетные формулы	25
2.6.2. Наименьшие диаметры труб и уклоны, расчетные наполнения труб и скорости движения сточных вод в трубах и каналах	29
2.6.3. Соединение труб разных диаметров	31
2.6.4. Определение начальной глубины заложения сети	32
2.6.5. Рекомендации по выполнению гидравлического расчета	34

водоотводящих коллекторов	
2.7. Расчет насосной станции	36
2.7.1. Определение расчетной часовой подачи насосной станции	36
2.7.2. Определение требуемого напора насосов	38
2.7.3. Выбор марки и количества насосов	39
2.7.4. Графический анализ совместной работы насосов в системе водоводов	40
2.7.5. Определение необходимого количества камер переключений на напорных водоводах	42
2.7.6. Определение объема приемного резервуара насосной станции	42
2.7.7. Определение режимов работы насосов	44
3. ПРИМЕР РАСЧЕТА ВОДООТВОДЯЩЕЙ СЕТИ НАСЕЛЕННОГО ПУНКТА	46
3.1. Границы канализования и бассейны стока	47
3.2. Выбор места расположения площадки очистных сооружений населенного пункта	49
3.3. Выбор системы и схемы водоотведения. Разбивка кварталов на площади стока. Поквартальная трассировка сети	49
3.3.1. Назначение расчетных коллекторов	50
3.3.2. Определение диктующих и назначение расчетных точек	53
3.4. Нормы водоотведения и коэффициенты неравномерности	54
3.5. Расчетные расходы сточных вод от населенного пункта	55
3.5.1. Расчетные расходы от населения	55
3.5.2. Расчетные расходы от промышленного предприятия	56
3.5.3. Расходы от коммунальных предприятий	58
3.5.4. Суммарные расходы сточных вод от населенного пункта	58
3.6. Определение расчетных расходов на расчетных участках сети	59
3.7. Гидравлический расчет сети	58
3.7.1. Расчет дюкера	60
3.8. Расчет главной насосной станции	62
3.8.1. Расчетная часовая подача главной насосной станции	62

3.8.2. Требуемый напор насосов	63
3.8.3. Выбор марки насосов	64
3.8.4. Графический анализ совместной работы насосов в системе водоводов	65
3.8.5. Необходимое количество камер переключений на напорных водоводах	67
3.8.6. Объем приемного резервуара насосной станции	68
3.8.7. Режимы работы насосов	68
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	69
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Условные обозначения	71
ПРИЛОЖЕНИЕ 2	76
Таблица 1. Определение площадей стока, количества жителей и среднесекундных расходов от населения	76
Таблица 2. Подсчет расчетных расходов на расчетных участках сети	81
Таблица 3. Гидравлический расчет сети	85
Таблица 4. Проверки пропускной способности участков коллекторов с учетом расходов от коммунальных и общественных зданий	90
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Расчет дюкера	91
ПРИЛОЖЕНИЕ 4. Режимы работы насосной станции	93
Таблица 1. Нормальный режим работы насосной станции	93
Таблица 2. Аварийный режим работы насосной станции	98
ПРИЛОЖЕНИЕ 5	102
Рис. 1. План населенного пункта с трассировкой водоотводящих сетей (вариант 1)	102
Рис. 2. Профиль главного коллектора (вариант 1)	103
Рис. 3. План населенного пункта с трассировкой водоотводящих сетей (вариант 2)	104
Рис. 4. Профиль главного коллектора (вариант 2)	105

ВВЕДЕНИЕ

Водоотводящие сети являются частью системы водоотведения и предназначены для сбора и транспортирования сточных вод, включая бытовые и производственные стоки, а также поверхностный сток (результат выпадения атмосферных осадков), за пределы населенных пунктов для обеспечения благоприятных санитарных условий.

Быстрое развитие и расширение урбанизированных территорий, начавшиеся в XX веке и продолжающиеся по настоящее время, ведут к усложнению городских подземных коммуникаций. Поэтому стадия проектирования водоотводящих сетей в значительной мере определяет экономическую и технологическую эффективность системы водоотведения в целом. Современное развитие технологий направлено на внедрение нового оборудования, материалов и методов расчета, обеспечивающих повышение надежности элементов водоотводящих сетей.

Следует отметить, что при разработке проекта водоотводящих сетей населенного пункта с учетом рельефа местности геологических и гидрогеологических условий, наличия и расположения объектов и коммуникаций всегда возможны несколько вариантов как трассировки коллекторов, так и использования различных материалов и оборудования. Окончательный выбор того или иного решения производится на основании технико-экономического сравнения вариантов, методики которого излагаются в соответствующих учебно-методических изданиях и в настоящем пособии не рассматриваются.

1. СОСТАВ И ОФОРМЛЕНИЕ ПРОЕКТА

В рамках дисциплины "Водоснабжение и водоотведение" студентами выполняется учебное проектирование сетей хозяйственно-бытовой и дождевой канализации населенного пункта, а также расчет главной насосной станции.

Хозяйственно-бытовая сеть проектируется для всего населенного пункта в соответствии с планом и исходными данными, приведенными в задании. Проект дождевой сети выполняется для части населенного пункта по указанию руководителя проектирования. В настоящем пособии приводятся методические указания и пример выполнения проекта только хозяйственно-бытовой водоотводящей сети населенного пункта.

1.1. Исходные данные

Исходные данные для выполнения проекта включают план населенного пункта в масштабе 1:5000 или 1:10 000. На плане указывается расположение:

- жилых кварталов двух или трех районов населенного пункта с различной плотностью населения степенью благоустройства зданий;
- промышленных предприятий (одного предприятия при выполнении курсового проекта);
- общественных и коммунальных учреждений (при выполнении курсового проектирования);
- поверхностных водоемов, зеленых насаждений.

Кроме того на плане наносятся горизонтали рельефа местности, направление преобладающих ветров и другая информация, необходимая для выполнения проекта. План населенного пункта может быть предоставлен студенту напечатанным на бумаге или в электронном виде.

Бланк задания содержит данные о географическом положении населенного пункта, данные о плотности населения и параметры, характеризующие степень благоустройства жилых зданий по районам города, гидрогеологические данные, информацию о промышленных предприятиях, общественных и коммунальных учреждениях. Пример задания на проектирование представлен в разделе 4 настоящего пособия.

1.2. Объем проекта

Проект состоит из пояснительной записки объемом 25-30 страниц и графического материала.

Расчетно-пояснительная записка к проекту должна содержать все необходимые расчеты, таблицы и схемы, представленные в порядке выполнения проекта (см. п. 2.1). В пояснительную записку подшиваются бланк задания и план населенного пункта с разбивкой площадей кварталов и трассировкой сети.

Пояснительная записка оформляется на листках бумаги формата А4 в соответствии с действующими нормативами на оформление проектной документации.

При выполнении дипломного проекта расчеты, связанные с проектированием водоотводящих сетей населенных пунктов, являются соответствующими разделами проекта и оформляются согласно требованиям, предъявляемым к работам данного уровня.

Графическая часть проекта включает:

1. Генплан населенного пункта с трассировкой водоотводящей сети в М 1:5000 или М 1:10000. На сети указываются расчетные точки, насосные станции, дюкеры, очистные сооружения, выпуск сточных вод и условные обозначения. Для расчетных участков сети на генплане должны быть представлены: диаметр, длина и уклон трубопроводов. Самотечные трубопроводы

и насосные станции обозначаются красным цветом, напорные трубопроводы и линии дюкеров – синим.

В рамках курсового проектирования генплан населенного пункта включают в состав пояснительной записки.

2. План населенного пункта с разбивкой кварталов на площади стока и трассировкой водоотводящих сетей. План выполняется в масштабе генплана и входит в состав пояснительной записки к проекту.

3. Продольные профили расчетных коллекторов, которые выполняются в масштабе по горизонтали, соответствующем масштабу генплана, в масштабе по вертикали – М 1:100.

При выполнении курсового проекта на листе ватмана формата А1 должны быть представлены: продольный профиль одного или двух коллекторов, смотровой и перепадной колодцы в трех проекциях, план и профиль дождевой сети, продольный и поперечные разрезы дождеприемника.

2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ ПРОЕКТА

С учетом современных требований, предъявляемых к специалистам в области проектирования и строительства систем и сооружений водоотведения, в ходе учебного проектирования рациональным является использование современных программных продуктов как для выполнения расчетов, так и для подготовки графической части проекта.

В процессе учебного проектирования студенту необходимо регулярно показывать промежуточные результаты консультанту, согласовывать с ним принципиальные решения по трассировке сети, назначению расчетных коллекторов, обоснованию использования насосных станций, устройству дюкеров.

2.1. Порядок проектирования

Учебное проектирование производится в следующей последовательности:

- определение границ канализования и разбивка территории города на бассейны стока;
- выбор места расположения площадки очистных сооружений и места выпуска сточных вод;
- выбор системы и схемы канализации, выполнение поквартальной трассировки сети;
- выбор норм водоотведения;
- определение расчетных расходов;
- выбор материала труб, гидравлический расчет сети;

- расчет главной насосной станции (или районной станции по заданию преподавателя);
- расчет дождевой сети для определенной заданием части населенного пункта (выполняется в рамках курсового проектирования);
- оформление текстовой и графической частей проекта.

2.2. Границы канализования и определение бассейнов стока

Для учебного проектирования выдаются планы небольших населенных пунктов и обычно все жилые кварталы входят в границы канализования, т.е. обеспечены подключением к водоотводящей сети. Однако на отдельных планах (в основном при выполнении дипломного проектирования) могут быть указаны с использованием соответствующего условного обозначения неканализуемые кварталы. В данных случаях следует учитывать расход сточных вод, поступающий на очистные сооружения населенного пункта через сливные станции, согласно п. 6.10.1 [1].

При изучении плана населенного пункта также важно выяснить входят ли в границы канализования кварталы, отдаленные от основной застройки, отделенные зелеными насаждениями, водными или другими преградами.

Бассейном стока (бассейном канализования) является часть канализуемой территории, ограниченной линиями водораздела. В границах бассейна стока водоотводящие сети объединяются одним или несколькими коллекторами, транспортирующими сточные воды за пределы бассейна. Главный коллектор объединяет коллектора бассейнов стока.

Разбивка территории населенного пункта на бассейны стока облегчает трассировку сети, позволяет выделить диктующие ветки коллекторов, определить трассу главного коллектора, предварительно определить места расположения районных и главной насосной станций.

2.3. Выбор места расположения площадки очистных сооружений и створа выпуска очищенных сточных вод в водоем

При определении места расположения площадки очистных сооружений и выпуска очищенных сточных вод в рамках учебного проектирования следует учитывать следующее:

- площадку очистных сооружений следует располагать вниз по течению реки от населенного пункта на не затапливаемой в паводок территории;
- следует учитывать преобладающее направление ветров в районе расположения населенного пункта и по возможности располагать очистные сооружения с подветренной стороны;

- расстояние от площадки очистных сооружений до ближайших жилых, административных и общественных зданий, а также до предприятий пищевой промышленности принимается с учетом их перспективного развития в соответствии с санитарными нормами¹ п. 4.20 [1];
- при выполнении курсового проекта размер площадки очистных сооружений средней производительности можно принимать 200×300 м.

2.4. Системы и схемы водоотведения, трассировка сети

В рамках учебного проектирования система канализации предопределяется заданием. В текстовой части проекта должно быть указано, какая система водоотведения принята для населенного пункта в целом и для той его части, для которой проектируется дождевая канализация.

Выбор схемы водоотведения зависит от ряда факторов:

- рельефа местности;
- планировки города, месторасположения промышленных предприятий;
- расположения водоема и очистных сооружений;
- геологических и гидрогеологических условий.

В зависимости от сочетания и значимости основных факторов используются следующие схемы водоотводящих сетей:

1. *Перпендикулярная схема* обычно применяется при спокойном рельефе с уклоном земли к водоему для отвода дождевых вод.

2. *Перпендикулярно-пересеченная схема* применяется при плавном падении рельефа к водоему и необходимости направления сточных вод на очистку.

3. *Параллельная (или веерная) схема* используется при крутом рельефе местности для снижения скорости течения сточных вод в коллекторах.

4. *Зональная схема* применяется при расположении города на отдельных террасах со значительной разностью отметок земли. Каждая из зон имеет схему аналогичную одной из перечисленных выше.

5. *Радиальная схема* используется при сложном, относительно плоском рельефе местности в больших городах. При этом город разбивается на ряд бассейнов, имеющих свою независимую сеть и свои очистные сооружения.

2.4.1. Разбивка кварталов на площади стока и поквартальная трассировка сети

При отсутствии данных о расположении, этажности и размерах зданий жилых кварталов и промышленных площадок в курсовом и дипломном проектировании выполняется разбивка кварталов на площади стока. Промыш-

¹ В ходе учебного проектирования допускается руководствоваться табл. 1 [2].

ленные предприятия обычно имеют назначенную точку сброса сточных вод в сеть водоотведения населенного пункта.

Площадью стока могут быть жилые кварталы или их части. Необходимость разбивки жилых кварталов определяется в зависимости от принятой схемы поквартальной трассировки. В большинстве случаев при проектировании хозяйственно-фекальной водоотводящей сети разбивка кварталов производится биссектрисами пониженных углов.

Расположение коллекторов наружной водоотводящей сети определяется необходимостью приема и отвода сточных вод от каждого квартала, коммунального и промышленного предприятия. Принцип трассировки диктуется необходимостью обеспечения наименьшего заглубления внутриквартальных и уличных коллекторов и зависит от рельефа местности и размеров кварталов.

Наиболее распространенные схемы разбивки кварталов на площади стока и поквартальной трассировки сети:

1. По объемлющей схеме (рис. 1)

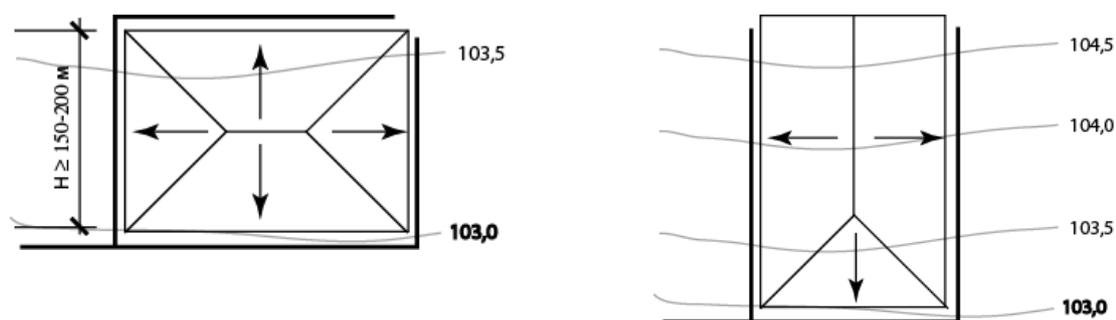


Рис. 1. Варианты разбивки кварталов и трассировки по объемлющей схеме

Уличные коллектора проходят вдоль граней кварталов (с 3-4 сторон). Схема применяется при небольшом уклоне поверхности земли или плоском рельефе для больших по глубине кварталов: $H \geq 150-200$ м, $i < 0,007$.

2. По пониженной грани (рис. 2)

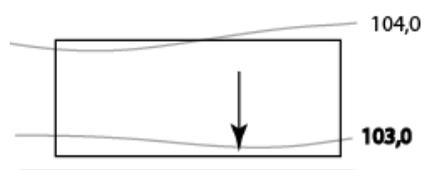


Рис. 2. Трассировка по пониженной схеме

Уличные коллекторы прокладывают только вдоль пониженной стороны кварталов. Схему применяют при хорошо выраженном рельефе местности ($i > 0,007-0,01$) и небольшой глубине квартала ($H < 100-150$ м).

Разбивку кварталов на площади стока производят совместно с трассировкой уличной сети. В отдельных случаях с учетом особенностей рельефа местности, формы и размеров кварталов, трассировки коллекторов вокруг

них разбивка на площади стока производится способами отличными от приведенных выше. Примерами могут быть:

- разбивка по линии водораздела (квартал II-9 в примере расчета);
- разбивка с учетом расположения прилегающих коллекторов (кварталы I-7, I-8 в примере расчета – направление коллекторов дворовой сети выполнено против уклона рельефа; см. также разбивку квартала III-2)
- разбивка с учетом расположения расчетных точек¹, позволяющая рассчитать расход на соответствующем участке (кварталы I-14, I-19, II-21, III-3, III-34 в примере расчета).

Площади стока определяются в гектарах с учетом масштаба плана населенного пункта стандартными инструментами инженерных графических программ или с использованием расчета площадей простейших геометрических фигур.

Пример разбивки кварталов населенного пункта на площади стока и поквартирной трассировки приведен на рис. 15.

2.4.2. Назначение расчетных коллекторов. Определение диктующих точек

На практике производится расчет всех коллекторов водоотводящей сети города. При выполнении курсовых и дипломных проектов рассчитываются только несколько коллекторов, как правило, главный коллектор и 2-4 боковых.

Главным коллектором обычно назначается наиболее протяженный коллектор, собирающий сточные воды населенного пункта и транспортирующий их в приемную камеру очистных сооружений. В качестве боковых расчетных коллекторов назначаются коллектора:

- с потенциально наибольшим заглублением в месте присоединения к главному коллектору;
- присоединяемые к главному коллектору путем перекачки сточных вод по напорным водоводам от районных насосных станций.

При определении расчетных коллекторов оцениваются следующие факторы:

- протяженность участков коллектора, проходящих в местах с неблагоприятным рельефом местности – малый ($i = 0 \div 0,001$) или отрицательный уклон поверхности земли;
- вероятная необходимость установки транзитных или районных насосных станций;
- наличие и место присоединения к сети крупных водопотребителей (промпредприятий).

¹ Производится после назначения расчетных точек на расчетных коллекторах.

Началом расчетных коллекторов являются диктующие точки, являющиеся наиболее удаленными от ГНС (для главного коллектора) или от главного коллектора (для боковых расчетных коллекторов), а также расположенные на наиболее низких отметках.

В отдельных случаях в зависимости от рельефа местности и особенностей разбивки кварталов на площади стока для определения начальной (диктующей) точки коллектора требуется проведение расчета (см. пример п. 3.3.2).

Правильный выбор расчетных коллекторов и диктующих точек позволяет избежать ошибок, связанных с уменьшением глубин заложения коллекторов препятствующих присоединению боковых веток и расположением районных и транзитных насосных станций.

2.4.3. Расчетные точки на расчетных коллекторах

После назначения расчетных коллекторов определяются расчетные участки сети. Расчетными участками являются коллектора между двумя расчетными точками, на которых расход принимается неизменным. Расчетные точки на водоотводящем коллекторе устанавливаются:

1. В местах изменения расхода:
 - поступление расчетного расхода с площади стока;
 - присоединение боковых коллекторов;
 - поступление сосредоточенного расхода от крупных водопотребителей;
2. При изменении уклона коллектора.
3. При повороте коллектора.

Для обеспечения благоприятных гидравлических условий угол поворота коллектора и присоединения боковой ветки не должен превышать 90° . Если схема трассировки не обеспечивает данного условия, то путем устройства дополнительного участка угол одного поворота (α_n) заменяется двумя углами (α_1 и α_2) (см. рис. 3, а также пример: участки 61-62 и 64-65 на рис. 16).

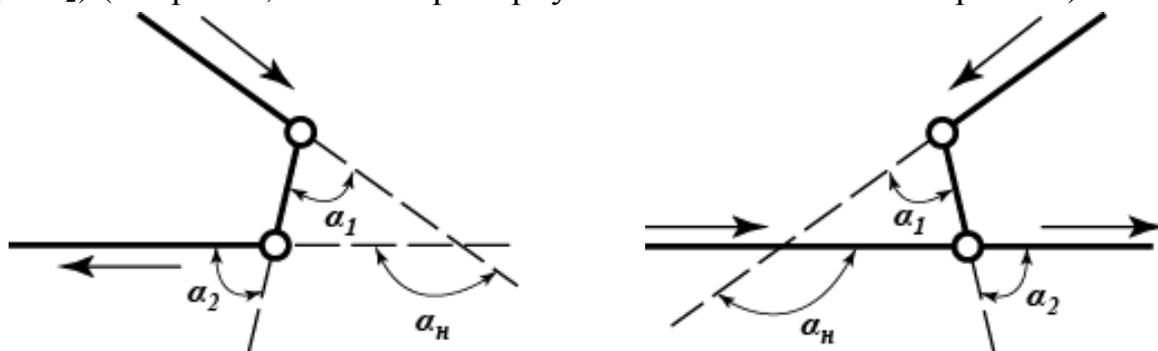


Рис. 3. Схемы поворота трубопроводов и присоединения боковых веток с устройством дополнительного участка.

Поворот коллектора и присоединение бокового коллектора при устройстве перепада могут осуществляться под любым в плане углом, т.к. поток в данном случае совершает два поворота по 90°.

2.5. Определение расчетных расходов

При проектировании водоотводящей сети расчетные расходы определяются как сумма расходов различных видов сточных вод – бытовых от населения, от промышленных и коммунальных предприятий.

2.5.1. Расходы сточных вод от населения

При определении расходов хозяйственно-фекальных или бытовых сточных вод используется среднесуточная норма водоотведения в л/сут на 1 жителя за год ($q_{u.m.}$). Норма водоотведения включает все виды стоков, образующихся в результате жизнедеятельности. Таким образом, данная норма включает расходы сточных вод от жилых и общественных зданий, а также коммунальных предприятий. Расходы от гостиниц, вокзалов и аэропортов в норму не включаются, так как данные объекты используются жителями других населенных пунктов.

При проектировании систем водоотведения норма водоотведения ($q_{u.m.}$) условно принимается равной норме водопотребления (п. 5.1.1 [1]). Нормы водопотребления приведены в табл. 1 [3] или табл. 2.1 настоящего пособия.

При выполнении курсового или дипломного проектирования для населенных пунктов расположенных в средней полосе России нормы водоотведения принимаются равными или близкими к средним значениям интервалов удельного среднесуточного водопотребления. Для населенных пунктов расположенных в северной полосе России принимаются значения меньше среднего, для южной полосы – больше среднего.

Таблица 2.1.

Степень благоустройства районов жилой застройки	Удельное среднесуточное хозяйственно-питьевое водопотребление одного жителя (за год), л/сут
Застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией без ванн	125 – 160
То же, с ванными и местными водонагревателями	160 – 230
То же, с централизованным горячим водоснабжением	220 – 280

Согласно п. 5.1.4 [1] в районах, не оборудованных системой канализации, удельное водоотведение следует принимать 25 л/сут на 1 чел. Данная величина учитывает сброс сточных вод сливными станциями и коммунально-бытовыми предприятиями (бани, прачечные и т.д.).

Для учета неравномерности притока сточных вод используют **коэффициенты неравномерности** ($K_{gen. max}$ и $K_{gen. min}$), позволяющие определять максимальные и минимальные расчетные расходы.

$$K_{gen.max} = \frac{q_{h.max(m)}}{q_{h.mid}} \quad (1)$$

где:

$q_{h.max(m)}$ – максимальный часовой расход в сутки максимального водоотведения.

$q_{h.mid}$ – средний часовой расход в сутки со средним водоотведением.

$$K_{gen.min} = \frac{q_{h.min}}{q_{h.mid}} \quad (2)$$

где:

$q_{h.min}$ – минимальный часовой расход в сутки с минимальным водоотведением.

Общие коэффициенты неравномерности зависят от величины среднесекундного расхода. Данная зависимость представлена в табл. 1 [1] и в табл. 2.2 настоящего пособия.

Таблица 2.2.

Общий коэффициент неравномерности притока сточных вод	Средний расход сточных вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000 и более
Максимальный при 1 % обеспеченности	3,0	2,7	2,5	2,2	2,0	1,8	1,75	1,7	1,6
Минимальный при 1 % обеспеченности	0,2	0,23	0,26	0,3	0,35	0,4	0,45	0,51	0,56
Максимальный при 5 % обеспеченности	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44
Минимальный при 5 % обеспеченности	0,38	0,46	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

Примечания:

1. Общие коэффициенты притока сточных вод, приведенные в таблице, допускается принимать при количестве производственных сточных вод, не превышающем 45 % общего расхода.

2. При средних расходах сточных вод менее 5 л/с максимальный коэффициент неравномерности принимается 3.

3. 5%-ная обеспеченность предполагает возможное увеличение (уменьшение) расхода в среднем 1 раз в течение суток. 1% – 1 раз в течение 5-6 сут.¹

4. При промежуточных значениях среднего расхода сточных вод общие коэффициенты неравномерности следует определять интерполяцией.

¹ В учебном проектировании для всего населенного пункта коэффициенты неравномерности принимаются на случай 5%-ной обеспеченности.

Расчетные расходы бытовых сточных вод от населения города:

1) среднесуточный расход

$$q_d = \frac{q_{u.m.} \cdot N_r}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут} \quad (3)$$

где:

N_r – расчетное число жителей, чел.

2) среднечасовой расход

$$q_{h.mid} = \frac{q_{u.m.} \cdot N_r}{24 \cdot 1000}, \text{ м}^3/\text{ч} \quad (4)$$

3) максимальный часовой расход

$$q_{h.max} = \frac{q_d}{24} \cdot K_{gen.max.}, \text{ м}^3/\text{ч} \quad (5)$$

или

$$q_{h.max} = \frac{q_{u.m.} \cdot N_r}{24 \cdot 1000} \cdot K_{gen.max.}, \text{ м}^3/\text{ч} \quad (6)$$

4) среднесекундный расход

$$q_{mid} = \frac{q_{u.m.} \cdot N_r}{24 \cdot 3600}, \text{ л/с} \quad (7)$$

5) максимальный секундный (расчетный)

$$q_{max.s} = q_r = \frac{q_{h.max.} \cdot 1000}{3600} = \frac{q_{h.max.}}{3,6}, \text{ л/с} \quad (8)$$

или

$$q_r = q_{mid} \cdot K_{gen.max.}, \text{ л/с} \quad (9)$$

Пример определения расчетных расходов от населения приведен в табл. 1, Приложение 2.

2.5.2. Расходы сточных вод от промышленных предприятий

На промышленных предприятиях нормы водоотведения принимаются отдельно для различных видов сточных вод, включая стоки от производственных процессов, хозяйственно-фекальные и стоки от душевых кабин.

Отведение производственных сточных вод определяется по нормам расходов воды и образования сточных вод на единицу выпускаемой продукции.

Коэффициенты часовой неравномерности (K_h) притока производственных сточных вод зависят от отрасли промышленности, вида выпускаемой продукции, характеристик технологического процесса.

$$K_h = \frac{q_{h.max}}{q_{h.mid}} \quad (10)$$

где:

$q_{h.max}$ $q_{h.mid}$ – максимальный и средний часовые расходы за смену.

При проектировании рекомендуется принимать коэффициенты на основании опыта работы аналогичных предприятий [5] или по данным технологов. При выполнении курсового проекта можно использовать данные табл. 2.3.

Таблица 2.3.

Вид производства	Коэффициент часовой неравномерности K_h
Абразивные заводы	1,0
Бумажные и сульфатцеллюлозные комбинаты	1,0
Гальванические и травильные цехи	1,2–1,5
Картонажные фабрики	1,57
Кожзаводы: 1) общий сток	1,5–2,1
2) красnodубное производство	1,8–2,0
3) хромовое производство	1,57–2,08
Камвольные фабрики	1,95
Лесохимические предприятия	1,5–3,0
Льнокомбинаты	1,3–1,8
Металлообрабатывающие заводы	1,0–1,1
Мясокомбинаты	1,8–2,5
Пищевая промышленность	1,5–2,0
Флодоовощные и консервные заводы	1,3–1,5
Резиновые и шинные заводы	1,32–1,36
Рыбообрабатывающая промышленность	2,5–3,5
Суконные фабрики	2,0
Текстильные и хлопчатобумажные предприятия	1,15–1,58
Фабрики первичной обработки шерсти	1,25
Химические предприятия	1,3–1,5
Цехи пропитки брезентов	1,2

Нормы водоотведения хозяйственно-фекальных стоков в производственных зданиях на 1 работающего в смену и коэффициенты неравномерности регламентируются согласно Приложения А, табл. А.3, п. 19 [4] в соответствие с разделением цехов на два вида по степени тепловыделения. Данные величины представлены в табл. 2.4. настоящего пособия.

Таблица 2.4.

Производственные цехи	Норма хозяйственно-питьевого потребления воды на 1 чел. в смену, л	Коэффициент часовой неравномерности притока. K_h
Обычные	25	3,0
С тепловыделением свыше 84 кДж на 1 м ³ /ч	45	2,5

В соответствии с Приложением А, табл. А.3, п. 20 [4] расход воды на одну душевую сетку на промышленном предприятии принимается 500 л при продолжительности пользования душем 45 мин. после окончания смены (т.е. $K_h=1$). Количество душевых сеток надлежит принимать в зависимости от числа работающих, пользующихся душем в максимальную смену с учетом групп производственных процессов (табл. 2.5. настоящего пособия).

Таблица 2.5.

Группы производственных процессов	Санитарные характеристики производственных процессов	Количество человек на 1 душевую сетку
I	а) не вызывающие загрязнение одежды и рук	15
	б) вызывающие загрязнение одежды и рук	7
II	в) с применением воды	5
	г) с выделением больших количеств пыли либо особо загрязняющих веществ	3

Расчетные расходы производственных сточных вод:

1) суточный расход

$$q_d^{pr} = q_p \cdot P_d, \text{ м}^3/\text{сут.} \quad (11)$$

где:

q_p – норма водоотведения на единицу продукции, м³/т, м³/шт. и т.д.

P_d – суточная производительность предприятия, т, м³ и т.д.

2) максимальный часовой расход

$$q_{h.\max}^{pr} = \frac{P_{\max} \cdot q_p}{t} \cdot K_h, \text{ м}^3/\text{ч} \quad (12)$$

где:

P_{\max} – производительность в максимальную смену, т, шт. и т.д.

t – продолжительность максимальной смены, ч

3) максимальный секундный расход

$$q_r^{pr} = \frac{q_{h.max}^{pr}}{3,6} = \frac{P_{max} \cdot q_p}{t \cdot 3,6} \cdot K_h, \text{ л/с} \quad (13)$$

Расходы бытовых сточных вод на промышленном предприятии:

1) суточный расход

$$q_d^{\bar{o}} = \frac{q_1 \cdot N_1 + q_2 \cdot N_2}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут.} \quad (14)$$

где:

q_1 и q_2 – норма водоотведения в «холодных» и «горячих» цехах, в л на 1 работающего.

N_1 и N_2 – количество работающих в «холодных» и «горячих» цехах, чел.

2) максимальный часовой расход

$$q_{h.max}^{\bar{o}} = \frac{25 \cdot N_1' \cdot K_h^x + 45 \cdot N_2' \cdot K_h^z}{t \cdot 1000}, \text{ м}^3/\text{ч} \quad (15)$$

где:

25 и 45 – соответственно нормы хозяйственно-питьевого водопотребления на предприятиях на 1 чел. в смену в «холодных» и «горячих» цехах, л

N_1' и N_2' – соответственно количество работающих в «холодных» и «горячих» цехах в максимальную смену, чел.

K_h^x – коэффициент часовой неравномерности притока сточных вод из «холодных» цехов

K_h^z – коэффициент часовой неравномерности притока сточных вод из «горячих» цехов

3) максимальный секундный расход

$$q_r^{\bar{o}} = \frac{25 \cdot N_1' \cdot K_h^x + 45 \cdot N_2' \cdot K_h^z}{t \cdot 3600} = \frac{q_{h.max}^{\bar{o}}}{3,6}, \text{ л/с} \quad (16)$$

Душевые расходы:

1) суточный расход

$$q_d^{\bar{o}} = \frac{500 \cdot n_{sh} \cdot c}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут.} \quad (17)$$

где:

500 – расход на одну сетку, л/ч;

c – число смен.

n_{sh} – количество душевых сеток;

$$n_{sh} = \frac{N_{sh}^1}{3} + \frac{N_{sh}^2}{5} + \frac{N_{sh}^3}{7} + \frac{N_{sh}^4}{15}, \text{ шт.} \quad (18)$$

$N_{sh}^1, N_{sh}^2, N_{sh}^3, N_{sh}^4$ – количество рабочих, относящихся к различным группам производственных процессов (см. пример: п. 3.4), чел.

2) максимальный часовой расход

$$q_{h.\max}^{\partial} = \frac{500 \cdot n_{sh}}{1000}, \text{ м}^3/\text{ч} \quad (19)$$

3) максимальный секундный расход

$$q_r^{\partial} = \frac{q_{h.\max}^{\partial} \cdot 1000}{45 \cdot 60}, \text{ л/с} \quad (20)$$

Пример определения расчетных расходов от промпредприятия приведен в табл. 3.4.

2.5.3. Расходы сточных вод от коммунальных предприятий и общественных зданий

Нормы водоотведения в сутки и часы максимального расходования воды коммунальными и общественными зданиями принимаются по Приложению А, табл. А.3 [4]. В табл. 2.6 настоящего пособия приведены нормы водоотведения для некоторых коммунальных предприятий и общественных зданий.

При определении расчетных расходов на отдельных участках сети расходы сточных вод от коммунальных предприятий и общественных зданий не учитываются, то есть не суммируются с расходами бытовых и производственных стоков, так как среднесуточная норма водоотведения включает все потребности населения. Участки сети, к которым присоединяются выпуски коммунальных и общественных зданий, проверяются по наполнению на пропуск суммы расчетных расходов – бытовых, производственных и от коммунальных предприятий. Допустимым считается наполнение, превышающее нормативное на 0,1 H/D (см. п. 3.7, табл. 4 приложения 2).

Таблица 2.6.

Водопотребители	Ед. изм.	Расчетные (удельные) средние за год суточные расходы воды, л/сут., на единицу измерения ¹		Повышающий коэффициент для III и IV климатических районов	Продолжительность водоразбора, ч
		общий	в том числе горячей		
Общежития:					
с общими душевыми	1 житель	90	50	1,1	24
с душами при всех жилых комнатах	"	140	80	1,15	24
Гостиницы, пансионаты и мотели:					
с общими ваннами и душами	"	120	70	1,1	24
с душами во всех номерах	"	230	140	1,15	24
с ванными во всех номерах	"	300	180	1,15	24
Больницы:					
с общими ваннами и душевыми	"	120	75	1,1	24
с санитарными узлами, приближенными к палатам	"	200	90	1,1	24
инфекционные	"	240	110	1,1	24
Административные здания:	1 работающий	15	6	1,2	8
Дошкольные образовательные учреждения и школы-интернаты:					
с дневным пребыванием детей:					
со столовыми на полуфабрикатах	1 ребенок	40	20	1,1	10
со столовыми, работающими на сырье, и прачечными	"	80	30	1,1	10
с круглосуточным пребыванием детей:					
со столовыми на полуфабрикатах	"	60	30	1,15	24
со столовыми, работающими на сырье, и прачечными	"	120	40	1,15	24
Учебные заведения с душевыми при гимнастических залах и столовыми, работающими на полуфабрикатах	1 учащийся и 1 преподаватель	20	8	1,1	8
Кинотеатры, театры, клубы и досугово-развлекательные учреждения:					
для зрителей	1 человек	8	3	1,0	4
для артистов	"	40	25	1,0	8

¹ Нормы расхода воды в графе установлены для I и II климатических районов.

Таблица 2.6 (продолжение)

Водопотребители	Ед. изм.	Расчетные (удельные) средние за год суточные расходы воды, л/сут., на единицу измерения ¹		Повышающий коэффициент для III и IV климатических районов	Продолжительность водоразбора, ч
		общий	в том числе горячей		
Прачечные:					
немеханизированные	1 кг сухого белья	40	15	1,0	–
механизированные	"	75	25	1,0	–
Бани:					
для мытья в мыльной и ополаскиванием в душе	1 посетитель	180	120	1,0	3
то же, с приемом оздоровительных процедур	"	290	190	1,0	3
душевая кабина	"	360	240	1,0	3
ванная кабина	"	540	360	1,0	3

При проектировании водоотводящих сетей малых населенных пунктов расходы от общественных зданий и коммунальных предприятий определяются как сосредоточенные и суммируются с бытовыми и производственными расходами, так как данные объекты обслуживают население соседних поселков. В данном случае при расчете модуля стока корректируется норма водоотведения путем вычитания расходов воды от общественных зданий и коммунальных предприятий, приходящихся на одного жителя (п. 2.5.5 настоящего пособия).

Расчетные расходы от коммунальных предприятий и общественных зданий определяются путем умножения соответствующей нормы водоотведения (Приложение А, табл. А3 [4]) на их пропускную способность:

1) суточный расход

$$q_d = \frac{q_u^{tot} \cdot N}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут.} \quad (21)$$

где:

q_u^{tot} – общая норма расхода воды потребителем в сутки наибольшего водопотребления, л/сут. на 1 чел.

N – пропускная способность, чел.

2) максимальный часовой расход

$$q_{h.max} = \frac{q_d}{t} \cdot K_h, \text{ м}^3/\text{ч} \quad (22)$$

¹ Нормы расхода воды в графе установлены для I и II климатических районов.

где:

t – время работы коммунального предприятия или общественного здания, ч

3) максимальный секундный (расчетный)

$$q_r = \frac{q_{h.max.}}{3,6}, \text{ л/с} \quad (23)$$

Пример определения расчетных расходов от коммунальных предприятий и общественных зданий приведен в табл. 3.5.

2.5.4. Среднесекундные расходы с площадей стока

Среднесекундные расходы от жилых кварталов (q_{mid}) определяются на основе удельных норм водоотведения ($q_{u.m.}$) и расчетного количества жителей (N_r):

$$N_r = d \cdot F, \text{ чел.} \quad (24)$$

где:

d – плотность населения, чел./га

F – площадь стока, га

$$q_{mid} = \frac{q_{u.m.} \cdot d \cdot F}{24 \cdot 3600}, \text{ л/с} \quad (25)$$

В отдельных случаях для упрощения техники расчета среднесекундных расходов с площадей стока может использоваться модуль стока:

$$q_0 = \frac{q_{u.m.} \cdot d}{24 \cdot 3600}, \text{ л/с на 1 га} \quad (26)$$

тогда:

$$q_{mid} = q_0 \cdot F, \text{ л/с} \quad (27)$$

При наличии в населенном пункте нескольких районов с различной плотностью населения и/или с различной степенью санитарно-технического благоустройства зданий модуль стока определяется по каждому из таких районов.

Пример расчета среднесекундных расходов от жилых кварталов приведен в таблице 1 приложения 2.

2.5.5. Расчетные расходы на расчетных участках водоотводящей сети

Гидравлический расчет водоотводящей сети (см. п. 2.6) производится по суммарным максимальным секундным расходам от жилых кварталов и сосредоточенных расходов от промышленных предприятий.

Расчетным участком сети является часть водоотводящего коллектора между двумя расчетными точками. Расход на расчетном участке принимается неизменным.

Для удобства проведения расчетов принимается, что расчетный расход полностью поступает в начало участка. Расчетный расход на расчетном участке определяется:

$$q_r = (q_l + q_s + q_t) \cdot K_{gen.max} + q_c = q_r^{tot} + q_c, \text{ л/с} \quad (28)$$

где:

q_l – путевой расход (расход от квартала или его части, поступающий по пути расчетного участка)

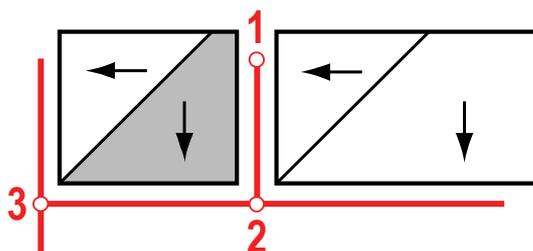


Рис. 4. Путевой расход на участке 2-3.

q_s – боковой расход (расход от присоединения бокового коллектора);

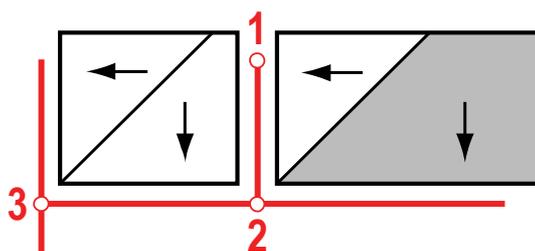


Рис. 5. Боковой расход на участке 2-3.

q_t – транзитный расход, поступающий от вышележащего участка (в примере для участка 2-3 транзитным является расход участка 1-2);

q_c – сосредоточенный расход (расход от крупных водопотребителей).

Путевой, боковой и транзитный расходы являются среднесекундными, определяемыми пропорционально площадям стока, примыкающим к соответствующим участкам.

$$q_r^{tot} = q_0 \cdot \sum F \cdot K_{gen.max} = q_{mid} \cdot K_{gen.max}, \text{ л/с} \quad (29)$$

Пример определения расчетных расходов на расчетных участках сети приведен в табл. 2 Приложения 2.

Так как при проектировании сетей водоотведения в малых населенных пунктах расходы от общественных зданий и коммунальных предприятий определяются как сосредоточенные (см. п. 2.5.3) расчетный расход на расчетном участке будет определяться по формуле:

$$q_r = q_r^{tot} + q_r^{pr} + q_r^{КОММ}, \text{ л/с} \quad (30)$$

где:

$q_r^{КОММ}$ – расход от общественных зданий или коммунальных предприятий, л/с

Для этого необходимо скорректировать норму водоотведения:

$$q_{u.m.}' = q_{u.m.} - q_{u.m.}^{КОММ}, \text{ л/сут. на 1 чел.} \quad (31)$$

где:

$q_{u.m.}^{КОММ}$ – расход от общественных зданий или коммунальных предприятий, приходящийся на одного жителя, л/с

$$q_{u.m.}^{КОММ} = \frac{\sum q_d \cdot 1000}{N_r}, \text{ л/сут. на 1 чел.} \quad (32)$$

2.6. Гидравлический расчет сети.

Гидравлический расчет самотечной водоотводящей сети заключается в подборе наименьшего диаметра труб на расчетном участке сети для данного расчетного расхода с учетом допустимых скоростей, наполнений и уклонов. Расчетный расход определяется как максимальный на расчетный период действия системы водоотведения, определяемый как промежуток времени, в течение которого система будет обеспечивать необходимую пропускную способность, отвечая своему назначению, без реконструкции и перестройки.

2.6.1. Основные расчетные формулы

Для упрощения гидравлический расчет самотечных и напорных трубопроводов водоотводящей сети ведется по формулам соответствующим равномерному (установившемуся) турбулентному движению во вполне шероховатой, гладкой и переходной зонах. Поэтому при расчете принимается:

- расход (q_r) и площадь живого сечения (w) по длине расчетного участка являются постоянными;
- гидравлический уклон при самотечном равномерном движении на расчетном участке не меняется и равен уклону трубы ($I = i = \text{const}$);
- шероховатость по длине трубы и в поперечном сечении принимается однотипной;
- местные сопротивления отсутствуют.

Гидравлический расчет самотечных трубопроводов, лотков и каналов производится по следующим формулам:

1. Формула неразрывности потока (или постоянства расхода)

$$q = w \cdot v, \quad \text{м}^3/\text{с} \quad (33)$$

где: w – площадь живого сечения потока, м^2

v – средняя скорость движения потока (по живому сечению), $\text{м}/\text{с}$

2. Формула Шези для определения скорости при равномерном турбулентном движении

$$v = C \times \sqrt{R \times I}, \quad \text{м}/\text{с} \quad (34)$$

где: C – коэффициент сопротивления трению по длине (коэффициент Шези), $\text{м}^{0,5} \cdot \text{с}^{-1}$

R – гидравлический радиус, м

$$R = \frac{w}{\chi} \quad (35)$$

χ – смоченный периметр, м

I – гидравлический уклон потока

Т.к. при равномерном движении воды $I = i$, то

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot i}, \quad \text{м}/\text{с} \quad (36)$$

3. Формула Н.Н. Павловского для определения коэффициента Шези:

$$C = \frac{R^y}{n} \quad (37)$$

где: n – коэффициент шероховатости, в зависимости от материала труб принимается $0,012 \div 0,015$;

y – показатель степени

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1) \quad (38)$$

Формула Н.Н. Павловского используется для условий турбулентного равномерного движения во вполне шероховатой зоне при $v > 1,5$ $\text{м}/\text{с}$, когда исключается зависимость от числа Рейнольдса (Re).

4. Формула Дарси для определения гидравлического уклона ($I=i$) самоотечных трубопроводов, лотков и каналов:

$$i = \frac{\lambda}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (39)$$

где: λ – безразмерный коэффициент сопротивления трению по длине (коэффициент Дарси);

g – ускорение свободного падения, $\text{м}/\text{с}^2$

5. Формула Н.Ф. Федорова для определения коэффициента Дарси с учетом различной степени турбулентности потока:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{\Delta}{13,68R} + \frac{a_2}{\text{Re}} \right) \quad (40)$$

где: Δ – коэффициент эквивалентной абсолютной шероховатости, см;
 a_2 – безразмерный коэффициент, учитывающий характер шероховатости материала труб;
 Re – число Рейнольдса;

$$\text{Re} = \frac{4R \cdot v}{\nu} \quad (41)$$

ν – кинематический коэффициент вязкости.

Между коэффициентами сопротивления трению C и λ существует зависимость:

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \quad \text{или} \quad \lambda = \frac{8g}{C^2} \quad (42)$$

На основе формулы (37) составлены таблицы для гидравлического расчета водоотводящих сетей А.А. Лукиных и Н.А. Лукиных [6], на основании формулы (40) – таблицы Н.Ф. Федорова [7].

При выполнении гидравлического расчета коллекторов из керамических асбестоцементных, бетонных и железобетонных труб можно использовать обе таблицы, так как расчеты дают практически одинаковые результаты.

Гидравлический расчет трубопроводов из полимерных материалов выполняется в соответствии с требованиями [1, 8]¹.

Уклон самотечного трубопровода следует определять по формуле:

$$i_s = \frac{\lambda_s \cdot v^{b_s}}{2g \cdot 4R_s} \quad (43)$$

где: λ_s – коэффициент гидравлического сопротивления трубопровода;
 v – средняя скорость течения жидкости, м/с;
 R_s – гидравлический радиус потока, м;
 b_s – безразмерный показатель степени, характеризующий режим турбулентного течения жидкости - переходный ($b_s < 2$) или квадратичный ($b_s = 2$).

При $b_s > 2$ следует принимать $b_s = 2$.

$$\lambda_s = 0,2 \left(\frac{K_s}{4R_s} \right)^a \quad (44)$$

где: a – эмпирический показатель степени, зависящий от K_s ;

¹ Приводимые далее в разделе обозначения соответствуют [8].

$$a = 0,3124 \cdot K_9^{0,0516} \quad (45)$$

K_9 – коэффициент эквивалентной шероховатости, м.

$$b_s = 3 - \frac{\lg \text{Re}_{кв}}{\lg \text{Re}_\phi} \quad (46)$$

где: $\text{Re}_{кв}$ – число Рейнольдса, соответствующее началу квадратичной области гидравлических сопротивлений при турбулентном движении воды, определяемое по формуле:

$$\text{Re}_{кв} = \frac{500 \cdot 4R_s}{K_9} \quad (47)$$

Re_ϕ – фактическое число Рейнольдса, определяемое по формуле:

$$\text{Re}_\phi = \frac{v \cdot 4R_s}{\nu} \quad (48)$$

ν – кинематический коэффициент вязкости, принимаемый для бытовых стоков $\nu = 1,49 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$.

Средняя скорость течения жидкости v_n при неполном наполнении трубопровода:

$$v_n = v_n \left(\frac{R_{SH}}{R_{SN}} \right)^{\frac{1+a}{b_s}}, \quad \text{м/с} \quad (49)$$

где: v_n – средняя скорость течения жидкости при полном наполнении трубопровода, м/с;

R_{SH} и R_{SN} – соответственно гидравлические радиусы при неполном и полном наполнении трубопровода, м (принимаются по табл. 2 [8] или по табл. 2.7 настоящего пособия).

Расход жидкости, пропускаемый при неполном наполнении трубы:

$$q_s = v_n w, \quad \text{м}^3/\text{с} \quad (50)$$

где: w – живое сечение потока жидкости при данном наполнении трубопровода, м^2

$$w = k_w d^2, \quad \text{м}^2 \quad (51)$$

d – внутренний диаметр трубопровода, м;

k_w – коэффициент, определяемый по табл. 2 [8] или по табл. 2.7 настоящего пособия.

Таблица 2.7

Наполнение трубопровода h_s/d	Значение гидравлического радиуса R_s	Отношение гидравлических радиусов R_{sh}/R_{sn}	k_w
0,1	0,0635	0,2540	0,0409
0,2	0,1206	0,4824	0,1118
0,3	0,1709	0,6836	0,1982
0,4	0,2142	0,8568	0,2934
0,5	0,2500	1,0000	0,3927
0,6	0,2776	1,1104	0,4920
0,7	0,2962	1,1848	0,5872
0,8	0,3042	1,2168	0,6736
0,9	0,2980	1,1920	0,7445
1,0	0,2500	1,0000	0,7854

Расчет водоотводящих сетей из полимерных материалов рекомендуется выполнять с использованием таблиц гидравлического расчета [9], а также специализированных расчетных таблиц производителей полимерных труб, которые основаны на методике [8], например [10, 11].

2.6.2. Наименьшие диаметры труб и уклоны, расчетные наполнения труб и скорости движения сточных вод в трубах и каналах

Согласно п. 5.3.1 [1] наименьшие диаметры труб самотечных водоотводящих коллекторов следует принимать: для уличной сети – 200 мм¹, для внутриквартальной сети бытовой и производственной канализации² – 150 мм.

Наименьшие уклоны трубопроводов следует принимать в зависимости от допустимых минимальных скоростей движения сточных вод, п. 5.5.1 [1]. Наименьшие уклоны трубопроводов для всех систем канализации следует принимать для труб диаметрами: 150 мм – 0,008, 200 мм – 0,007. В зависимости от местных условий при соответствующем обосновании для отдельных участков сети допускается принимать уклоны для труб диаметрами: 200 мм – 0,005, 150 мм – 0,007.

При проектировании водоотводящих сетей необходимо учитывать наименьшую и наибольшую допустимые скорости протекания сточных вод в трубопроводах [1]. Наименьшая или самоочищающая скорость, обеспечивает при пропуске расчетного расхода (q_r , л/с) смыв осадка выпавшего в трубопроводах в часы минимального притока сточных вод. При наибольшем рас-

¹ В населенных пунктах с расходом сточных вод до 300 м³/сут для уличной сети допускается применение труб диаметром 150 мм [1].

² При соответствующем обосновании для производственной водоотводящей сети допускается применение труб диаметром менее 150 мм [1].

четном наполнении коллекторов бытовой и дождевой канализации наименьшие скорости следует принимать по табл. 2 [1] или табл. 2.8 настоящего пособия.

Таблица 2.8

Диаметр, мм	Скорость V_{min} , м/с, при наполнении H/D			
	0,6	0,7	0,75	0,8
150-250	0,7			
300-400		0,8		
450-500			0,9	
600-800			1,0	
900			1,10	
1000-1200				1,20
1500				1,3
свыше 1500				1,5

Наибольшая расчетная скорость движения сточных вод принимается согласно п. 5.4.2 [1], м/с: для металлических и пластиковых труб – 8, для неметаллических (бетонных, железобетонных и хризотилцементных) – 4, для дождевой канализации – соответственно 10 и 7.

В соответствии с п. 5.4.3 [1] скорость движения неосветленных сточных вод в дюкерах следует принимать не менее 1 м/с, при этом на участке, подводящем сточные воды к дюкеру скорости должны быть не более скоростей в дюкере.

Наибольшие скорости движения дождевых и допускаемых к выпуску в водоемы производственных сточных вод в каналах следует принимать по табл. 4 [1] или табл. 2.9 настоящего пособия.

Таблица 2.9

Грунт или тип крепления	Наибольшая скорость движения в каналах, м/с, при глубине потока от 0,4 до 1 м
Крепление бетонными плитами	4
Известняки, песчаники средние	4
Одерновка:	
плашмя	1
в стенку	1,6
Мощение:	
одинарное	2
двойное	3-3,5

Примечание. При глубине потока менее 0,4 м значения скоростей движения сточных вод следует принимать с коэффициентом 0,85, при глубине свыше 1 м – с коэффициентом 1,24.

Расчетное наполнение трубопроводов и каналов с поперечным сечением любой формы (кроме прямоугольного) следует принимать $H/D \leq 0,7$. Для каналов прямоугольного поперечного сечения расчетное наполнение допускается принимать не более 0,75 высоты. Для трубопроводов дождевой канализации допускается принимать полное наполнение ($H/D = 1$) (п. 5.4.6 [1]).

При выполнении гидравлического расчета трубопроводов из полимерных материалов минимальные скорости движения сточных вод и наибольшие расчетные наполнения должны также приниматься с учетом требований табл. 2 [1]. Минимальные диаметры и уклоны труб из полимерных материалов принимаются в соответствии с п. 5.5.1 [1]. Для трубопроводов $d > 200$ мм наименьший уклон может быть ориентировочно определен [12]:

$$i_{min} = \frac{a_i}{d} \quad (52)$$

где:

a_i – коэффициент, принимаемый по табл. 2.10.

d – диаметр трубопровода, мм

Таблица 2.10

Рекомендуемые значения коэффициента a_i для определения минимального уклона по формуле (52)

d , мм	250-500	600-800	1000-1200	1400	1600	2000
a_i	1	1,1	1,3	1,5	1,7	2,0

2.6.3. Соединение труб разных диаметров

Согласно п. 6.2.3 [1] соединение труб различных диаметров следует предусматривать в колодцах по шельгам, т.е. совмещением верхних сводов труб (рис. 6а). При обосновании допускается соединение труб по расчетным уровням воды (рис. 6б).

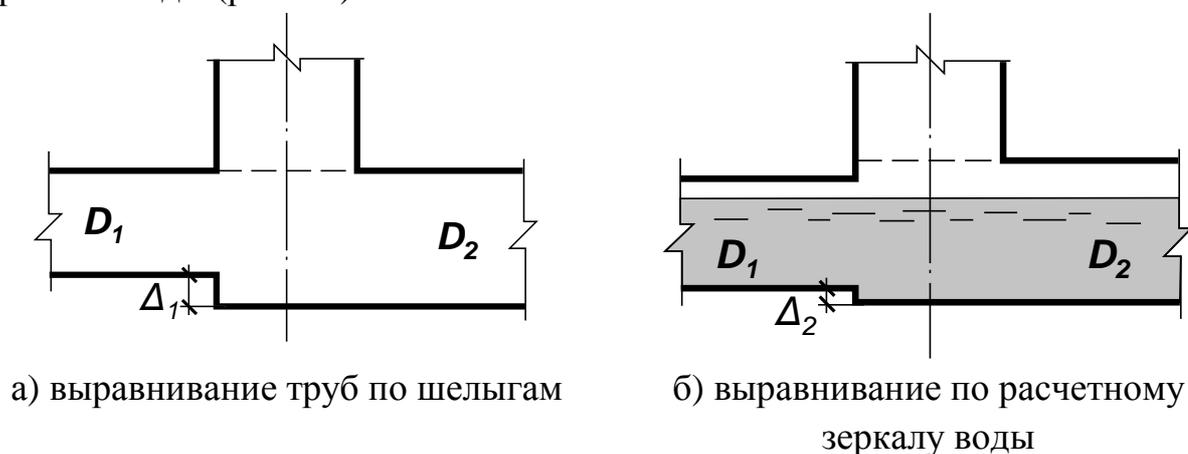


Рис. 6. Методы соединения труб разных диаметров.

При выполнении гидравлического расчета следует учитывать, что трубы из полимерных материалов для безнапорной канализации унифицированы по наружному диаметру (п. 6.2.1 [8]). Поэтому при выравнивании труб по шельгам следует использовать значение внутреннего диаметра согласно сортамента выпускаемых труб.

2.6.4. Определение начальной глубины заложения сети

Начальная глубина заложения сети определяется как минимальная возможная, учитывая следующие условия:

- 1) предохранение труб от промерзания;

Начальные участки дворовой сети можно располагать выше глубины промерзания грунта, так как на выводах из зданий температура сточных вод зимой не снижается ниже $+7\div 12^{\circ}\text{C}$.

Согласно п. 6.2.4 [1] минимальная глубина заложения лотка трубопровода определяется:

$$H_r = H_{np} - a, \quad \text{м} \quad (53)$$

где:

H_{np} – глубина промерзания грунта
(см. рис. 7, 8);

$a=0,3$ м – для $d < 500$ мм;

$a=0,5$ м – для $d \geq 500$ мм

- 2) исключение разрушения труб под воздействием статических и динамических внешних нагрузок;

Для предотвращения разрушения трубопроводов от внешних нагрузок глубина их заложения должна быть не менее 0,7 м до верха трубы:

$$H_r^{\min} = 0,7 + d \quad (54)$$

Таким образом, с учетом необходимости обеспечения присоединения к уличным коллекторам внутриквартальных (дворовых) сетей и боковых веток минимальная начальная глубина заложения лотка уличного коллектора определяется (см. рис. 9):

$$H_f = H_r + i \cdot l + (z_f - z_r) + \Delta D, \quad \text{м} \quad (55)$$

где:

H_r – наименьшая глубина заложения наиболее удаленного колодца внутриквартальной (дворовой) сети, м;

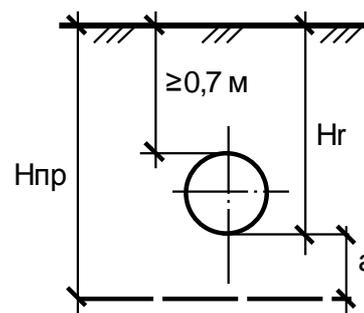


Рис. 7. Наименьшая глубина заложения трубопроводов.

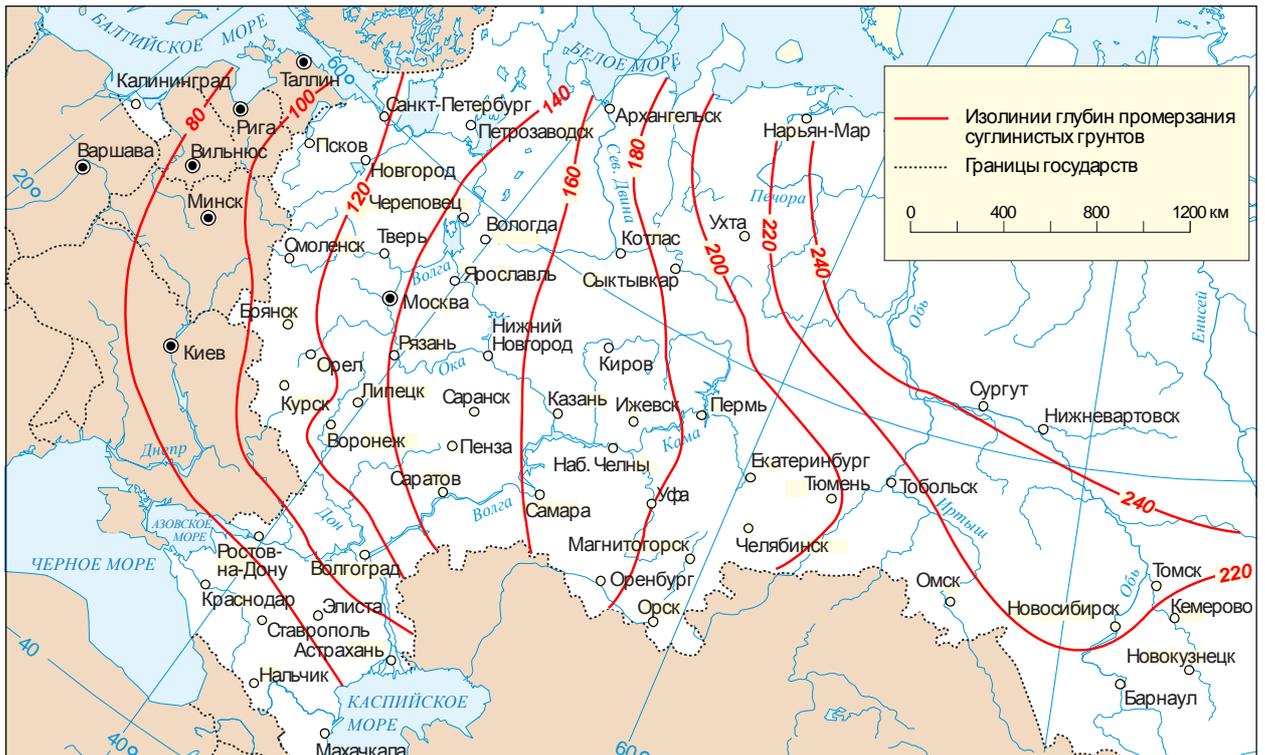


Рис. 8. Схематическая карта глубин промерзания грунта [12].

При сравнении глубин удовлетворяющих двум вышеприведенным условиям выбирается большая из них.

i – уклон трубопровода внутриквартальной сети;

l – длина трубопровода внутриквартальной сети, м;

Назначается по проекту внутриквартальной сети. В случае его отсутствия (в том числе в курсовом проектировании) длина внутриквартальной сети может быть определена перпендикуляром, восстановленным из начальной точки уличного коллектора до пересечения с границей площади стока.

При пересечении перпендикуляром границы квартала начальная точка внутриквартальной сети принимается на расстоянии 30-50 м от нее (см. рис. 10) для обеспечения возможности присоединения дворовой сети углового здания.

z_r, z_f – отметки земли в начале и в конце внутриквартальной сети (у первого колодца дворовой и у первого колодца уличной сети), м. абс.;

ΔD – разница внутренних диаметров труб уличной и внутриквартальной сети, м.

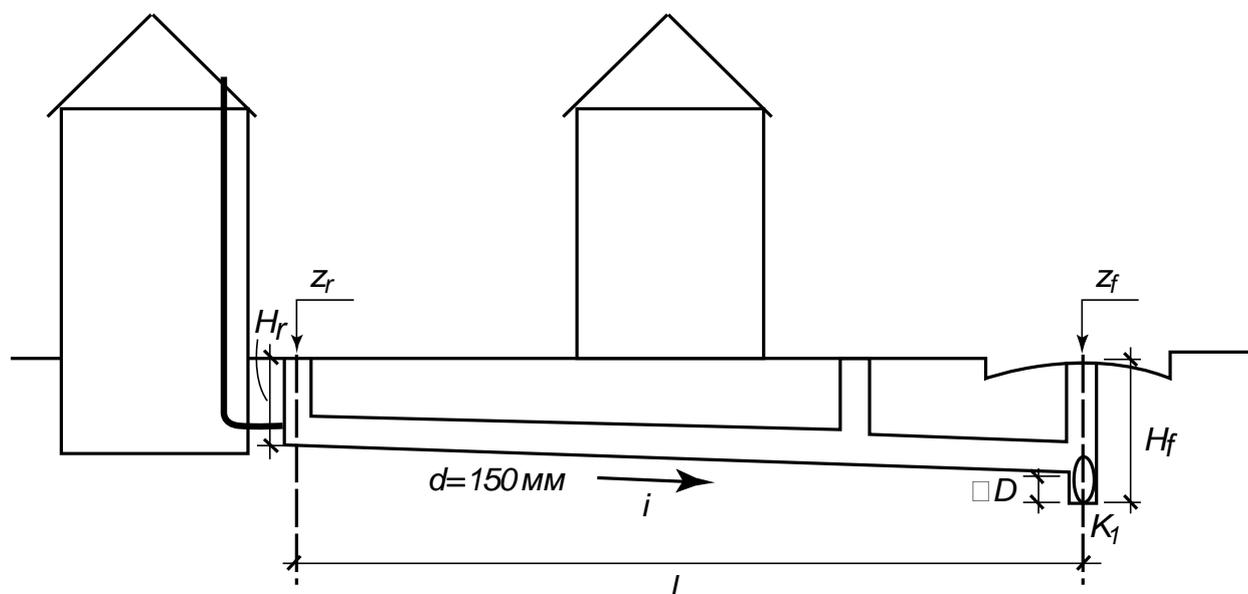


Рис. 9. Определение начальной глубины заложения сети.

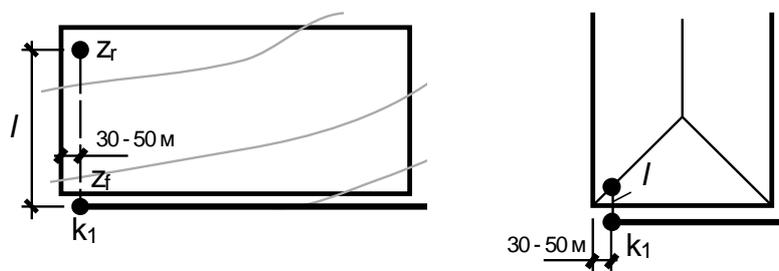


Рис. 10. Определение местоположения начальной точки сети на плане.

2.6.5. Рекомендации по выполнению гидравлического расчета водоотводящих коллекторов

Гидравлический расчет водоотводящих коллекторов выполняется в форме таблицы, пример которой представлен в табл. 3 Приложения 2 к настоящему пособию. Расчет удобно производить с использованием программы Microsoft Excel.

Перед началом гидравлического расчета необходимо иметь сортаменты труб для проектирования безнапорных и напорных коллекторов, а также соответствующие таблицы гидравлического расчета.

Таблицы для гидравлического расчета [6, 7] используются в расчете трубопроводов из керамических, асбестоцементных, бетонных и железобетонных труб. При использовании данных таблиц необходимо учитывать сортаменты труб, выпускаемых промышленностью.

При выборе труб из полимерных материалов в расчете следует использовать таблицы для гидравлического расчета предоставляемые производителем данного вида труб. Для участков из полимерных материалов в таблице

гидравлического расчета удобно указывать два диаметра труб – номинальный наружный (графа 4) и внутренний (графа 5). Для трубопроводов из других материалов, унифицированных по внутреннему диаметру, заполняется только графа 5.

Рационально начинать гидравлический расчет главного коллектора после расчета остальных коллекторов. Это позволяет учесть глубину заложения коллекторов присоединяемых к главному и правильно выполнить выравнивание труб.

Заполнение таблицы гидравлического расчета удобно выполнять в следующем порядке:

- занесение в графу 1 номеров расчетных участков, расчетных расходов (графа 2) и длин участков (графа 3);
- внесение в графы 10 и 11 отметок поверхности земли;
- вычисление уклонов поверхности земли (графа 16);
- заполнение остальных граф после подбора труб обеспечивающих пропуск расчетных расход.

Диаметр трубопровода в направлении движения воды может быть увеличен без ограничения в соответствии с расчетом.

В случаях, когда по расчету необходимо уменьшение диаметра в направлении движения воды (резкое увеличение уклона трубы), допускается уменьшение диаметра:

- на один типоразмер при $D \leq 300$ мм
- не более чем на 2 типоразмера при $D > 300$ мм.

Соединение труб в данном случае выполняется по лоткам.

При увеличении расхода скорости движения жидкости должны возрастать. Если на нижележащем участке скорость уменьшилась и стала меньше 1,2–1,5 м/с, то в этом месте устанавливают колодцы-гасители скорости (рис. 11), исключая образования подпора в коллекторе с меньшим уклоном, приводящим к нарушению вентиляции сети и ухудшению гидравлических условий протекания сточных вод.

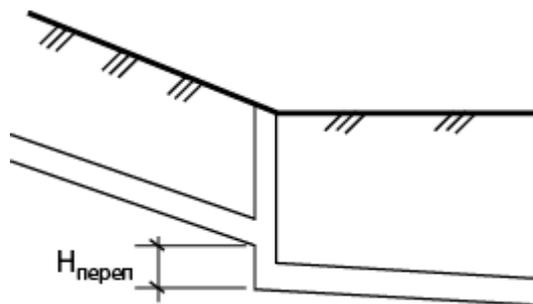


Рис. 11. Схема колодца-гасителя скорости

Скорости в боковых присоединениях должны быть меньше скоростей в главном коллекторе, чтобы не возникал подпор жидкости и выпадение осадка.

2.7. Расчет насосной станции

Насосные станции в системах водоотведения используются для подачи сточных вод на очистные сооружения (главные насосные станции), подачи стоков, собираемых на пониженных территориях населенного пункта, в ближайший вышерасположенный самотечный коллектор (районные станции), для подъема сточных вод в случаях, когда заглубление коллектора достигает максимального (подкачивающие или транзитные насосные станции).

В рамках учебного проектирования (если это определено заданием) расчет насосной станции выполняется в соответствии с требованиями п.п. 8.2.1 – 8.2.24 [1]. Ниже приводятся рекомендации по основным стадиям проектирования канализационных насосных станций. Более детально аспекты проектирования насосных станций рассматриваются в специальных методических указаниях [13].

2.7.1. Определение расчетной часовой подачи насосной станции

Режим работы канализационных насосных станций является неравномерным и зависит от режимов поступления различных видов сточных вод в водоотводящую сеть. Поэтому расчет насосной станции производится по максимальному часовому расходу сточных вод, поступающему в приемный резервуар, который определяется в следующей последовательности:

- 1) определяются среднесуточный (q_d), среднесекундный (q_{mid}) расходы и коэффициент общей неравномерности притока бытовых сточных вод ($K_{gen.max}$) (см. п. 2.5);
- 2) по табл. 2.11 на основании величины $K_{gen.max}$ принимается распределение притока бытовых сточных вод по часам суток в %;
- 3) выполняется распределение притока промышленных сточных вод в зависимости от K_h , бытовых и душевых стоков (см. табл. 2.12 и п. 2.5.2) по часам смены в %;
- 4) составляется таблица притока сточных вод в приемный резервуар насосной станции (см. табл. 3.7), максимальная часовая производительность принимается за расчетную часовую подачу ($q_{h.max}$).

Таблица 2.11

Распределение притока хозяйственно-бытовых сточных вод по часам суток

Часы суток	Расход бытовых сточных вод от населения в % от суточного при величине $K_{gen. max}$										
	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25	1,2	1,15
0-1	1,2	1,25	1,25	1,55	1,6	1,65	1,85	1,9	2,0	2,25	2,6
1-2	1,2	1,25	1,25	1,55	1,6	1,65	1,85	1,9	2,0	2,25	2,6
2-3	1,2	1,25	1,25	1,55	1,6	1,65	1,85	1,9	2,0	2,25	2,6
3-4	1,2	1,25	1,25	1,55	1,6	1,65	1,85	1,9	2,0	2,25	2,6
4-5	1,2	1,25	1,25	1,55	1,6	1,65	1,85	1,9	2,0	2,25	2,6
5-6	3,1	3,3	3,5	4,35	4,15	4,2	4,8	4,9	5,05	4,9	4,8
6-7	4,8	5,0	5,2	5,6	5,75	5,8	5,0	5,1	5,15	4,9	4,8
7-8	7,4	7,2	7,0	6,0	6,0	5,8	5,0	5,1	5,15	5,0	4,8
8-9	7,95	7,5	7,1	6,7	6,25	5,85	5,65	5,45	5,2	5,0	4,8
9-10	7,95	7,5	7,1	6,7	6,25	5,85	5,65	5,45	5,2	5,0	4,8
10-11	7,95	7,5	7,1	6,7	6,25	5,85	5,65	5,45	5,2	5,0	4,8
11-12	6,3	6,4	6,5	4,8	5,0	5,05	5,25	5,2	5,1	4,9	4,8
12-13	3,6	3,7	3,8	3,95	4,15	4,2	5,0	4,85	5,0	4,7	4,7
13-14	3,6	3,7	3,8	5,55	5,75	5,8	5,25	5,2	5,1	5,0	4,8
14-15	3,8	4	4,2	6,05	6,25	5,8	5,65	5,45	5,2	5,0	4,8
15-16	5,6	5,7	5,8	6,05	6,25	5,8	5,65	5,45	5,2	5,0	4,8
16-17	6,2	6,3	6,4	5,6	5,8	5,8	5,65	5,45	5,2	5,0	4,8
17-18	6,2	6,3	6,4	5,6	5,8	5,75	4,85	5,15	5,15	5,0	4,7
18-19	6,2	6,3	6,4	4,45	4,4	5,2	4,85	5,0	5,1	5,0	4,8
19-20	5,25	5,25	5,3	4,35	4,15	4,75	4,85	5,0	5,1	5,0	4,8
20-21	3,4	3,4	3,4	4,35	4,15	4,1	4,85	5,0	5,1	5,0	4,8
21-22	2,2	2,2	2,25	2,35	2,45	2,85	3,45	3,5	3,8	4,85	4,8
22-23	1,25	1,25	1,25	1,55	1,6	1,65	1,85	1,9	2,0	2,25	3,0
23-24	1,25	1,25	1,25	1,55	1,6	1,65	1,85	1,9	2,0	2,25	2,6
Итого	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Таблица 2.12

Распределение притока бытовых сточных вод промышленного предприятия [12] в % от расхода за смену

Часы смены	Холодный цех ($K_h^x=3,0$)	Горячий цех ($K_h^c=2,5$)
0-1	12,5	12,5
1-2	6,2	7,5
2-3	6,2	7,5
3-4	6,2	7,5
4-5	18,75	18,75
5-6	6,2	7,5
6-7	6,2	7,5
7-8	37,5	31,25
Всего за смену	100	100

2.7.2. Определение требуемого напора насосов

Напор насосов канализационной насосной станции должен быть достаточным, чтобы обеспечить с учетом суммарных потерь напора (Σh , м) подъем сточные воды до расчетного уровня:

- отметки верха напорного трубопровода при его присоединении к приемному колодцу или подающему стоки в вышерасположенный самотечный коллектор;
- отметки максимального уровня воды в резервуаре, если напорный трубопровод подводится ниже этого уровня.

Таким образом, после определения отметок уровней откачки и подачи сточных вод расчет требуемого напора насосов производят в следующем порядке:

- 1) определяется максимальный секундный расход, подаваемый насосной станцией:

$$q_r = \frac{q_{h.max.}}{3,6}, \text{ л/с} \quad (56)$$

где:

$q_{h.max}$ – максимальный часовой расход по таблице притока, м³/ч

- 2) определяются расчетные расходы по одному всасывающему и одному напорному водоводам (см. п. 8.2.6 [1]):

$$q_r^1 = \frac{q_r}{m}, \text{ л/с} \text{ или } q_r^1 = \frac{q_r}{n} \quad (57)$$

где:

m – количество всасывающих или напорных водоводов;

n – количество одинаковых параллельно работающих насосов.

- 3) выполняется гидравлический расчет напорных трубопроводов;

Для выбранного материала труб по таблицам [7] или номограммам [8] для гидравлического расчета напорных водоводов определяются диаметр труб, удельные потери напора на единицу длины трубопровода (i) и скорость движения жидкости (v , м/с).

Для нормального режима работы насосной станции (при q_r^1) расчет производится с учетом экономических скоростей, составляющих:

0,7-0,9 м/с для труб диаметром до 400 мм;

0,9-1,4 м/с для труб диаметром более 400 мм.

Для насосных станций I категории (п. 8.2.6 [1]) определяются удельные потери напора на единицу длины трубопровода ($i_{ав}$) и скорость движения жидкости ($v_{ав}$), исходя из условия необходимости пропуска

100 %-го расхода сточных вод при аварии на одном из напорных водоводов.

4) определяется напор насосов:

$$H_{mp} = H_z + \sum h, \quad \text{м} \quad (58)$$

где:

H_z – геометрическая высота подъема сточных вод, м

$$H_z = z_n - z_p, \quad \text{м} \quad (59)$$

z_n – отметка расчетного уровня подъема сточной жидкости, м. абс.

z_p – отметка расчетного уровня сточной жидкости в приемном резервуаре насосной станции, м. абс.

$$z_p = \frac{z_{дн} + z_k}{2}, \quad \text{м. абс.} \quad (60)$$

$z_{дн}$ – отметка дна приемного резервуара насосной станции, м. абс.

z_k – отметка лотка подводящего коллектора, м. абс.

$\sum h$ – суммарные гидравлические потери напора, м

$$\sum h = h_l + h_m + h_{н.с.} + h_p, \quad \text{м} \quad (61)$$

h_l – линейные потери напора на трение, м

$$h_l = i \cdot l, \quad \text{м} \quad (62)$$

l – длина напорных¹ водоводов, м

h_m – потери на местные сопротивления, принимаемые в размере 15% от линейных потерь, м

$h_{н.с.}$ – потери в напорных трубопроводах внутри насосной станции, принимаемые равными 2÷2,5 м

h_p – потери в расходомере, принимаемые равными 0,5 м для трубы Вентури и 3,0 м для вставки Вентури

2.7.3. Выбор марки и количества насосов

Выбор марки насоса производится на основе требуемой подачи ($q_{h. max}$, см. п. 2.7.1) и напора (H_{mp} , см. п. 2.7.2) по каталогам-справочникам производителей насосного оборудования. Технические характеристики насосов приводятся в виде графических зависимостей. Характеристики $Q-H$ могут приводятся для двух или трех диаметров рабочего колеса при постоянной частоте

¹ В предварительных расчетах для насосной станции совмещенного типа можно пренебречь потерями напора во всасывающих трубопроводах.

те вращения (n). Данные характеристики и рекомендуемые пределы КПД насоса (η) определяют наиболее экономичные режимы работы насоса.

Количество резервных насосов следует определять по табл. 18 [1] или табл. 2.13 настоящего пособия.

Таблица 2.13

Требования к числу резервных насосных агрегатов на насосных станциях различной категории и типа перекачиваемой жидкости

Бытовые и близкие к ним по составу производственные сточные воды				Агрессивные сточные воды	
Число насосов					
рабочих	резервных при категории надежности действия			рабочих	резервных при любой категории надежности действия
	первой	второй	третьей		
1	1 и 1 на складе	1	1	1	1 и 1 на складе
2	1 и 1 на складе	1	1	2 - 3	2
3 и более	2	2	1 и 1 на складе	4	3
-	-	-	-	5 и более	Не менее 50 %

Примечания:

1. При реконструкции, связанной с увеличением производительности насосных станций перекачки бытовых сточных вод третьей категории надежности действия, допускается не устанавливать резервные агрегаты с хранением их на складе.
2. В насосных станциях бытовых и близких к ним по составу производственных сточных вод, оборудованных погружными насосами погружной и (или) сухой установки числом 3 и более, допускается хранить второй резервный насос на складе.

Графические характеристики выбранного насоса используются для построения графика совместной работы насосов в систему водоводов. Пример выбора насоса представлен в п. 3.8.3 настоящего пособия.

2.7.4. Графический анализ совместной работы насосов в систему водоводов

В канализационных насосных станциях чаще всего используется параллельная работа насосов. Построение суммарной характеристики одинаковых насосов при параллельной работе осуществляется по графической характеристике насоса из каталога сложением абсцисс при одинаковых ординатах по количеству работающих насосов (см. рис. 12). Для построения характеристик последовательно работающих насосов необходимо 6-10 точек.

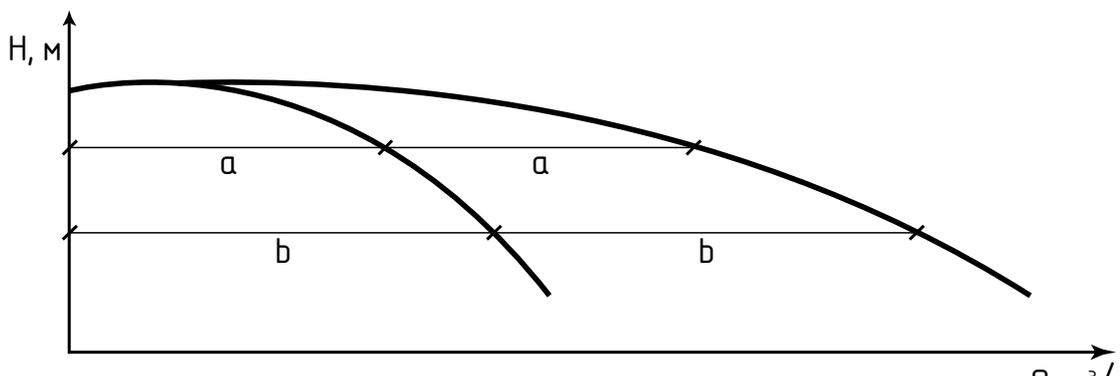


Рис. 12. Построение суммарных характеристик двух насосов, работающих параллельно.

Построение графических характеристик системы водоводов производится в следующем порядке:

- 1) определяется приведенное сопротивление одного водовода

$$S_1 = \frac{\sum h}{q_1^2}, \text{ с}^2/\text{м}^5 \quad (63)$$

где:

q_1 – расход сточной воды по одному водоводу, $\text{м}^3/\text{с}$

- 2) определяется приведенное сопротивление системы водоводов

$$S = \frac{\sum h}{q^2}, \text{ с}^2/\text{м}^5 \quad (64)$$

где:

q – общий расход сточных воды системе водоводов, $\text{м}^3/\text{с}$

- 3) определяются потери напора в системе водоводов при произвольно выбранных расходах ($\text{м}^3/\text{с}$) в пределах шкалы $Q-H$

Для построения графических характеристик водоводов необходимо 8-10 точек, которые определяются по расходам, произвольно задаваемым через равные интервалы. Вычисляемые для заданных расходов потери напора откладываются от геометрической высоты подъема (H_2).

$$\sum h = S \cdot q^2, \quad (65)$$

Расчеты выполняются в табличной форме, пример приведен в табл. 3.9 настоящего пособия.

- 4) анализ режимов работы насосов

Пересечения графических характеристик насосов и водоводов являются режимными точками, по которым производится анализ работы станции. Данные анализа режимных точек сводятся в таблицу, пример которой приведен в табл. 4.9 настоящего пособия.

2.7.5. Определение необходимого количества камер переключений на напорных водоводах

Для насосных станций I категории необходимость установки камер переключений между напорными водоводами определяется в ходе анализа режимов работы насосной станции при аварии на одном из водоводов (п. 8.2.6 [1]). Если при включении резервных насосов пропуск расчетного расхода через один напорный водовод не обеспечивается в проекте необходимо предусмотреть установку камер переключений (см. пример п. 3.8.5).

Первоначально назначается одна камера переключений. При одном переключении на половине длины напорных водоводов приведенное сопротивление системы определяется:

$$S_{ав} = \frac{\sum h_{ав}}{q^2}, \text{ с}^2/\text{м}^5 \quad (66)$$

где:

$\sum h_{ав}$ – суммарные гидравлические потери напора при аварии на одном из напорных водоводов, м

По определенному приведенному сопротивлению системы водоводов при аварии $S_{ав}$ строится графическая характеристика (см. п. 3.8.5) и определяются обеспечиваемая производительность и напор. Если значения не отвечают требованию пропуска 100% расхода число перемычек увеличивается и расчеты повторяются.

2.7.6. Определение объема приемного резервуара насосной станции

Согласно п. 8.2.15 [1] емкость приемного резервуара насосной станции (V_{mp}) определяется в зависимости от притока сточных вод, производительности насосов и допустимой частоты включения насосов и условий охлаждения насосного оборудования.

В зависимости от часового притока сточных вод режим работы насосов устанавливается таким образом, чтобы регулирующий (активный) объем приемного резервуара (V_p) был меньше требуемого при допустимом количестве включений насосов (z).

Требуемый объем приемного резервуара складывается из суммы регулирующих (активных) объемов для каждого из рабочих насосов (V_p) и объема воды, соответствующего уровню отключения насосов (V_o), который необходим для предотвращения попадания воздуха в корпус насосов (см. рис. 13):

$$V_{mp} = \sum_1^n V_p + V_o, \text{ м}^3, \text{ л} \quad (67)$$

где:

n – количество рабочих насосов.

Целесообразно проектирование резервуаров наименьшего объема, обеспечивающего минимальное время нахождения в нем сточной жидкости и снижение затрат на строительство.

Современные насосные станции оборудуются системами автоматизированного управления режимами работы насосов. Пуск и отключение насосов производится по датчикам уровней воды в приемном резервуаре, соответствующих граничным уровням регулирующих объемов, определенных для устанавливаемых насосов (см. рис. 13).

Величина регулирующего объема зависит от допустимого числа пусков насоса в час [14]:

$$V_p = \frac{T_{min} \cdot q_n}{4}, \text{ л, м}^3 \quad (68)$$

где:

T_{min} – время между пусками насоса, с;

$$T_{min} = \frac{3600}{z}, \text{ с} \quad (69)$$

q_n – производительность насоса, л/с, м³/с

При проектировании насосных станций с погружными насосами необходимо учитывать ряд факторов:

- объем приемного резервуара должен быть минимального объема, обеспечивающего нормальные гидравлические условия работы насосов и минимальное накопление засорений;
- в отличие от традиционных погружные насосы допускают большее количество включений (10-15 раз) в час;
- простота и оперативность монтажа и демонтажа насосов позволяют не устанавливать на станции резервные насосы.

Для перекачки сточных вод используются две схемы работы насосов [14]:

1. Последовательный пуск насосов по наполнении регулирующих емкостей и остановка насосов в обратном порядке (рис. 14, схема №1).
2. Последовательный пуск насосов по наполнении регулирующих емкостей и продолжение работы всех насосов до достижения минимального уровня воды в резервуаре (рис. 14, схема №2).

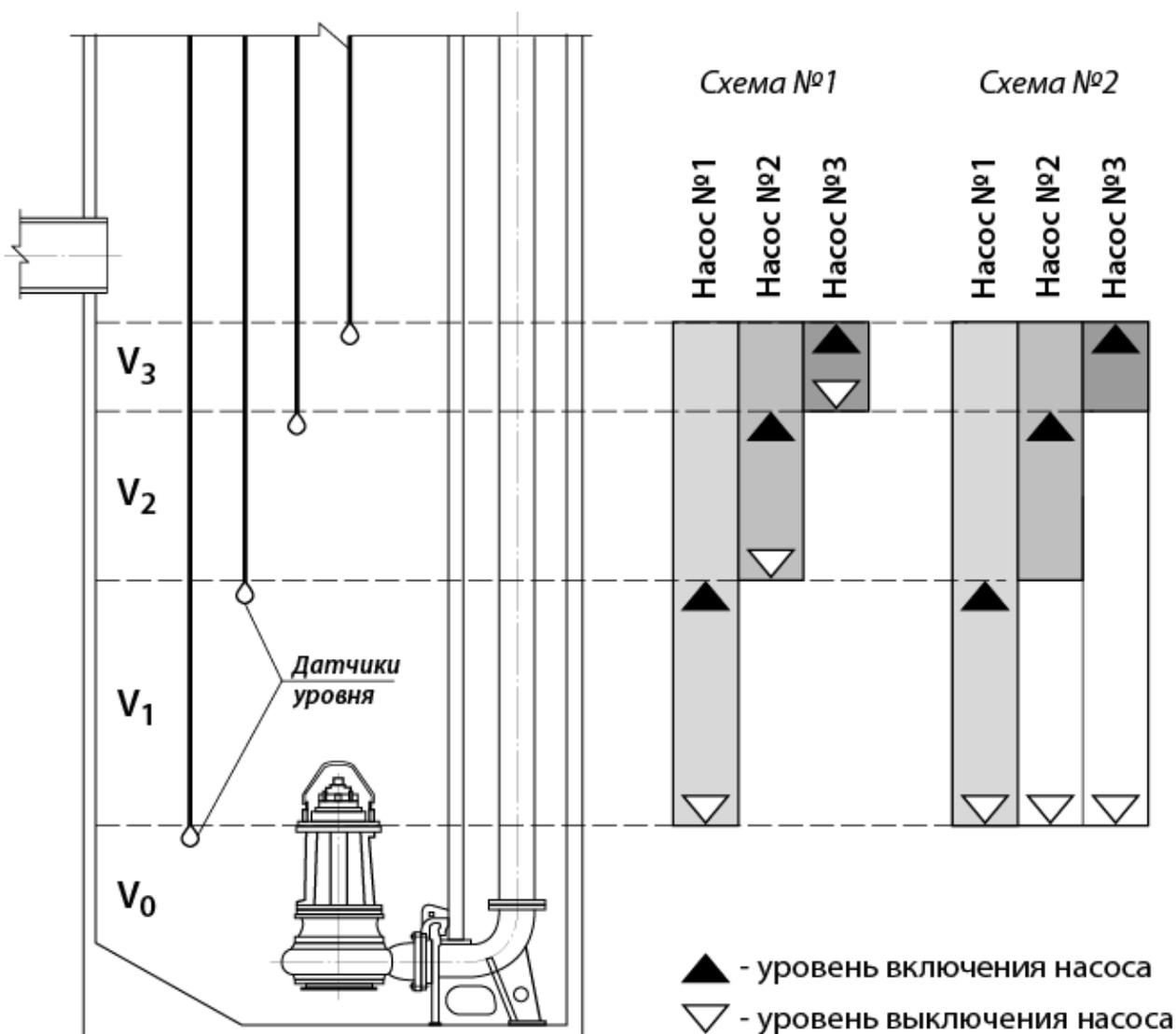


Рис. 13. Алгоритмы работы насосной станции с тремя рабочими насосами.

Первая схема обеспечивает более равномерную подачу сточных вод и рекомендуется для перекачивания стоков на очистные сооружения.

Суммарный регулирующий объем приемного резервуара может быть определен:

$$V_p = \sum_1^n V_p^n, \text{ л, м}^3 \quad (70)$$

2.7.7. Определение режимов работы насосов

Режимы работы насосов определяются с учетом объема регулирующей емкости для каждого насоса, притока сточных вод, производительности насоса и допустимой частоты его включения.

Анализ режимов работы насосов позволяет определить необходимость включения резервных насосов при аварии на одном из водоводов.

Время наполнения объемов регулирующих емкостей рабочих насосов определяется:

$$T_n^k = \frac{V_p^k - \left(V_{ост} - \sum_1^{k-1} V_p \right)}{q - \sum_1^{k-1} Q}, \text{ с} \quad (71)$$

где:

$V_{ост}$ – остаток воды в резервуаре на начало часа¹, м³;

q – приток сточной воды в резервуар, м³/с.

$k = 1 \div n$ – порядковый номер включаемого насоса;

Q – производительность работающего насоса, м³/с.

Для последнего из включаемых насосов при $V_{ост} > \sum_1^{n-1} V_p$ время наполнения регулирующей емкости определяется по формуле 71. Если $V_{ост} \leq \sum_1^{n-1} V_p$, то:

$$T_n^k = \frac{V_p^k}{q - \sum_1^{k-1} Q}, \text{ с} \quad (72)$$

Время откачки объема регулирующей емкости определяется:

$$T_o^k = \frac{V_p^k - \left(V_{ост} - \sum_1^{k-1} V_p \right)}{\sum_1^k Q - q}, \text{ с} \quad (73)$$

При наличии в приемном резервуаре объема сточной жидкости, отличным от объема регулирующей емкости насоса ($V_{ост} <$ или $> V_p$) время откачки определяется:

$$T_o^k = \frac{\left(V_{ост} - \sum_1^{k-1} V_p \right)}{\sum_1^k Q - q}, \text{ с} \quad (74)$$

¹ Если остаток воды в резервуаре превышает объем регулирующей емкости насоса, то $T_n^k = 0$ сек.

Объем воды, откачанный насосами за час, составит:

$$V_{отк} = \sum_{k=1}^n (Q_k \cdot T_o^k), \text{ м}^3 \quad (75)$$

Остаток воды в приемном резервуаре в конце часа определяется:

$$V_{n.p.} = V_{ост} + q^h - V_{отк}, \text{ м}^3 \quad (76)$$

где:

q^h – приток сточной воды в резервуар за час, м³/ч.

Количество включений насоса за час определяется с учетом длительности циклов наполнения и откачки регулирующей емкости насоса (см. рис. 13 и табл. 1 и 2 приложения 4). Количество включений насоса не должно превышать максимальной величины, установленной производителем.

Необходимость установки резервного насоса при аварии на одном из водоводов определяется невозможностью рабочих насосов обеспечить расчетную подачу. В ходе расчета данная ситуация определяется наличием в приемном резервуаре объема воды, превышающего к концу расчетного часа суммарную регулирующую емкость (V_p) и интенсивностью притока сточных вод превышающей производительность всех рабочих насосов в следующий час. Помимо использования резервных насосов возможными решениями в таком случае могут быть:

- 1) увеличение емкости приемного резервуара;
- 2) применение насосов большей производительности.

3. ПРИМЕР РАСЧЕТА ВОДООТВОДЯЩЕЙ СЕТИ НАСЕЛЕННОГО ПУНКТА

На основании плана населенного пункта и нижеследующих исходных данных необходимо разработать проект водоотводящей сети.

1. Населенный пункт расположен в средней полосе России.
2. Грунты на территории населенного пункта – суглинки ($\beta=0,15 \div 0,20$ МПа).
3. Уровень грунтовых вод располагается на глубине 5,5–9 м от поверхности земли.
4. Уровень воды в реке в паводок достигает отметки 76,70 м. абс.
5. Степень благоустройства районов жилой застройки:

район I – застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией без ванн;

район II – застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией с ванными и местными водонагревателями;

район III – застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией с централизованным горячим водоснабжением.

6. Плотность населения:

район I – 150 чел./га; район II – 210 чел./га; район III – 250 чел./га.

7. Промышленное предприятие – мясокомбинат:

- производительность: I смена – 55 т/см, II смена – 45 т/см
- норма водоотведения производственных сточных вод на единицу выпускаемой продукции – 15 м³/т
- коэффициент часовой неравномерности сброса производственных сточных вод – 2,3
- число работающих: I смена – 650 чел., II смена – 500 чел.
- число пользующихся душем: I смена – 350 чел., II смена – 290 чел.

8. Коммунальные предприятия:

- больница: число коек 550;
- школа: число учащихся 800 чел., продолжительность смены 7 ч., количество смен 1;
- баня: пропускная способность 1000 чел./сут., продолжительность работы 14 ч.

3.1. Границы канализования и бассейны стока

В соответствие с планом населенного пункта в границы канализования входят три района жилых кварталов с расположенными в них школой, больницей и баней, а также мясокомбинат, сбрасывающий сточные воды в городскую водоотводящую сеть.

Территория населенного пункта разделяется рекой и ее притоком впадающим с правого берега. Линии водораздела определены с учетом расположения водоемов и рельефа местности (рис. 14).

Расположение линий водораздела позволяет предположить, что коллектор подключения промышленного предприятия, а также отдельные коллектора в южной части населенного пункта, расположенной на правом берегу реки будут трассироваться в направлении с отрицательными уклонами поверхности земли.

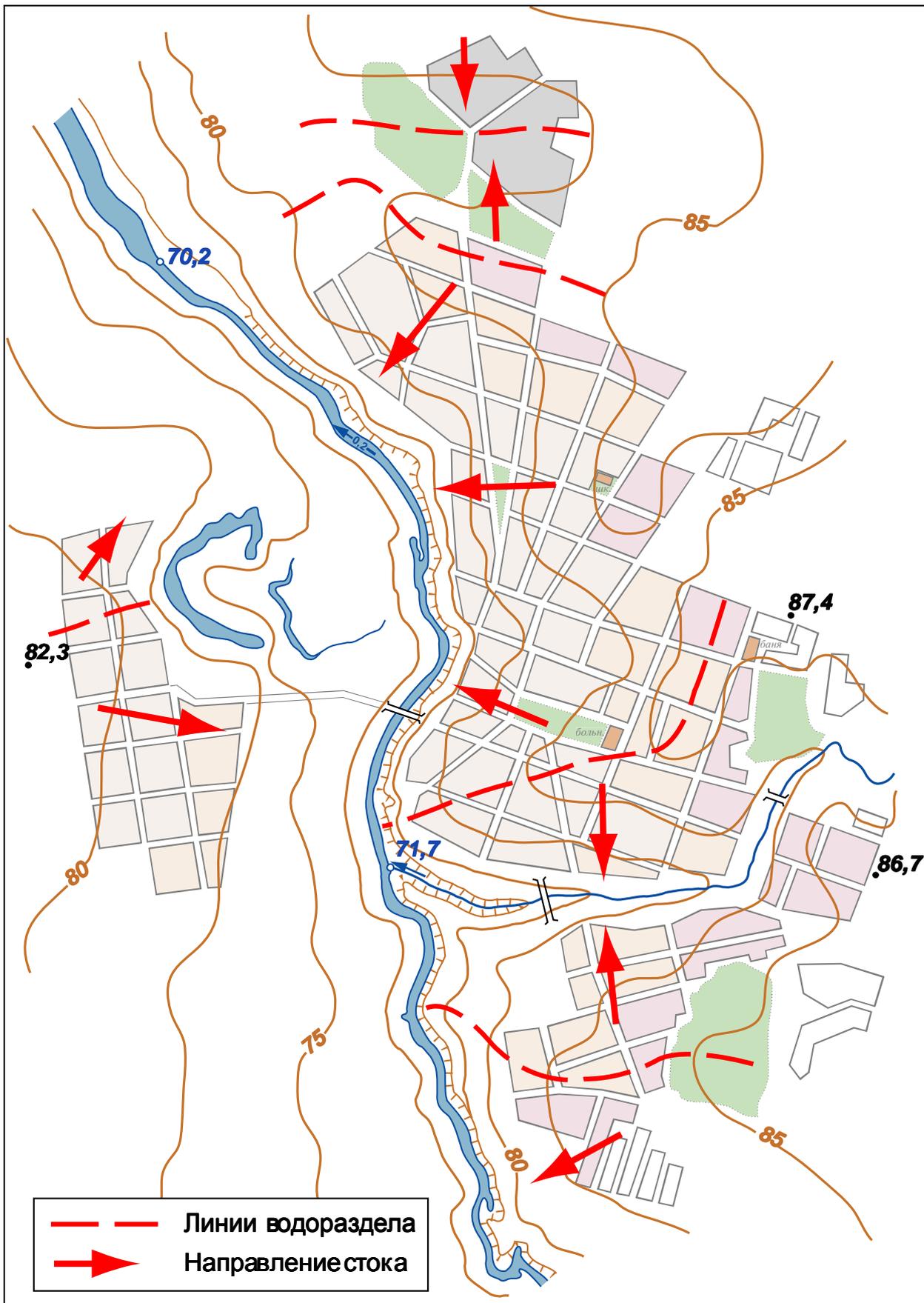


Рис. 14. Определение бассейнов стока.

3.2. Выбор места расположения площадки очистных сооружений населенного пункта

С учетом направления течения реки, паводковых уровней воды и преобладающего направления ветров можно определить два варианта расположения площадки канализационных очистных сооружений – на правом или на левом берегу реки вниз по течению от населенного пункта.

С учетом следующих факторов в проекте был принят I вариант:

- площадка очистных сооружений должна располагаться на не затопляемой в паводок территории, поэтому ее расположение на левом берегу приведет к большему удалению от берега, чем при расположении на правом берегу;
- пойменная территория на вдоль низкого левого берега реки будет характеризоваться близким к поверхности уровнем грунтовых вод и значительной водонасыщенностью в паводковый период, что соответственно ведет к снижению несущей способности грунта;
- наибольшие глубины речного потока расположены ближе к правому высокому берегу, что позволяет при расположении
- при расположении площадки очистных сооружений на правом берегу реки выпуск очищенных сточных вод будет производиться в наиболее глубоководную часть речного потока, что важно для более интенсивного смешения стоков с речной водой.

После определения суммарного суточного расхода сточных вод от населенного пункта (см. п. 3.5) размер санитарно-защитной зоны был определен в соответствии с п. 1.10 [2]. Так как на данной стадии проектирования¹ (и при выполнении курсового проекта) состав очистных сооружений не известен, размер санитарно-защитной зоны был принят максимальным – 300 м.

Расположение площадки очистных сооружений и выпуска очищенных сточных вод в водоем с указанием границ зоны санитарной охраны представлено на рис. 16.

3.3. Выбор системы и схемы водоотведения. Разбивка кварталов на площади стока. Поквартальная трассировка сети

В проекте принята неполная раздельная система водоотведения (для указанной в задании части населенного пункта принята полная раздельная система водоотведения и предусмотрено выполнение проекта водоотводящей сети атмосферных осадков).

¹ При выполнении дипломного проекта размер санитарно-защитной зоны устанавливается после определения состава очистных сооружений с учетом табл. 1 [2] и примечаний к ней.

В водоотводящую сеть населенного пункта поступают хозяйственно-фекальные стоки от жилых кварталов и коммунальных предприятий. Сточные воды от мясокомбината сбрасываются в городскую сеть после предварительной очистки на локальных очистных сооружениях предприятия.

С учетом планировки города, рельефа местности и расположения водотоков в проекте принята перпендикулярно-пересеченная схема водоотведения.

Разбивка кварталов¹ на площади стока была выполнена с учетом рекомендаций, изложенных в п. 2.4.1 настоящего пособия (рис. 15). Определение поквартальных площадей стока представлено в табл. 1 приложения 2 настоящих указаний. Поквартальная трассировка сети выполнена по пониженной грани и по объемлющей схеме.

3.3.1. Назначение расчетных коллекторов

С учетом рекомендаций п. 2.4.2 на основе анализа рельефа местности, выбора места расположения площадки очистных сооружений и выполненной поквартальной трассировки коллекторов в проекте были приняты следующие расчетные коллектора:

- главный коллектор (точка №1–ГНС–ОС см. рис. 16)

Коллектор начинается в южной правобережной части населенного пункта на наиболее низких отметках рельефа местности. С учетом наличия ряда участков направленных в сторону отрицательного уклона рельефа местности, пересечения коллектором ручья данный коллектор предположительно будет иметь наиболее глубокое заложение.

- коллектор №1 (от точки №25 до точки №10)

Коллектор является боковым присоединением для главного коллектора перед пересечением ручья. Назначение его расчетным важно для определения глубины заложения главного коллектора в точке №10.

Обоснование выбора начальной точки коллектора №1 приведено в п. 3.4.2.

- коллектор №2 (от точки №33 до точки №13)

Коллектор назначен расчетным для определения глубины заложения главного коллектора в точке №13, после пересечения ручья.

- коллектор №3 (от точки №41 до точки №19)

¹ Окончательно разбивка кварталов на площади стока уточнялась после назначения расчетных точек на расчетных коллекторах (см. рис. 16).

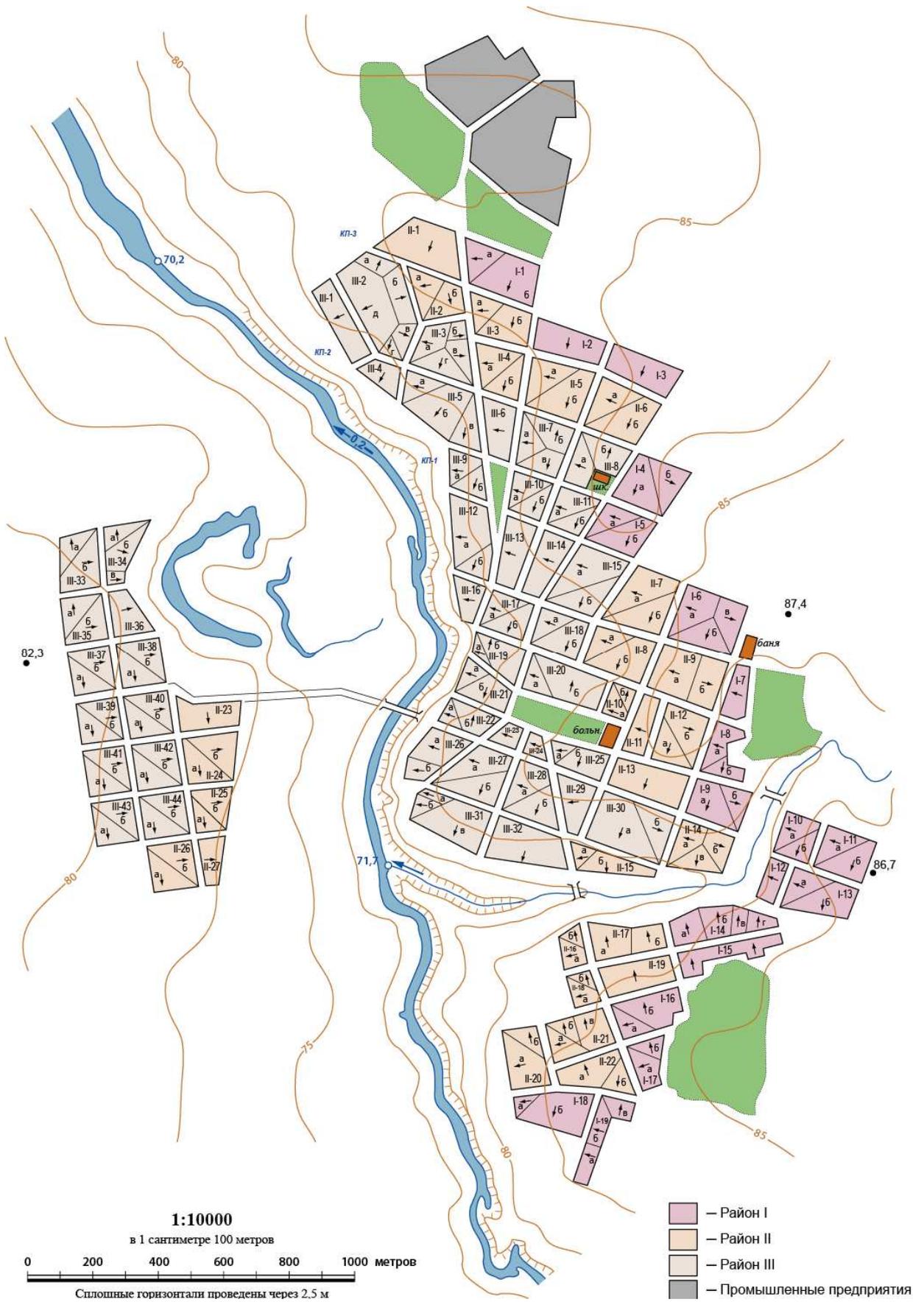


Рис. 15. Разбивка кварталов на площади стока.

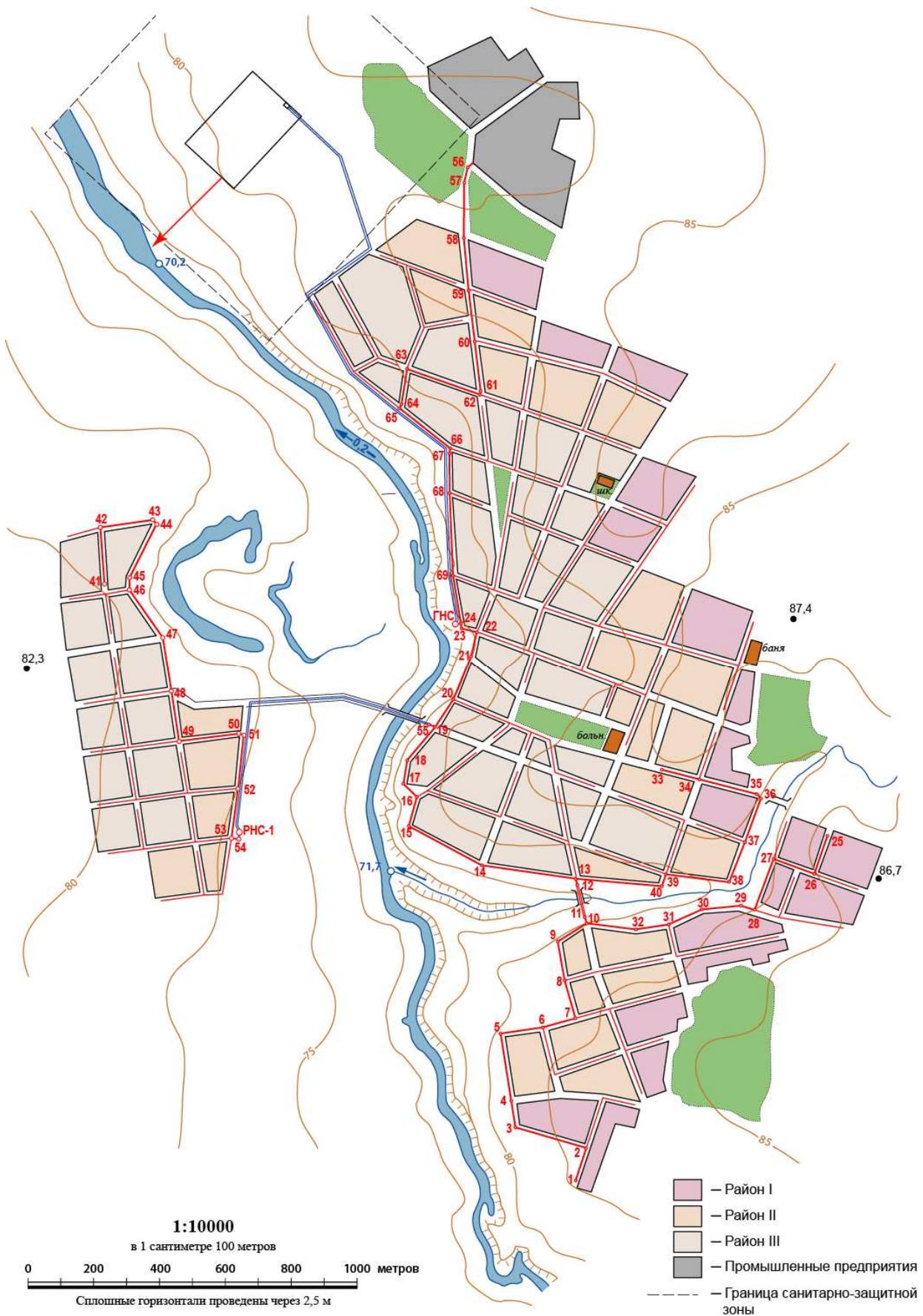


Рис. 16. Назначение расчетных коллекторов

Боковой коллектор, транспортирующий сточные воды от жилых кварталов, расположенных на левом берегу реки имеет наибольшую протяженность. Однако данный коллектор не рассматривался как главный потому, что жилой район, который он обслуживает, расположен на низком берегу, что делает нецелесообразным использование самотечного дюкера. Перекачивание сточных вод по напорным трубопроводам делает участок 55-19 менее заглубленным, чем участок 18-19.

- коллектор №4 (от точки №56 до точки №24)

Коллектор №4 начинается от промышленного предприятия и присоединяется к главному перед ГНС. Данный коллектор назначен расчетным, так как он имеет наибольшую начальную глубину заложения (3,00 м), обусловленную условиями подключения подвальных помещений предприятия. Расчет коллектора необходим для определения глубины заложения самотечного коллектора перед ГНС.

3.3.2. Определение диктующих и назначение расчетных точек

Выбор диктующих точек для всех расчетных коллекторов вполне очевиден (см. рекомендации п. 2.4.2). Исключением является коллектор 1 (рис. 17):

- точка 25 расположена на более низкой отметке земли, чем точка 25';
- на участке 25-26 уклон поверхности земли меньше, чем на участке 25'-26, однако первый участок короче второго;
- участки дворовой сети в направлении коллектора 25-26 имеют положительный уклон поверхности земли, а участка 25'-26 – отрицательный, при этом длина дворовых участков до коллектора 25-26 больше, чем до коллектора 25'-26.

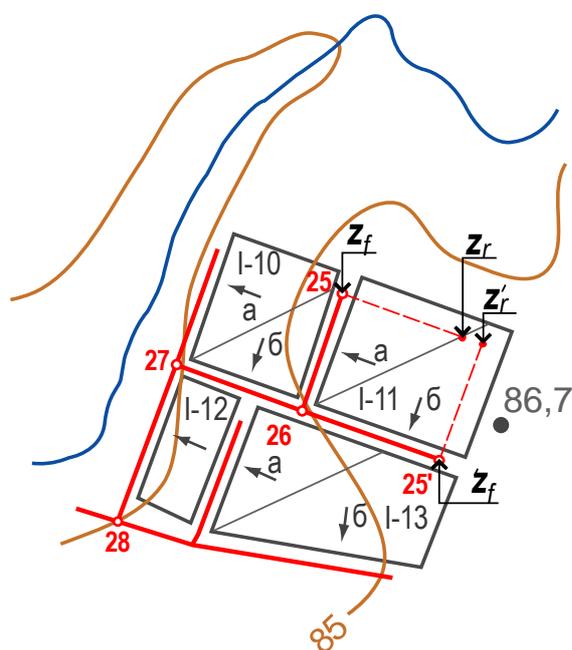


Рис. 17. Определение диктующей точки для расчетного коллектора №1.

Для назначения диктующей точки коллектора №1 необходимо определить расчетом, какой из коллекторов 25-26 или 25'-26 имеет наибольшее заглубление в конце участка (см. рис. 17).

Для участков дворовой и начальных участков уличной сети приняты минимальные диаметры полиэтиленовых труб (см. п. 2.6.2), составляющие соответственно 160 и 200 мм (п. 5.3.1 [1]). Согласно сортамента труб [15] разница внутренних диаметров труб дворовых и уличных коллекторов составит: $\Delta = 0,176 - 0,138 = 0,038$ м

Принимая наименьший уклон дворового коллектора (п. 5.5.1 [1]) 0,007 определяем начальную глубину заложения (см. п. 2.6.4):

для точки № 25:

$$H_f = (1,68 - 0,3) + 0,007 \cdot 130,18 + 0,038 + 85,27 - 85,7 = 1,90 \text{ м}$$

для точки №25':

$$H_f = (1,68 - 0,3) + 0,007 \cdot 120,88 + 0,038 + 85,91 - 85,78 = 2,39 \text{ м}$$

Гидравлический расчет участков 25–26 и 25'–26 показывает (см. табл. 3.1), что наибольшая глубина заложения в точке 2 при прокладке труб из полипропилена диаметром 200 мм с минимальным уклоном согласно п. 5.5.1 [1] будет при назначении диктующей точку № 25.

Таблица 3.1

Номера расчетных точек	Длина участка l, м	D трубы, мм Номинальный / внутренний	Уклон трубы, i	Падение трубы, м, il	Отметки, м				Глубина заложения трубы, м	
					поверхности земли		дна трубы			
					в начале участка	в конце участка	в начале участка	в конце участка	в начале участка	в конце участка
25-26	123,0	200 / 176	0,005	0,62	85,27	84,85	83,37	82,76	1,90	2,10
25'-26	141,4	200 / 176	0,005	0,71	85,91	84,85	83,52	82,81	2,39	2,04

Расчетные точки на расчетных коллекторах были расставлены с учетом рекомендаций п. 2.4.3 настоящего пособия (см. рис. 16).

3.4. Нормы водоотведения и коэффициенты неравномерности

Жители населенного пункта

С учетом расположения населенного пункта в средней полосе России и санитарно-технического оборудования зданий по табл. 1 [3] или табл. 2.1 настоящего пособия принимаем:

Район I – $q_{u.m.} = 145$ л/сут на 1 чел.

Район II – $q_{u.m.} = 195$ л/сут на 1 чел.

Район III – $q_{u.m.} = 290$ л/сут на 1 чел.

Коммунальные предприятия

В соответствие с Приложением А, табл. А3 [4] и Приложением 2 [20] (см. табл. 2.6 настоящего пособия) принимаем:

- больница $q_u^{tot} = 200$ л/койку, $K_h=1,5$;
- школа $q_u^{tot} = 11,5$ л/учащегося, $K_h=2,0$;
- баня $q_u^{tot} = 180$ л/посетителя, $K_h=1,0$.

Мясокомбинат

- норма водоотведения для бытовых стоков $q_w=25$ л/см на 1 чел., $K_h=3,0$;
- с учетом характеристик производственных процессов по табл. 2.4 настоящего пособия для максимальной смены принимаем: 45 чел. пользуются душем из расчета 5 чел. на 1 сетку, 125 чел. – из расчета 7 чел. на сетку, 180 чел. – из расчета 15 чел. на сетку (соответственно группы производственных процессов Пв, Ib, Ia).

3.5. Расчетные расходы сточных вод от населенного пункта

3.5.1. Расчетные расходы от населения

По результатам разбивки кварталов на площади стока выполняется расчет площадей стока, количества жителей и среднесекундных расходов от населения (п. 2.5.4). Пример расчета приведен в табл. 1 Приложения 2. Проверка правильности расчетов среднесекундных расходов сведена в табл. 3.2. Определение расчетных расходов сточных вод от населения произведено в табл. 3.3.

Таблица 3.2.

Проверка правильности расчетов среднесекундных расходов.

Среднесекундный расход, q_{mid}	Единица измерения	I район	II район	III район
		$N_r = 6766$ чел.	$N_r = 10968$ чел.	$N_r = 20610$ чел.
		$q_{u.m.} = 145$ л/сут, чел.	$q_{u.m.} = 195$ л/сут, чел.	$q_{u.m.} = 290$ л/сут, чел.
		$F = 37,59$ га	$F = 52,23$ га	$F = 82,44$ га
		$q_0 = 0,302$ л/с, га	$q_0 = 0,474$ л/с, га	$q_0 = 0,839$ л/с, га
$q_{mid} = \frac{N_r \cdot q_{u.m.}}{86400}$	л/с	11,36	24,75	69,18
$q_{mid} = F \cdot q_0$	л/с	11,36	24,75	69,18
По табл. 4.1	л/с	11,36	24,75	69,18
Принимаем	л/с	11,36	24,75	69,18

Таблица 3.3.

Расчетные расходы от населения.

Наименование расходов	Ед. изм.	Район I	Район II	Район III	Всего от населения
		$N_r=6766$ чел. $q_{u.m.}=145$ л/сут. чел. $K_{gen. max}=2,07$	$N_r=10968$ чел. $q_{u.m.}=195$ л/сут. чел. $K_{gen. max}=1,87$	$N_r=20610$ чел. $q_{u.m.}=290$ л/сут. чел. $K_{gen. max}=1,66$	
Среднесуточный расход $q_d = \frac{q_{u.m.} \cdot N_r}{1000}$	м ³ /сут	981,07	2138,82	5976,90	9096,79
Среднесекундный расход $q_{mid} = \frac{q_{u.m.} \cdot N_r}{24 \cdot 3600}$	л/с	11,35	24,75	69,18	105,29
Максимальный часовой расход $q_{h.max} = \frac{q_{u.m.} \cdot N_r \cdot K_{gen.max}}{24 \cdot 1000}$	м ³ /ч	84,62	166,65	413,40	606,45
Максимальный секунд- ный расход $q_r = \frac{q_{u.m.} \cdot N_r \cdot K_{gen.max}}{24 \cdot 3600}$	л/с	23,50	46,29	114,83	168,46

Примечание: для колонки «Всего от населения» при определении максимального часового ($q_{h.max}$) и максимального секундного расходов (q_r) и используются формулы:

$$q_{h.max} = \frac{q_d}{24} \cdot K_{gen.max}$$

$$q_r = \frac{q_{h.max}}{3,6}$$

3.5.2. Расчетные расходы от промышленного предприятия

Определение расчетных расходов производственных, хозяйственно-бытовых и душевых сточных вод от мясокомбината произведено с учетом производительности предприятия и норм водоотведения (п. 3.4). Результаты расчетов сведены в табл. 3.4. Максимальный часовой и максимальный секунднй (расчетный) расходы приняты по максимальной смене.

Таблица 3.4.

Расходы сточных вод от мясокомбината.

№ смены	Часы работы	Производственные сточные воды						Бытовые сточные воды						Душевые сточные воды						Суммарные расходы		
		Производительность, P_c , т/см	Норма водоотведения, q_p , м ³ /т	Коэффициент часовой неравномерности, K_h	Расход воды за смену, $q_c = P_c \cdot q_p$, м ³ /см	Максимально-часовой расход, $q_{h,max} = q_c/t_c \cdot K_h$, м ³ /ч	Максимально-секундный расход, $q_r = q_{h,max}/3,6$, л/с	Число работающих, N , чел.	Норма водоотведения, q_N , л/чел.	Коэффициент часовой неравномерности, K_h	Расход за смену, $q_c = N \cdot q_N$, м ³ /см	Максимально-часовой расход, $q_{h,max} = q_c/t_c \cdot K_h$, м ³ /ч	Максимально-секундный расход, $q_r = q_{h,max}/3,6$, л/с	Число пользующихся душем N_{sh} , чел.	Количество душевых сеток, n_{sh}	Расход воды на 1 сетку за 45 мин., q_{sh} л/сетку	Коэффициент часовой неравномерности, K_h	Расход за смену, $q_c = n_{sh} \cdot q_{sh}/1000$, м ³ /см	Максимально-секундный расход, $q_r = q_c \cdot 1000/(60 \cdot 45)$, л/с	За смену, м ³ /см	Максимально-часовой, м ³ /ч	Максимально-секундный, л/с
I	8-16	55	15	2,3	825	237,19	65,89	650	25	3	16,3	6,09	1,69	350	39	500	1,0	19,43	7,20	860,68	262,71	74,77
II	16-24	45	15	2,3	675	194,06	53,91	500	25	3	12,5	4,69	1,30	290	39	500	1,0	19,43	7,20	706,93	218,18	62,41

$q_c^{np} = 1500$

$q_c^b = 28,8$

$q_c^d = 38,86$ $q_t = 1567,61$

3.5.3. Расходы от коммунальных предприятий

При расчете расходов сточных вод по населенному пункту расходы от коммунальных предприятий не учитывались (см. п. 2.5.3). Расходы от коммунальных предприятий, необходимые для проверки пропускной способности участков сети, к которым они присоединяются, определены в соответствии с рекомендациями, изложенными в п. 2.5.3, и сведены в табл. 3.5. Пример выполнения проверки пропускной способности участков коллекторов представлен в табл. 4 приложения 2.

Таблица 3.5.

Расчетные расходы от коммунальных предприятий.

Наименование предприятия	Количество человек	q_u^{tot} , л/сут, чел	t , ч	K_h	q_d , м ³ /сут	$q_{h\ max}$, м ³ /ч	q_r , л/с
Больница	550	200	24	1,5	110	6,88	1,91
Школа	800	11,5	7	2,0	9,2	2,63	0,73
Баня	1000	180	14	1,0	180	12,86	3,57

3.5.4. Суммарные расходы сточных вод от населенного пункта

Суммарные расчетные расходы по населенному пункту определены в табл. 3.6.

Таблица 3.6.

Суммарные расходы сточных вод от населенного пункта.

№ п/п	Расчетный расход	Ед. изм.	От населения $K_{gen.\ max} = 1,60$ $t = 24$ ч	От мясо-комбината, $t = 16$ ч	Всего по населенному пункту
1	Среднесуточный, q_d	м ³ /сут	9096,79	1567,61	10664,40
2	Среднесекундный, q_{mid} $q_{mid} = \frac{q_d \cdot 1000}{t}$	л/с	105,29	27,22	132,50
3	Максимальный часовой, $q_{h\ max}$ $q_{h\ max} = \frac{q_d}{t} \cdot K_{gen.\ max}$	м ³ /ч	606,45	262,71	869,16
4	Максимальный секундный (расчетный), q_r $q_r = q_{mid} \cdot K_{gen.\ max}$	л/с	168,46	74,77	243,23

Примечание: значения $q_{h\ max}$ и q_r для мясокомбината взяты из табл. 4.3 и соответствуют максимальной производительности I смены.

3.6. Определение расчетных расходов на расчетных участках сети

Расчетные расходы на участках расчетных водоотводящих коллекторов определялись в соответствии с рекомендациями п. 2.5.5 настоящего пособия и сведены табл. 2 приложения 2.

Для населенного пункта с численностью населения более 38 тысяч человек расходы от общественных зданий и коммунальных предприятий как сосредоточенные не определялись.

3.7. Гидравлический расчет сети

Для проектирования самотечных водоотводящих коллекторов к расчету были приняты полиэтиленовые трубы с двухслойной профилированной стенкой «Корсис», производимые согласно [16]. Выбор был сделан с учетом следующих характеристик данных труб:

- гидравлические характеристики, обеспечивающие пропуск расчетных расходов при меньших уклонах, чем для чугунных, керамических и железобетонных труб;
- высокая кольцевая жесткость;
- долговременная герметичность соединений;
- устойчивость к агрессивным средам и истиранию;
- легкость монтажа, складирования и транспортирования;
- постоянные величины внутреннего и наружного диаметров, позволяющие производить гидравлические расчеты без учета различных классов кольцевой жесткости.

Данные характеристики обеспечивают возможность снижения заглубления коллекторов, а также минимизации количества транзитных и районных насосных станций (см. табл. 3 приложения 2).

При расчете самотечных коллекторов использовались сортамент и таблицы гидравлического расчета приведенные в [15].

Пересечение ручья на участке 11-12 организовано через самотечный дюкер, расчет которого представлен в п. 3.7.1.

Результаты гидравлического расчета сведены в табл. 3 приложения 2, рис. 1, рис. 2 приложения 5. Первый вариант расчета показывает возможность прокладки самотечной части главного коллектора до главной насосной станции при допустимых глубинах заложения полиэтиленовых труб с двухслойной профилированной стенкой. Средняя глубина заложения коллектора на участках от нижней камеры дюкера до ГНС составляет 6,04 м.

В качестве альтернативного варианта был произведен гидравлический расчет главного коллектора с установкой транзитной насосной станции, по-

зволяющей уменьшить глубину заложения трубопроводов (табл. 3 приложения 2, рис. 3 и 4 приложения 5). Для выбора наиболее оптимального варианта необходимо проведение технико-экономического сравнения. К очевидным преимуществам представленных вариантов следует отнести:

I вариант

- + не расходуется дополнительная электроэнергия для транспортирования сточных вод;
- + при отсутствии дополнительной насосной станции выше надежность системы.

II вариант

- + ниже капитальные затраты на строительство коллектора из-за меньшей глубины заложения и отсутствия необходимости использования труб большей кольцевой жесткости.

Расчет напорных водоводов от главной насосной станции до приемной камеры очистных сооружений приведен разделе 3.8.

Проверка величин наполнения на участках, к которым присоединяются коммунальные и общественные здания, произведена в табл. 4 приложения 2 (см. п. 2.5.3).

3.7.1. Расчет дюкера

Расчет произведен в соответствии с требованиями п.п. 6.6.2-6.6.6 [1].
Исходные данные:

- расчетный расход 23,14 л/с, длина дюкера $l = 101$ м (см. данные для участка 11-12 табл. 3, приложения 2);
- подводящий к дюкеру самотечный коллектор $D = 315$ мм, $i = 0,0025$, $v_l = 0,86$ м/с, $H/D = 0,47$ (см. данные для участка 10-11 табл. 3, приложения 2);
- отводящий коллектор от нижней камеры дюкера $D = 315$ мм, $i = 0,0025$, $v_0 = 0,86$ м/с, $H/D = 0,47$ (см. данные для участка 12-13 табл. 3, приложения 2).

Согласно п. 6.6.2 [1] в проекте приняты две линии дюкера из стальных труб с усиленной антикоррозионной защитой, одна из двух линий дюкера принята резервной. Поэтому при $q_r = 23,14$ л/с по [7] принимаем $D = 150$ мм, $v_2 = 1,31$ м/с, $i = 0,0237$.

Потери по длине дюкера:

$$h_n = i \cdot l = 0,0237 \cdot 101 = 2,40 \text{ м}$$

Потери на вход в дюкер:

$$h_1 = \xi \frac{v_2^2}{2g} = 0,5 \cdot \frac{1,31^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0437 \text{ м} \quad (77)$$

где:

ξ – коэффициент местного сопротивления (табл. 7.3 [17]).

Потери в задвижке верхней камеры дюкера:

$$h_2 = \xi_2 \frac{v_2^2}{2g} = 0,1 \cdot \frac{1,31^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0087 \text{ м}$$

Принимаем 4 отвода по 10° , тогда потери в закруглениях составят:

$$h_3 = 4 \cdot h_1' = 4 \cdot 0,0013 = 0,0052 \text{ м} \quad (78)$$

где:

$h_1' = 0,0013$ – значение сопротивлений в закруглениях дюкера при $v = 1,31$ м/с (табл. 45 [6]).

Потери при выходе из дюкера:

$$h_4 = \xi \frac{(v_2 - v_0)^2}{2g} = 1,0 \cdot \frac{(1,31 - 0,86)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0099 \text{ м} \quad (79)$$

Полные потери напора в дюкере:

$$H = h_{\text{л}} + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 2,40 + 0,0437 + 0,0087 + 0,0052 + 0,0099 = 2,47 \text{ м}$$

Отметка лотка дюкера $D = 150$ мм в нижней камере составит:

$$z_{\text{н.к.}}^d = z_{\text{н.к.}} - H = 75,71 - 2,47 = 73,24 \text{ м. абс.} \quad (80)$$

где:

$z_{\text{н.к.}}$ – отметка лотка трубы, подводящей сточные воды к верхней камере дюкера, м. абс. (см. графу 13 для участка 10-11 табл. 3, приложения 2)

Отметка лотка самотечного коллектора $D = 315$ мм за дюкером составит:

$$z_{\text{о.к.}} = z_{\text{н.к.}}^d - (0,271 - 0,150) = 73,24 - (0,271 - 0,150) = 73,12 \text{ м. абс.} \quad (81)$$

где:

0,271 и 0,150 – соответственно внутренние диаметры труб самотечного коллектора и дюкера, м

Так как одна из двух линий дюкера является резервной, то проверка на пропуск расхода при аварии на одном из трубопроводов дюкера не требуется. Пример такого расчета приведен в приложении 3 настоящего пособия.

3.8. Расчет главной насосной станции

3.8.1. Расчетная часовая подача главной насосной станции

Согласно рекомендациям п. 2.7.1 по данным табл. 3.3 и 3.4 выполняем распределение притока сточных вод в приемный резервуар главной насосной станции по часам суток (см. табл. 3.7).

Таблица 3.7.

Приток сточных на главную насосную станцию по часам суток

Часы суток	Часовой приток сточных вод							Приток сточных вод, м ³	
	От населения города, $K_{gen.max} = 1,60$		От мясокомбината						
	%	м ³	Промстоки, $K_h = 2,3$		Бытовые стоки, $K_h = 3,0$		Душевые стоки м ³	за час	за пре- дыд. часы
			%	м ³	%	м ³			
0-1	1,55	141,00					19,43	160,43	160,43
1-2	1,55	141,00						141,00	301,43
2-3	1,55	141,00						141,00	442,43
3-4	1,55	141,00						141,00	583,43
4-5	1,55	141,00						141,00	724,43
5-6	4,35	395,71						395,71	1120,14
5-7	5,6	509,42						509,42	1629,56
7-8	6,0	545,81						545,81	2175,37
8-9	6,7	609,48	5	41,25	12,5	2,04		652,77	2828,14
9-10	6,7	609,48	10	82,50	6,2	1,01		693,00	3521,14
10-11	6,7	609,48	28,75	237,19	6,2	1,01		847,68	4368,82
11-12	4,8	436,65	5	41,25	6,2	1,01		478,91	4847,73
12-13	3,95	359,32	9	74,25	18,8	3,06		436,63	5284,36
13-14	5,55	504,87	28,75	237,19	6,2	1,01		743,07	6027,43
14-15	6,05	550,36	8,5	70,13	6,2	1,01		621,49	6648,92
15-16	6,05	550,36	5	41,25	37,5	6,11		597,72	7246,64
16-17	5,6	509,42	5	33,75	12,5	1,56	19,43	564,16	7810,80
17-18	5,6	509,42	10	67,50	6,2	0,78		577,70	8388,49
18-19	4,45	404,81	28,75	194,06	6,2	0,78		599,64	8988,14
19-20	4,35	395,71	5	33,75	6,2	0,78		430,24	9418,37
20-21	4,35	395,71	9	60,75	18,8	2,34		458,80	9877,18
21-22	2,35	213,77	28,75	194,06	6,2	0,78		408,61	10285,79
22-23	1,55	141,00	8,5	57,38	6,2	0,78		199,15	10484,94
23-24	1,55	141,00	5	33,75	37,5	4,70		179,44	10664,40
Итого	100	9096,79		1500	28,75	38,86		10664,4	

По данным таблицы 3.7 принимаем расчетную часовую подачу насосной станции $q_{h,max} = 847,68 \text{ м}^3/\text{ч}$.

3.8.2. Требуемый напор насосов

Максимальный секундный расход, подаваемый насосной станцией составляет (п. 2.7.2):

$$q_r = \frac{847,68}{3,6} = 235,47 \text{ , л/с}$$

В проекте принято устройство двух напорных водоводов из чугунных труб. Расход по одному напорному водоводу составляет:

$$q_r^1 = \frac{235,47}{2} = 117,74 \text{ , л/с}$$

По таблицам для гидравлического расчета напорных трубопроводов [7] диаметр труб, удельные потери напора и скорость движения сточной жидкости (п. 2.7.2):

$q_r^1 = 117,74 \text{ л/с}$		$q_r = 235,47 \text{ л/с}$
$d = 400 \text{ мм}$		$d = 400 \text{ мм}$
$v = 0,94 \text{ м/с}$		$v_{ав} = 1,87 \text{ м/с}$
$i = 0,00336$		$i_{ав} = 0,013$

Согласно выбранного места расположения очистных сооружений отметка земли в районе приемной камеры составит 81,51 м. абс. (см. рис. 13). Принимая уровень воды в приемной камере на 3 м выше уровня земли получим: $z_n = 84,51 \text{ м. абс.}$

Ориентировочно принимаем отметку дна приемного резервуара насосной станции на 2,5 ниже отметки лотка подводящего коллектора (см. табл. 3, приложения 2). Тогда:

$$z_p = \frac{z_{дн} + z_k}{2} = \frac{68,20 + 70,70}{2} = 69,45, \text{ м. абс.}$$

Геометрическая высота подъема сточных вод составит:

$$H_z = z_n - z_p = 84,51 - 69,45 = 15,06 \text{ м}$$

Суммарные гидравлические потери напора составят:

$$\Sigma h = h_d + h_m + h_{н.с.} + h_p = 0,00336 \cdot 1950 + 0,15 \cdot 0,00336 \cdot 1950 + 2,5 + 3,0 = 13,03 \text{ м}$$

Требуемый напор насосов:

$$H_{mp} = H_z + \Sigma h = 15,06 + 13,03 = 28,09 \text{ м}$$

3.8.3. Выбор марки насосов

Исходными данными для подбора насоса являются:

$$q_{h, max} = 847,68 \text{ м}^3/\text{ч} = 235,47 \text{ л/с} \text{ и } H_{mp} = 28,09 \text{ м}$$

По данным [18] в проекте была принята установка погружных насосов Flygt N 3301. Характеристики выбранного насоса и электродвигателя приведены в табл. 3.8 и на рис. 18.

Таблица 3.8.

Насос	Двигатель
Материал рабочего колеса – серый чугун	Марка – N3301.180 35-25-4AA-W 55KW
Диаметр рабочего колеса – 350 мм	Номинальная мощность – 55 кВт
Количество лопастей – 2	Номинальный ток – 106 А
Диаметр входного патрубка – 150 мм	Пусковой ток – 410 А
Диаметр выходного патрубка – 150 мм	Номинальная скорость вращения – 1475 об./мин.

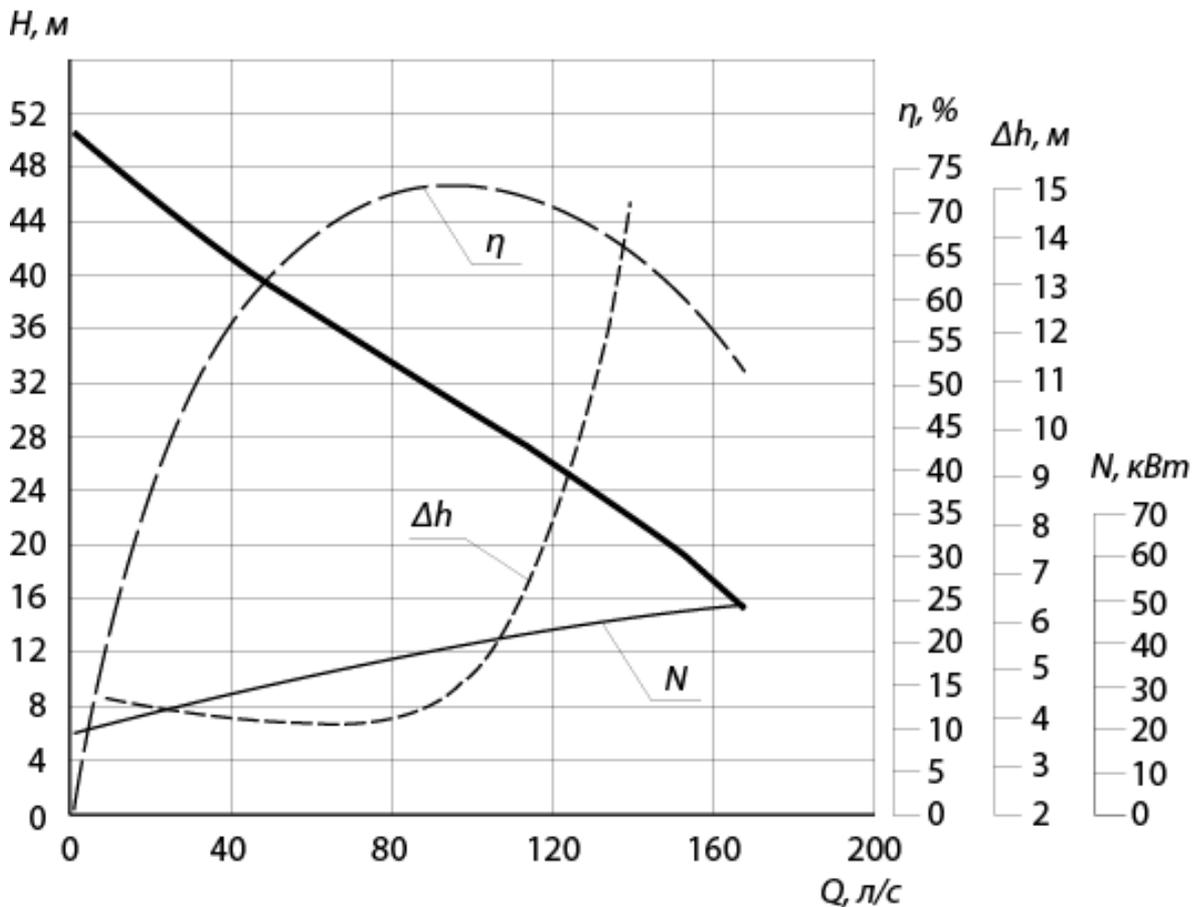


Рис. 18. Графические характеристики насоса Flygt N 3301.

3.8.4. Графический анализ совместной работы насосов в систему водоводов

Приведенное сопротивление одного водовода:

$$S_1 = \frac{\sum h}{q_1^2} = \frac{13,03}{0,11774^2} = 939,93 \text{ с}^2/\text{м}^5$$

Приведенное сопротивление системы двух водоводов:

$$S = \frac{\sum h}{q^2} = \frac{13,03}{0,23547^2} = 235,00 \text{ с}^2/\text{м}^5$$

Расчет потерь напора в системе водоводов при произвольно выбранных расходах ($\text{м}^3/\text{с}$) в пределах шкалы $Q-H$ сведен в табл. 3.9.

Таблица 3.9.

Расчетный расход $q, \text{ м}^3/\text{с}$	Один водовод $d=400 \text{ мм}$		Два водовода $d=400 \text{ мм}$	
	S_1	$\Sigma h = S_1 \times q^2$	S	$\Sigma h = S \times q^2$
0,02	939,93	0,38	235	0,09
0,04	939,93	1,50	235	0,38
0,06	939,93	3,38	235	0,85
0,08	939,93	6,02	235	1,50
0,10	939,93	9,40	235	2,35
0,12	939,93	13,53	235	3,38
0,14	939,93	18,42	235	4,61
0,16	939,93	24,06	235	6,02
0,18	939,93	30,45	235	7,61
0,20	939,93	37,60	235	9,40
0,22	939,93	45,49	235	11,37
0,24	939,93	54,14	235	13,54
0,26	939,93	63,54	235	15,89
0,28	939,93	73,69	235	18,42

Анализ режимов работы насосов производится по совмещенным графическим характеристикам насосов и водоводов (рис. 19). Данные анализа режимных точек сведен в таблицу 3.10.

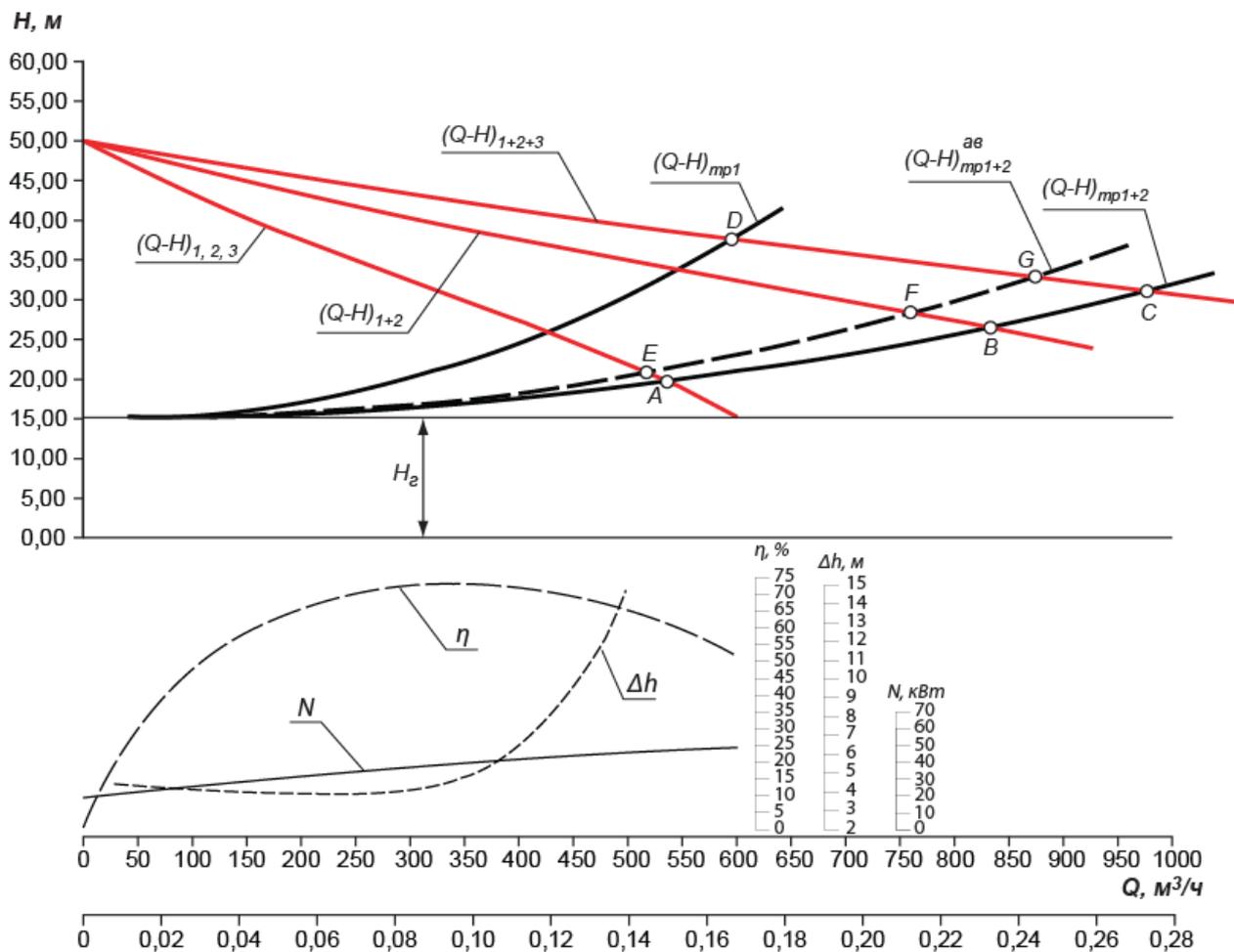


Рис. 19. Совмещенный график параллельной работы трех насосов Flygt N 3301 в два напорных водовода диаметром 400 мм

Таблица 3.10

Анализ режимов параллельной работы насосов в систему водоводов

Режимная точка	Количество работающих насосов	В один водовод		В два водовода		Последний из включенных насосов			
		$Q, \text{ м}^3/\text{ч}$	$H, \text{ м}$	$Q, \text{ м}^3/\text{ч}$	$H, \text{ м}$	$Q, \text{ м}^3/\text{ч}$	$N, \text{ кВт}$	$\Delta h, \text{ м}$	$\eta, \%$
Нормальный режим работы									
A	1			537,0	19,8	537,0	47,5		61,5
B	2			832,5	26,2	295,5	42,5	7,25	71,0
C	3			977,0	31,0	144,5	39,5	4,25	73,0
Аварийный режим									
D	3	595,0	37,5				49,5		52,0
E	1			518,0	20,8	518,0	47,5		67,5
F	2			760,0	28,3	242,0	40,5	5,5	72,5
G	3			875,0	32,9	115,0	37,5	4,0	72,5

3.8.5. Необходимое количество камер переключений на напорных водоводах

Так как при аварии на одном из водоводов насосная станция не может обеспечить необходимую подачу (рис. 19, табл. 3.10), проектом предусматривается устройство камер переключения между водоводами.

Последовательный расчет для определения необходимого количества камер переключений (см. п. 2.7.5) показал необходимость устройства 3 камер переключений.

Суммарные гидравлические потери напора при установке камер переключений составят (см. п. 2.7.2):

$$\begin{aligned} \sum h_{ав} &= h_{л}^{ав} + h_{м}^{ав} + h_{н.с.} + h_p = i \cdot \frac{3}{4} + i_{ав} \cdot \frac{1}{4} + 0,15 \left(i \cdot \frac{3}{4} + i_{ав} \cdot \frac{1}{4} \right) + 2,5 + 3,0 = \\ &= 0,00336 \frac{3 \cdot 1950}{4} + 0,013 \frac{1950}{4} + 0,15 \left(0,00336 \frac{3 \cdot 1950}{4} + 0,013 \frac{1950}{4} \right) + \\ &+ 2,5 + 3,0 = 18,44, \text{ м} \end{aligned}$$

Приведенное сопротивление системы водоводов при аварии составляет:

$$S_{ав} = \frac{\sum h_{ав}}{q^2} = \frac{18,44}{0,23547^2} = 332,58 \text{ с}^2/\text{м}^5$$

Расчет потерь напора в аварийной системе водоводов при произвольно выбранных расходах (м³/с) в пределах шкалы Q-H сведен в табл. 3.11, графическая характеристика системы водоводов при аварии приведена на рис. 19.

Таблица 3.11

Расчетный расход q, м ³ /с	Аварийный режим	
	S	Σh = S×q ²
0,02	332,58	0,13
0,04	332,58	0,53
0,06	332,58	1,20
0,08	332,58	2,13
0,10	332,58	3,33
0,12	332,58	4,79
0,14	332,58	6,52
0,16	332,58	8,51
0,18	332,58	10,78
0,20	332,58	13,30
0,22	332,58	16,10
0,24	332,58	19,16
0,26	332,58	22,48
0,28	332,58	26,07

3.8.6. Объем приемного резервуара насосной станции

В проекте принята схема работы насосной станции с последовательно выполняемыми пусками при регулируемых уровнях и остановками в обратном порядке. Для принятых в проекте насосов допустимое число пусков составляет 15 раз в час [19]. При 15 включениях в час время между пусками составляет: $T_{min} = 60/15 = 4$ мин. или 240 с.

Используя данные о производительности установленных насосов (табл. 3.10), по ф. 68 определим регулирующие емкости для каждого из насосов¹:

$$V_p^1 = \left(240 \cdot \frac{537,0}{3600} \right) / 4 = 8,950 \text{ м}^3$$

$$V_p^2 = \left(240 \cdot \frac{295,5}{3600} \right) / 4 = 4,925 \text{ м}^3$$

$$V_p^3 = \left(240 \cdot \frac{144,5}{3600} \right) / 4 = 2,408 \text{ м}^3$$

Общий объем регулирующей емкости составит (ф. 70):

$$V_p = V_p^1 + V_p^2 + V_p^3 = 8,950 + 4,925 + 2,408 = 16,283 \text{ м}^3$$

Для определения высоты приемного резервуара, необходимо разделить его объем (см. ф. 67) на площадь резервуара в плане.

3.8.7. Режимы работы насосов

Режимы работы насосов устанавливались для нормальной работы станции и на случай аварии на одном из напорных водоводов с целью определения достаточности объемов регулирующих емкостей и необходимости использования резервных насосов.

Результаты расчетов, сведенные в табл. 1 и 2 приложения 4, показывают, что при устройстве 3 камер переключения при аварии на одном из напорных водоводов включение резервных насосов для обеспечения расчетной подачи не требуется.

¹ При аварийном режиме работы насосной станции объемы регулирующих емкостей насосов не меняются.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **СП 32.13330.2012.** Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция **СНиП 2.04.03-85**. [Текст] : Минрегионразвития РФ. - М., 2012. - 85 с.
2. **СНиП 2.04.03-85***. Канализация. Наружные сети и сооружения [Текст] : утв. Госстроем СССР 21.05.85 : взамен СНиП II-32-74 : дата введ. 01.01.86. - М. [б. и.], 2003. - 88 с.
3. **СП 31.13330.2012.** Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция **СНиП 2.04.02-84**. [Текст] : Минрегионразвития РФ. - М., 2012. - 123 с.
4. **СП 30.13330.2012.** Внутренний водопровод и канализация зданий. Актуализированная редакция **СНиП 2.04.01-85***. [Текст] : Минрегионразвития РФ. - М., 2012. – 55 с.
5. Канализация населенных мест и промышленных предприятий [Текст] : справочник проектировщика / Н. И. Лихачев, И. И. Ларин, С. А. Хаскин [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. - М. : Стройиздат, 1981. – 639 с.
6. **Лукиных А. А.** Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н.Н. Павловского [Текст] : справочное пособие / А. А. Лукиных, Н. А. Лукиных. - Изд. 5-е, перераб. и доп. - М.: Стройиздат. – 1986. – 152 с.
7. **Федоров Н. Ф.** Таблицы гидравлического расчета канализационных сетей [Текст] : расчетные таблицы / Н. Ф.Федоров, Л. Е.Волков. - Изд. 4-е, перераб. и доп. – Л.: Стройиздат. – 1968. – 252 с.
8. **СП 40-102-2000.** Проектирование и монтаж трубопроводов систем водоснабжения и канализации из полимерных материалов [Текст] : утв. Госстроем России 16.08.2000 : взамен СН 478-80: - М. [б. и.], 2001. - 70 с.
9. **Добромыслов А. Я.** Таблицы для гидравлических расчетов трубопроводов из полимерных материалов [Текст] : в 2 т. / А. Я. Добромыслов. - М.: ТОО "Издательство ВНИИМП", 2004. - 2 т.
10. **СК 2417-06** Конструкции безнапорных трубопроводов хозяйственно-бытовой и дождевой канализации с применением труб из полиэтилена с двухслойной профилированной стенкой «Корсис» [Текст] : введ. в д. 15.10.06. - М. [б. и.], 2006. - 41 с.
11. **ТР 171-07** Технические рекомендации на проектирование и строительство подземных систем водоотведения с применением полипро-

- пиленовых гофрированных труб Pragma [Текст] : - М. [б. и.], 2008. - 100 с.
12. **Воронов Ю. В.** Водоотведение и очистка сточных вод [Текст] : учеб. для вузов / Ю. В. Воронов, С. В. Яковлев ; под общ. ред. Ю. В. Воронова - Изд. 4-е, перераб. и доп. - М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 704 с.
 13. **Пацюков А. И.** Проектирование насосных станций водоснабжения и водоотведения [Текст] : метод. указания / А. И. Пацюков, В.А. Земскова, В.В. Малинина. - Н. Новгород : ННГАСУ, 2007. - 43 с.
 14. **Березин С. Е.** Насосные станции с погружными насосами. Расчет и конструирование [Текст] / С. Е. Березин. – М. : Стройиздат, 2008. – 160 с.
 15. **ТР 101-07** Технические рекомендации на проектирование и строительство безнапорных подземных трубопроводов хозяйственно-бытовой и дождевой канализации из полиэтиленовых труб с двухслойной профилированной стенкой «КОРСИС» [Текст] : - М. [б. и.], 2007. - 61 с.
 16. **ТУ 2248-001-73011750-2005** Трубы из полиэтилена с двухслойной профилированной стенкой для безнапорных трубопроводов «КОРСИС» [Текст] : - утв. 25.11.05 : введ. в д. 01.12.05. - М. [б. и.], 2005. - 30 с.
 17. Справочник проектировщика. Водоснабжение населенных мест и промышленных предприятий [Текст] : справочник / В.А. Клячко, С.Н. Аронов, В.И. Лазарев [и др.] ; под общ. ред. И.А. Назарова. - 2-е изд., перераб. и доп. - М. : Стройиздат, 1977. – 288 с.
 18. ИТТ Flygt [Электронный ресурс]. - Режим доступа : <http://www.flygt.ru/1488714.asp>
 19. Design recommendations for pump stations with midrange centrifugal wastewater pumps [Текст] : листок-каталог : ИТТ Industries - 2004. - 8 л.
 20. **СНиП 2.04.01-85***. Внутренний водопровод и канализация зданий [Текст] : утв. Госстроем СССР 04.10.85 : взамен СНиП II-30-76 и СНиП II-34-76 : дата введ. 01.07.86. - М. [б. и.], 2003. - 72 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Условные обозначения

a	– безразмерный коэффициент, учитывающий характер шероховатости материала труб – эмпирический показатель степени
a_i	– коэффициент, используемый для определения минимального уклона трубопровода $d > 200$ мм
b_s	– безразмерный показатель степени, характеризующий режим турбулентного течения жидкости
C	– коэффициент сопротивления трению по длине (коэффициент Шези), $\text{м}^{0,5}\text{с}^{-1}$
c	– число смен на промпредприятии
d	– плотность населения, чел./га – диаметр трубопровода, мм, м
F	– площадь стока, га
g	– ускорение свободного падения, $\text{м}/\text{с}^2$
H	– высота слоя жидкости, м – напор, м – глубина квартала, м
h'_1	– значение сопротивлений в закруглениях дюкера, м
H/D	– наполнение трубопровода
H_r	– минимальная глубина заложения лотка трубопровода, м
H_r^{min}	– минимальная глубина до верха трубы, м
H_z	– геометрическая высота подъема сточных вод, м
h_l	– потери по длине трубопровода, дюкера, м
h_m	– потери на местные сопротивления, м
$h_{н.с.}$	– потери в напорных трубопроводах внутри насосной станции, м
H_{np}	– глубина промерзания грунта, м
h_p	– потери в расходомере, м
H_{mp}	– требуемый напор насосов, м
I	– гидравлический уклон потока
i	– уклон трубы, поверхности земли – удельные потери напора на трение при пропуске расчетного расхода
$i_{ав}$	– удельные потери напора на трение при аварии на одном из напорных водоводов

$K_{gen. max}$	– общий максимальный коэффициент неравномерности притока сточных вод
$K_{gen. min}$	– общий минимальный коэффициент неравномерности притока сточных вод
K_h	– коэффициент часовой неравномерности притока производственных сточных вод
K_h^c	– коэффициент часовой неравномерности притока бытовых сточных вод из «горячих» цехов
K_h^x	– коэффициент часовой неравномерности притока бытовых сточных вод из «холодных» цехов
k_w	– коэффициент, используемый для определения живое сечение потока жидкости (w)
K_ρ	– коэффициент эквивалентной шероховатости, м
l	– длина трубопровода, м
m	– количество всасывающих или напорных водоводов
N	– пропускная способность коммунальных предприятий и общественных зданий, чел.
n	– коэффициент шероховатости – частота вращения рабочего колеса насоса – допустимое количество включений насосов
N_1	– количество работающих в «холодных» цехах, чел.
N_2	– количество работающих в «горячих» цехах, чел.
N'_1	– количество работающих в «холодных» цехах в максимальную смену, чел.
N'_2	– количество работающих в «горячих» цехах в максимальную смену, чел.
n_{sh}	– количество душевых сеток, шт.
$N_{sh}^1, N_{sh}^2, N_{sh}^3, N_{sh}^4$	– количество рабочих, относящихся к различным группам производственных процессов, чел.
N_r	– расчетное число жителей, чел.
P_d	– суточная производительность предприятия, т, м ³ и т.д.
P_{max}	– производительность предприятия в максимальную смену, т, шт. и т.д.
q_0	– модуль стока, л/с на 1 га
q_1	– норма водоотведения в «холодных» цехах, в л на 1 работающего – расход сточной воды по одному водоводу, м ³ /с
q_2	– норма водоотведения в «горячих» цехах, в л на 1 работающе-

го

q_c	– сосредоточенный расход сточных вод от крупных водопотребителей, л/с
q_d	– среднесуточный расход сточных вод, м ³ /сут
q_d^{pr}	– суточный расход производственных сточных вод, м ³ /сут
$q_d^{\bar{}}$	– суточный расход бытовых сточных вод на промышленном предприятии, м ³ /сут
q_d^{δ}	– суточный расход душевых сточных вод, м ³ /сут
$q_{h.max}$	– максимальный часовой расход сточных вод, м ³ /ч
$q_{h.max(m)}$	– максимальный часовой расход в сутки максимального водоотведения, м ³ /ч
$q_{h.max}^{\bar{}}$	– максимальный часовой расход бытовых сточных вод на промышленном предприятии, м ³ /ч
$q_{h.max}^{\delta}$	– максимальный часовой расход душевых сточных вод на промышленном предприятии, м ³ /ч
$q_{h.mid}$	– средний часовой расход сточных вод, м ³ /ч
$q_{h.min}$	– минимальный часовой расход в сутки с минимальным водоотведением, м ³ /ч
$q_{h.max}^{pr}$	– максимальный часовой расход производственных сточных вод, м ³ /ч
q_l	– путевой расход на расчетном участке сети, л/с
$q_{max s}$	– максимальный секундный расход сточных вод, л/с
q_{mid}	– среднесекундный расход сточных вод, л/с
q_p	– норма водоотведения на единицу продукции выпускаемой промпредприятием, м ³ /т, м ³ /шт. и т.д.
q_r	– максимальный секундный (расчетный) расход сточных вод, л/с
q_r^1	– расчетный расход по одному всасывающему или одному напорному водоводу, л/с
q_r^{pr}	– максимальный секундный расход производственных сточных вод, л/с
q_r^{tot}	– суммарный расчетный расход сточных вод от населения на расчетном участке, л/с
$q_r^{\bar{}}$	– максимальный секундный расход бытовых сточных вод на промышленном предприятии, л/с
q_r^{δ}	– максимальный секундный расход душевых сточных вод на промышленном предприятии, л/с

$q_r^{КОММ}$	– расход от общественных зданий или коммунальных предприятий, л/с
q_s	– боковой расход на расчетном участке сети, л/с – расход жидкости, пропускаемый при неполном наполнении трубы, м ³ /с
q_t	– транзитный расход на расчетном участке сети, л/с
q_u^{tot}	– общая норма расхода воды потребителем в сутки наибольшего водопотребления, л/сут. на 1 чел.
$q_{u.m.}$	– среднесуточная норма водопотребления/водоотведения, л/сут. на 1 чел.
$q'_{u.m.}$	– скорректированная среднесуточная норма водопотребления/водоотведения, л/сут. на 1 чел.
$q_{u.m.}^{КОММ}$	– расход от общественных зданий или коммунальных предприятий, приходящийся на одного жителя, л/с
R	– гидравлический радиус, м
R_{sn}	– гидравлический радиус при неполном наполнении трубопровода, м
R_{sn}	– гидравлический радиус при полном наполнении трубопровода, м
Re	– число Рейнольдса
$Re_{кв}$	– число Рейнольдса, соответствующее началу квадратичной области гидравлических сопротивлений при турбулентном движении воды
Re_f	– фактическое число Рейнольдса
S_l	– приведенное сопротивление одного водовода, с ² /м ⁵
t	– продолжительность максимальной смены, ч – время работы коммунального предприятия или общественного здания, ч
v	– скорость движения жидкости, м/с
V_{min}	– минимальный регулирующий объем между уровнями при пуске и остановки насоса, л, м ³
$v_{ав}$	– скорость движения жидкости в напорных водоводах при аварии на одном из водоводов, м/с
v_n	– средняя скорость течения жидкости при полном наполнении трубопровода, м/с
V_p	– регулирующий (активный) объем приемного резервуара, м ³
V_{mp}	– требуемая емкость приемного резервуара насосной станции, м ³

w	– площадь живого сечения потока, м ²
y	– показатель степени (в формуле Н.Н. Павловского для определения коэффициента Шези)
z_f	– отметка земли в конце внутриквартальной сети, м. абс.
z_r	– отметка земли в начале внутриквартальной сети, м. абс.
$z_{н.к.}^d$	– отметка лотка дюкера в нижней камере, м. абс.
$z_{дн}$	– отметка дна приемного резервуара насосной станции, м. абс.
z_k	– отметка лотка подводящего коллектора, м. абс.
z_n	– отметка расчетного уровня подъема сточной жидкости, м. абс.
$z_{н.к.}$	– отметка лотка трубы, подводящей сточные воды к верхней камере дюкера, м. абс.
z_p	– отметка расчетного уровня сточной жидкости в приемном резервуаре насосной станции, м. абс.
Δ	– коэффициент эквивалентной абсолютной шероховатости, см
ΔD	– разница диаметров труб уличной и внутриквартальной сети, м
η	– КПД насоса, %
λ	– безразмерный коэффициент сопротивления трению по длине (коэффициент Дарси)
λ_s	– коэффициент гидравлического сопротивления трубопровода
ν	– кинематический коэффициент вязкости
ξ	– коэффициент местного сопротивления
χ	– смоченный периметр, м

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Таблица 1.

Определение площадей стока, количества жителей и среднесекундных расходов от населения

№ кварталов	Наименование площади стока	Площадь стока, F , га	Плотность населения, d , чел./га	Количество населения, N_r , чел.	Модуль стока, q_0 , л/с	Среднесекундный расход, q_{mid} , л/с
Район I						
1	а	0,84	180	151	0,302	0,25
	б	2,00	180	360	0,302	0,60
2		1,83	180	329	0,302	0,55
3		1,93	180	347	0,302	0,58
4	а	1,50	180	270	0,302	0,45
	б	1,10	180	198	0,302	0,33
5	а	0,73	180	131	0,302	0,22
	б	1,33	180	239	0,302	0,40
6	а	1,30	180	234	0,302	0,39
	б	0,98	180	176	0,302	0,30
	в	1,12	180	202	0,302	0,34
7		0,99	180	178	0,302	0,30
8	а	0,87	180	157	0,302	0,26
	б	0,54	180	97	0,302	0,16
9	а	1,38	180	248	0,302	0,42
	б	0,66	180	119	0,302	0,20
10	а	0,82	180	148	0,302	0,25
	б	0,63	180	113	0,302	0,19
11	а	0,90	180	162	0,302	0,27
	б	1,20	180	216	0,302	0,36
12		0,77	180	139	0,302	0,23
13	а	0,85	180	153	0,302	0,26
	б	1,49	180	268	0,302	0,45
14	а	0,89	180	160	0,302	0,27
	б	0,91	180	164	0,302	0,27
	в	0,38	180	68	0,302	0,11
	г	0,44	180	79	0,302	0,13
15		1,67	180	301	0,302	0,50
16	а	0,59	180	106	0,302	0,18
	б	1,54	180	277	0,302	0,47
17	а	0,80	180	144	0,302	0,24
	б	0,42	180	76	0,302	0,13
18	а	0,27	180	49	0,302	0,08
	б	2,26	180	407	0,302	0,68
19	а	0,58	180	104	0,302	0,18
	б	0,61	180	110	0,302	0,18
	в	0,47	180	85	0,302	0,14
Итого район I		37,59		6766		11,36

Таблица 1 (продолжение)

№ кварталов	Наименование площади стока	Площадь стока, F , га	Плотность населения, d , чел./га	Количество населения, N_r , чел.	Модуль стока, q_0 , л/с	Среднесекундный расход, q_{mid} , л/с
Район II						
1		2,77	210	582	0,474	1,31
2	а	0,86	210	181	0,474	0,41
	б	0,89	210	187	0,474	0,42
3	а	0,64	210	134	0,474	0,30
	б	1,39	210	292	0,474	0,66
4	а	1,00	210	210	0,474	0,47
	б	0,85	210	179	0,474	0,40
5	а	1,10	210	231	0,474	0,52
	б	1,74	210	365	0,474	0,82
6	а	1,15	210	242	0,474	0,55
	б	1,67	210	351	0,474	0,79
7	а	1,62	210	340	0,474	0,77
	б	1,34	210	281	0,474	0,64
8	а	0,73	210	153	0,474	0,35
	б	1,69	210	355	0,474	0,80
9	а	1,81	210	380	0,474	0,86
	б	1,28	210	269	0,474	0,61
10	а	0,47	210	99	0,474	0,22
	б	0,27	210	57	0,474	0,13
11		1,12	210	235	0,474	0,53
12	а	0,89	210	187	0,474	0,42
	б	1,40	210	294	0,474	0,66
13		2,20	210	462	0,474	1,04
14	а	0,84	210	176	0,474	0,40
	б	0,72	210	151	0,474	0,34
	в	0,70	210	147	0,474	0,33
15	а	0,33	210	69	0,474	0,16
	б	1,00	210	210	0,474	0,47
16	а	0,54	210	113	0,474	0,26
	б	0,28	210	59	0,474	0,13
17	а	1,22	210	256	0,474	0,58
	б	0,77	210	162	0,474	0,36
18	а	0,54	210	113	0,474	0,26
	б	0,24	210	50	0,474	0,11
19		1,90	210	399	0,474	0,90
20	а	1,56	210	328	0,474	0,74
	б	0,54	210	113	0,474	0,26
21	а	0,71	210	149	0,474	0,34
	б	0,42	210	88	0,474	0,20
	в	1,08	210	227	0,474	0,51
22	а	1,34	210	281	0,474	0,64
	б	0,58	210	122	0,474	0,27
23		1,54	210	323	0,474	0,73

Таблица 1 (продолжение)

№ кварталов	Наименование площади стока	Площадь стока, F , га	Плотность населения, d , чел./га	Количество населения, N_r , чел.	Модуль стока, q_0 , л/с	Среднесекундный расход, q_{mid} , л/с
24	а	1,05	210	221	0,474	0,50
	б	1,18	210	248	0,474	0,56
25	а	0,52	210	109	0,474	0,25
	б	0,90	210	189	0,474	0,43
26	а	0,93	210	195	0,474	0,44
	б	1,02	210	214	0,474	0,48
27		0,90	210	189	0,474	0,43
Итого район II		52,23		10968		24,75

Район III						
1		1,73	250	433	0,839	1,45
2	а	0,52	250	130	0,839	0,44
	б	1,02	250	255	0,839	0,86
	в	0,48	250	120	0,839	0,40
	г	0,24	250	60	0,839	0,20
	д	2,64	250	660	0,839	2,22
3	а	0,74	250	185	0,839	0,62
	б	0,29	250	73	0,839	0,24
	в	0,54	250	135	0,839	0,45
	г	0,85	250	213	0,839	0,71
4		0,85	250	213	0,839	0,71
5	а	0,66	250	165	0,839	0,55
	б	1,97	250	493	0,839	1,65
	в	0,86	250	215	0,839	0,72
6		1,43	250	358	0,839	1,20
7	а	0,71	250	178	0,839	0,60
	б	0,95	250	238	0,839	0,80
	в	0,74	250	185	0,839	0,62
8	а	0,87	250	218	0,839	0,73
	б	0,55	250	138	0,839	0,46
9	а	0,66	250	165	0,839	0,55
	б	0,59	250	148	0,839	0,50
10	а	0,72	250	180	0,839	0,60
	б	0,61	250	153	0,839	0,51
11	а	0,86	250	215	0,839	0,72
	б	0,57	250	143	0,839	0,48
12	а	1,97	250	493	0,839	1,65
	б	0,67	250	168	0,839	0,56
13		1,6	250	400	0,839	1,34
14		1,59	250	398	0,839	1,33
15	а	1,94	250	485	0,839	1,63
	б	1,12	250	280	0,839	0,94
16		0,89	250	223	0,839	0,75
17	а	0,69	250	173	0,839	0,58
	б	0,89	250	223	0,839	0,75

Таблица 1 (продолжение)

№ кварталов	Наименование площади стока	Площадь стока, F , га	Плотность населения, d , чел./га	Количество населения, N_r , чел.	Модуль стока, q_0 , л/с	Среднесекундный расход, q_{mid} , л/с
18	а	0,63	250	158	0,839	0,53
	б	1,17	250	293	0,839	0,98
19	а	0,22	251	55	0,839	0,19
	б	1,18	252	297	0,839	1,00
20	а	0,58	250	145	0,839	0,49
	б	1,99	250	498	0,839	1,67
21	а	0,46	250	115	0,839	0,39
	б	1,08	250	270	0,839	0,91
22	а	0,32	250	80	0,839	0,27
	б	0,86	250	215	0,839	0,72
23		0,48	250	120	0,839	0,40
24		0,39	250	98	0,839	0,33
25	а	0,29	250	73	0,839	0,24
	б	1,01	250	253	0,839	0,85
26	а	1,29	250	323	0,839	1,08
	б	0,53	250	133	0,839	0,44
27	а	1,24	250	310	0,839	1,04
	б	1,21	250	303	0,839	1,02
28	а	1,08	250	270	0,839	0,91
	б	1,14	250	285	0,839	0,96
29		1,29	250	323	0,839	1,08
30	а	2,6	250	650	0,839	2,18
	б	1,06	250	265	0,839	0,89
31	а	0,24	250	60	0,839	0,20
	б	0,34	250	85	0,839	0,29
	в	2,22	250	555	0,839	1,86
32		2,49	250	623	0,839	2,09
33	а	0,66	250	165	0,839	0,55
	б	1,38	250	345	0,839	1,16
34	а	0,54	250	135	0,839	0,45
	б	0,9	250	225	0,839	0,76
	в	0,22	250	55	0,839	0,18
35	а	0,79	250	198	0,839	0,66
	б	1,04	250	260	0,839	0,87
36		1,29	250	323	0,839	1,08
37	а	0,8	250	200	0,839	0,67
	б	0,95	250	238	0,839	0,80
38	а	0,9	250	225	0,839	0,76
	б	0,96	250	240	0,839	0,81
39	а	0,83	250	208	0,839	0,70
	б	0,79	250	198	0,839	0,66
40	а	0,87	250	218	0,839	0,73
	б	0,87	250	218	0,839	0,73
41	а	0,82	250	205	0,839	0,69
	б	0,95	250	238	0,839	0,80

Таблица 1 (продолжение)

№ кварталов	Наименование площади стока	Площадь стока, F , га	Плотность населения, d , чел./га	Количество населения, N_r , чел.	Модуль стока, q_0 , л/с	Среднесекундный расход, q_{mid} , л/с
42	а	0,92	250	230	0,839	0,77
	б	0,99	250	248	0,839	0,83
43	а	0,82	250	205	0,839	0,69
	б	0,87	250	218	0,839	0,73
44	а	0,94	250	235	0,839	0,79
	б	0,94	250	235	0,839	0,79
Итого район III		82,44		20613		69,19
ИТОГО		172,26		38347		105,30

Таблица 2

Подсчет расчетных расходов на расчетных участках сети

№ участка	№ площади стока			Средний расход с кварталов					Расчетный расход, л/с		
	Путевой, q_t	Боковой, q_s	Транзитный, q_t	Путевой, q_t	Боковой, q_s	Транзитный, q_t	Суммарный, q_{tot}	$K_{gen.max}$	С кварталов, q_r^{tot}	Сосредоточенный, q_c	Суммарный, q_r
I коллектор											
25-26	I-11a	-	-	0,27	-	-	0,27	3,00	0,82		0,82
26-27	I-10б	I-11б	25-26	0,19	0,36	0,27	0,82	3,00	2,47		2,47
27-28	I-12	I-10a	26-27	0,23	0,25	0,82	1,31	3,00	3,92		3,92
28-29	I-14в	I-14г; I-13a; I-13б	27-28	0,11	0,84	1,31	2,26	3,00	6,78		6,78
29-30	I-14б	-	28-29	0,27	-	2,26	2,53	3,00	7,60		7,60
30-31	I-14a	-	29-30	0,27	-	2,53	2,80	3,00	8,41		8,41
31-32	II-17б	I-15	30-31	0,36	0,50	2,80	3,67	3,00	11,02		11,02
32-10	II-17a	-	31-32	0,58	-	3,67	4,25	3,00	12,75		12,75
II коллектор											
33-34	II-12a	-	-	0,42	-	-	0,42	3,00	1,27		1,27
34-35	I-8б	II-12б; I-8a	33-34	0,16	0,93	0,42	1,51	3,00	4,53		4,53
35-36	-	-	34-35	-	-	1,51	1,51	3,00	4,53		4,53
36-37	I-9б	-	35-36	0,20	-	1,51	1,71	3,00	5,13		5,13
37-38	II-14б	I-9a	36-37	0,34	0,42	1,71	2,47	3,00	7,41		7,41
38-39	II-14в	-	37-38	0,33	-	2,47	2,80	3,00	8,40		8,40
39-40	-	II-13; III-30б; II-14a; III-30a	38-39	-	4,51	2,80	7,31	2,31	16,93		16,93
40-13	II-15б	-	39-40	0,47	-	7,31	7,79	2,28	17,73		17,73
III коллектор											
41-42	III-33б	-	-	1,16	-	-	1,16	3,00	3,47		3,47
42-43	III-34a	III-33a	41-42	0,45	0,55	1,16	2,16	3,00	6,49		6,49
43-44	-	-	42-43	-	-	2,16	2,16	3,00	6,49		6,49
44-45	III-34б	-	43-44	0,76	-	2,16	2,92	3,00	8,76		8,76
45-46	III-34в	-	44-45	0,18	-	2,92	3,10	3,00	9,31		9,31
46-47	III-36	III-35a; III-35б	45-46	1,08	1,54	3,10	5,72	2,44	13,98		13,98
47-48	III-38б	-	46-47	0,81	-	5,72	6,53	2,38	15,52		15,52
48-49	III-40б	III-37a; III-37б; III-38a	47-48	0,73	2,22	6,53	9,48	2,14	20,31		20,31

Таблица 2 (продолжение)

№ участка	№ площади стока			Средний расход с кварталов					Расчетный расход, л/с		
	Путевой, q_t	Боковой, q_s	Транзитный, q_t	Путевой, q_t	Боковой, q_s	Транзитный, q_t	Суммарный, q_{tot}	$K_{gen.max}$	С кварталов, q_r^{tot}	Сосредоточенный, q_c	Суммарный, q_r
49-50	II-23	III-39а; III-39б; III-40а	48-49	0,73	2,09	9,48	12,30	2,05	25,27		25,27
50-51	-	-	49-50	-	-	12,30	12,30	2,05	25,27		25,27
51-52	II-24б	-	50-51	0,56	-	12,30	12,86	2,04	26,27		26,27
52-53	II-25б	III-41а; III-41б; III-42а; III-42б; II-24а	51-52	0,43	3,59	12,86	16,87	1,96	33,11		33,11
53-54	-	III-43а; III-43б; III-44а; III-44б; II-25а; II-26а; II-26б; II-27	52-53	-	4,59	16,87	21,47	1,89	40,58		40,58
54-РНС1	-	-	53-54	-	-	21,47	21,47	1,89	40,58		40,58
РНС1-55	-	-	54-РНС1	-	-	21,47	21,47	1,89	40,58		40,58
55-19	-	-	РНС1-55	-	-	21,47	21,47	1,89	40,58		40,58
IV коллектор											
56-57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	74,77	74,77
57-58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	74,77	74,77
58-59	I-1а	-	-	0,25	-	-	0,25	3,00	0,76	74,77	75,54
59-60	III-3б; II-3а	I-1б	58-59	0,55	0,60	0,25	1,40	3,00	4,21	74,77	78,99
60-61	III-3в; II-4а	I-3; I-2; II-3б	59-60	0,93	1,79	1,40	4,13	3,00	12,38	74,77	87,15
61-62	-	-	60-61	-	-	4,13	4,13	3,00	12,38	74,77	87,15
62-63	III-3г	II-6б; III-8б; II-6а; II-5б; III-7б; II-5а; II-4б	61-62	0,71	4,34	4,13	9,18	2,17	19,89	74,77	94,66
63-64	III-5а	II-1; III-2а; III-2б; II-2а; II-2б; III-2в; III-3а	62-63	0,55	4,46	9,18	14,20	2,02	28,62	74,77	103,39
64-65	-	-	63-64	-	-	14,20	14,20	2,02	28,62	74,77	103,39
65-66	III-5б	III-2д; III-2г; III-1; III-4	64-65	1,65	4,58	14,20	20,43	1,90	38,76	74,77	113,53
66-67	-	III-8а; III-7в; III-7а; III-6; III-5в	65-66	-	3,87	20,43	24,30	1,87	45,47	74,77	120,25
67-68	III-9а	-	66-67	0,55	-	24,30	24,85	1,87	46,42	74,77	121,19

Таблица 2 (продолжение)

№ участка	№ площади стока			Средний расход с кварталов					Расчетный расход, л/с		
	Путевой, q_t	Боковой, q_s	Транзитный, q_t	Путевой, q_t	Боковой, q_s	Транзитный, q_t	Суммарный, q_{tot}	$K_{gen.max}$	С кварталов, q_r^{tot}	Сосредоточенный, q_c	Суммарный, q_r
68-69	III-12a	III-9б	67-68	1,65	0,50	24,85	27,00	1,85	50,04	74,77	124,82
69-24	III-16	III-11a; III-11б; III-10a; III-10б; III-14; III-13; III-12б	68-69	0,75	5,55	27,00	33,30	1,81	60,32	74,77	135,10
Главный коллектор											
1-2	I-19a	-	-	0,18	-	-	0,18	3,00	0,53		0,53
2-3	I-18б	I-19б; I-19в; II-22б	1-2	0,68	0,60	0,18	1,46	3,00	4,38		4,38
3-4	I-18a	-	2-3	0,08	-	1,46	1,54	3,00	4,62		4,62
4-5	II-20a	-	3-4	0,74	-	1,54	2,28	3,00	6,84		6,84
5-6	II-20б	-	4-5	0,26	-	2,28	2,54	3,00	7,61		7,61
6-7	II-21б	II-22a; II-21a	5-6	0,20	0,97	2,54	3,71	3,00	11,12		11,12
7-8	II-18a	I-17a; I-17б; I-16a; I-16б; II-21в	6-7	0,26	1,52	3,71	5,49	2,46	13,50		13,50
8-9	II-16a	II-19; II-18б	7-8	0,26	1,01	5,49	6,76	2,36	15,94		15,94
9-10	II-16б	-	8-9	0,13	-	6,76	6,89	2,35	16,18		16,18
10-11	-	107-10	9-10	-	4,25	6,89	11,14	2,08	23,14		23,14
11-12	-	-	10-11	-	-	11,14	11,14	2,08	23,14		23,14
12-13	-	-	11-12	-	-	11,14	11,14	2,08	23,14		23,14
13-14	III-32	III-29; III-28б; II-15a; 207-13	12-13	2,09	9,98	11,14	23,21	1,88	43,60		43,60
14-15	III-31в	-	13-14	1,86	-	23,21	25,07	1,87	46,79		46,79
15-16	III-31б	-	14-15	0,29	-	25,07	25,36	1,86	47,28		47,28
16-17	-	III-28a; III-27б; III-27a; III-31a	15-16	-	3,16	25,36	28,52	1,84	52,57		52,57
17-18	III-26б	-	16-17	0,44	-	28,52	28,97	1,84	53,31		53,31
18-19	III-26a	-	17-18	1,08	-	28,97	30,05	1,83	55,08		55,08
19-20	III-22a	64-19	18-19	0,27	21,47	30,05	51,78	1,70	87,85		87,85
20-21	III-21a	III-25б; III-25a; III-24; III-23; III-22б; III-21б	19-20	0,39	3,45	51,78	55,62	1,69	93,93		93,93
21-22	III-19a	-	20-21	0,19	-	55,62	55,80	1,69	94,22		94,22

Таблица 2 (продолжение)

№ участка	№ площади стока			Средний расход с кварталов					Расчетный расход, л/с		
	Путевой, q_l	Боковой, q_s	Транзитный, q_t	Путевой, q_l	Боковой, q_s	Транзитный, q_t	Суммарный, q_{tot}	$K_{gen.max}$	С кварталов, q_r^{tot}	Сосредоточенный, q_c	Суммарный, q_r
22-23	-	I-7; I-6а; I-6б; I-6в; II-9а; II-9б; II-11; II-10а; II-10б; II-8а; II-8б; II-7а; II-7б; III-20а; III-20б; III-18а; III-18б; I-4а; I-4б; I-5а; I-5б; III-15а; III-15б; III-19б; III-17а; III-17б	21-22	-	16,19	55,80	71,99	1,66	119,22		119,22
23-24	-	-	22-23	-	-	71,99	71,99	1,66	119,22		119,22
24-ГНС	-	84-23	23-24	-	33,30	71,99	105,29	1,60	168,46	74,77	243,23
ГНС-КП1	-	-	24-ГНС	-	-	105,29	105,29	1,60	168,46	74,77	243,23
КП1-КП2	-	-	24-ГНС	-	-	105,29	105,29	1,60	168,46	74,77	243,23
КП2-КП3	-	-	24-ГНС	-	-	105,29	105,29	1,60	168,46	74,77	243,23
КП3-ОС	-	-	24-ГНС	-	-	105,29	105,29	1,60	168,46	74,77	243,23

Таблица 3

Гидравлический расчет сети

Расчетный участок	Расчетный расход q_r , л/с	Длина участка l , м	D трубы, мм		Уклон трубы, i	Скорость, v , м/с	Наполнение, H/D	Падение трубы, il	Отметки, м				Глубина заложения трубы, м		Уклон поверхности земли, м
			Номинальный наружный	Внутренний					поверхности земли		дна трубы		в начале участка	в конце участка	
									в начале участка	в конце участка	в начале участка	в конце участка			
I коллектор															
$H_f = (1,68-0,3)+0,007 \cdot 130,18+0,038+85,27-85,7 = 1,90$ м										Устройство колодца гасителя					
25-26	0,82	123	200	176	0,005	-	-	0,62	85,27	84,85	83,37	82,76	1,90	2,10	0,0034
26-27	2,47	132	200	176	0,013	0,89	0,16	1,72	84,85	82,42	82,76	81,04	2,10	1,38	0,0184
27-28	3,92	165	200	176	0,005	0,73	0,27	0,83	82,42	82,5	80,64	79,81	1,78	2,69	-0,0005
28-29	6,78	44	200	176	0,005	0,84	0,36	0,22	82,50	81,89	79,81	79,59	2,69	2,30	0,0140
29-30	7,60	119	200	176	0,005	0,87	0,39	0,60	81,89	80,78	79,59	79,00	2,30	1,78	0,0093
30-31	8,41	113	200	176	0,005	0,89	0,41	0,56	80,78	80,64	79,00	78,44	1,78	2,20	0,0012
31-32	11,02	100	200	176	0,005	0,94	0,48	0,50	80,64	80,66	78,44	77,93	2,20	2,73	-0,0002
32-10	12,75	152	200	176	0,005	0,97	0,53	0,76	80,66	80,29	77,93	77,17	2,73	3,12	0,0024
II коллектор															
$H_f = (1,68-0,3)+0,007 \cdot 122,13+0,038+84,54-85,0 = 1,81$ м															
33-34	1,27	118	200	176	0,005	-	-	0,59	84,54	84,36	82,73	82,14	1,81	2,22	0,0015
34-35	4,53	180	200	176	0,005	0,76	0,29	0,90	84,36	82,66	82,14	81,24	2,22	1,42	0,0094
35-36	4,53	20	200	176	0,006	0,82	0,27	0,12	82,66	82,5	81,24	81,12	1,42	1,38	0,0080
36-37	5,13	142	200	176	0,005	0,79	0,31	0,71	82,50	81,95	81,12	80,41	1,38	1,54	0,0039
37-38	7,41	130	200	176	0,008	1,06	0,33	1,04	81,95	80,75	80,41	79,37	1,54	1,38	0,0092
38-39	8,40	194	200	176	0,007	1,03	0,37	1,36	80,75	79,79	79,37	78,01	1,38	1,78	0,0050
39-40	16,93	38	250	216	0,0045	1,01	0,46	0,17	79,79	79,51	77,97	77,80	1,82	1,71	0,0073
40-13	17,73	263	250	216	0,0045	1,02	0,48	1,18	79,51	78,29	77,80	76,62	1,71	1,67	0,0046
III коллектор															
$H_f = (1,68-0,3)+0,007 \cdot 114,83+0,038+79,68-80,42 = 1,48$ м															
41-42	3,47	174	200	176	0,007	0,8	0,23	1,22	79,68	78,93	78,20	76,98	1,48	1,95	0,0043
42-43	6,49	161	200	176	0,005	0,84	0,35	0,80	78,93	78,05	76,98	76,18	1,95	1,87	0,0055

Таблица 3 (продолжение)

Расчетный участок	Расчетный расход q_p , л/с	Длина участка l , м	D трубы, мм		Уклон трубы, i	Скорость, v , м/с	Наполнение, H/D	Падение трубы, m, i_l	Отметки, м				Глубина заложения трубы, м		Уклон поверхности земли, м
			Номинальный наружный	Внутренний					поверхности земли		дна трубы		в начале участка	в конце участка	
									в начале участка	в конце участка	в начале участка	в конце участка			
43-44	6,49	20	200	176	0,005	0,84	0,35	0,10	78,05	77,95	76,18	76,08	1,87	1,87	0,0050
44-45	8,76	183	200	176	0,005	0,9	0,42	0,91	77,95	78,59	76,08	75,17	1,87	3,42	-0,0035
45-46	9,31	37	200	176	0,005	0,91	0,44	0,19	78,59	78,74	75,17	74,98	3,42	3,76	-0,0040
46-47	13,98	178	250	216	0,004	0,92	0,43	0,71	78,74	78,1	74,94	74,23	3,80	3,87	0,0036
47-48	15,52	168	250	216	0,004	0,94	0,46	0,67	78,10	78,57	74,23	73,56	3,87	5,01	-0,0028
48-49	20,31	157	250	216	0,004	1,01	0,54	0,63	78,57	78,73	73,56	72,93	5,01	5,80	-0,0010
49-50	25,27	183	315	271	0,0035	1,02	0,44	0,64	78,73	77,76	72,88	72,24	5,85	5,52	0,0053
50-51	25,27	20	315	271	0,0035	1,02	0,44	0,07	77,76	77,66	72,24	72,17	5,52	5,49	0,0050
51-52	26,27	165	315	271	0,0035	1,02	0,45	0,58	77,66	77,5	72,17	71,59	5,49	5,91	0,0010
52-53	33,11	154	315	271	0,003	1,00	0,56	0,46	77,50	77,15	71,59	71,13	5,91	6,02	0,0023
53-54	40,58	20	315	271	0,003	1,03	0,65	0,06	77,15	76,93	71,13	71,07	6,02	5,86	0,0110
54-РНС1	40,58	20	315	271	0,003	1,03	0,65	0,06	76,93	76,73	71,07	71,01	5,86	5,72	0,0100
РНС1-55	40,58	994		2×150	$i=0,018$	1,15	1	-	76,73	77,84	75,13	76,24	1,6	1,6	-0,0011
55-19	40,58	20	315	271	0,003	1,03	0,65	0,06	77,84	78,47	76,12	76,06	1,72	2,41	-0,0309
IV коллектор															
$H_f = 3,00$ м															
56-57	74,77	48	400	343	0,0025	1,11	0,69	0,12	82,19	82,25	79,19	79,07	3,00	3,18	-0,0012
57-58	74,77	169	400	343	0,0025	1,11	0,69	0,42	82,25	82,89	79,07	78,65	3,18	4,24	-0,0038
58-59	75,54	161	400	343	0,0025	1,11	0,69	0,40	82,89	82,86	78,65	78,24	4,24	4,62	0,0002
59-60	78,99	158	400	343	0,003	1,22	0,66	0,47	82,86	81,83	78,24	77,77	4,62	4,06	0,0065
60-61	87,15	152	500	427	0,002	1,09	0,55	0,30	81,83	80,75	77,69	77,38	4,14	3,37	0,0071
61-62	87,15	20	500	427	0,002	1,09	0,55	0,04	80,75	80,65	77,38	77,34	3,37	3,31	0,0050
62-63	94,66	235	500	427	0,0017	1,02	0,62	0,40	80,65	80,18	77,34	76,94	3,31	3,24	0,0020
63-64	103,39	109	500	427	0,0016	1,00	0,68	0,17	80,18	79,01	76,94	76,77	3,24	2,24	0,0107
64-65	103,39	20	500	427	0,0016	1,00	0,68	0,03	79,01	78,78	76,77	76,74	2,24	2,04	0,0115
65-66	113,53	197	500	427	0,0018	1,07	0,69	0,35	78,78	78,66	76,74	76,38	2,04	2,28	0,0006

Таблица 3 (продолжение)

Расчетный участок	Расчетный расход q_r , л/с	Длина участка l , м	D трубы, мм		Уклон трубы, i	Скорость, v , м/с	Наполнение, H/D	Падение трубы, il	Отметки, м				Глубина заложения трубы, м		Уклон поверхности земли, м
			Номинальный наружный	Внутренний					поверхности земли		дна трубы		в начале участка	в конце участка	
									в начале участка	в конце участка	в начале участка	в конце участка			
66-67	120,25	20	500	427	0,002	1,14	0,69	0,04	78,66	78,55	76,38	76,34	2,28	2,21	0,0055
67-68	121,19	121	500	427	0,002	1,14	0,69	0,24	78,55	78,47	76,34	76,10	2,21	2,37	0,0007
68-69	124,82	252	500	427	0,002	1,15	0,71	0,50	78,47	77,73	76,10	75,60	2,37	2,13	0,0029
69-24	135,10	149	500	427	0,003	1,42	0,63	0,45	77,73	77,06	75,60	75,15	2,13	1,91	0,0045
Главный коллектор (вариант I)															
$H_f = (1,68-0,3)+0,007 \cdot 39,08+0,038+81,9-82,18 = 1,41$ м															
1-2	0,53	104	200	176	0,007	-	-	0,73	82,61	82,86	81,20	80,47	1,41	2,39	-0,0024
2-3	4,38	223	200	176	0,005	0,76	0,28	1,12	82,86	80,89	80,47	79,35	2,39	1,54	0,0088
3-4	4,62	82	200	176	0,005	0,77	0,29	0,41	80,89	80,92	79,35	78,95	1,54	1,97	-0,0004
4-5	6,84	208	200	176	0,005	0,85	0,36	1,04	80,92	80,16	78,95	77,90	1,97	2,26	0,0036
5-6	7,61	130	200	176	0,005	0,87	0,39	0,65	80,16	81,26	77,90	77,25	2,26	4,01	-0,0085
6-7	11,12	103	250	216	0,0035	0,83	0,39	0,36	81,26	81,81	77,21	76,85	4,05	4,96	-0,0053
7-8	13,50	120	250	216	0,003	0,8	0,46	0,36	81,81	81,17	76,85	76,49	4,96	4,68	0,0053
8-9	15,94	121	250	216	0,003	0,83	0,52	0,36	81,17	80,09	76,49	76,13	4,68	3,96	0,0089
9-10	16,18	105	250	216	0,003	0,84	0,52	0,31	80,09	80,00	76,13	75,82	3,96	4,18	0,0009
10-11	23,14	20	315	271	0,0025	0,86	0,47	0,05	80,00	79,12	75,76	75,71	4,24	3,41	0,044
11-12	23,14	101	2×150		$i=0,0237$	1,31	1	$\Sigma h=2,44$	79,12	77,94	75,71	73,24	3,41	4,70	0,012
12-13	23,14	21	315	271	0,0025	0,86	0,47	0,05	77,94	78,26	73,12	73,07	4,82	5,19	-0,015
13-14	43,60	288	400	343	0,0016	0,82	0,56	0,46	78,26	78,23	73,00	72,53	5,26	5,70	0,000
14-15	46,79	252	400	343	0,0016	0,83	0,58	0,40	78,23	78,08	72,53	72,13	5,70	5,95	0,001
15-16	47,28	92	400	343	0,0016	0,84	0,59	0,15	78,08	78,57	72,13	71,98	5,95	6,59	-0,005
16-17	52,57	57	400	343	0,0016	0,85	0,64	0,09	78,57	77,99	71,98	71,89	6,59	6,10	0,010
17-18	53,31	73	400	343	0,0016	0,85	0,64	0,12	77,99	77,84	71,89	71,78	6,10	6,06	0,002
18-19	55,08	133	400	343	0,0016	0,85	0,66	0,21	77,84	78,48	71,78	71,56	6,06	6,92	-0,005
19-20	87,85	101	500	427	0,0014	0,92	0,63	0,14	78,48	77,67	71,48	71,34	7,00	6,33	0,008
20-21	93,93	143	500	427	0,0014	0,93	0,67	0,20	77,67	77,5	71,34	71,14	6,33	6,36	0,001
21-22	94,22	77	500	427	0,0014	0,93	0,67	0,11	77,50	77,73	71,14	71,03	6,36	6,70	-0,003

Таблица 3 (продолжение)

Расчетный участок	Расчетный расход q_r , л/с	Длина участка l , м	D трубы, мм		Уклон трубы, i	Скорость, v , м/с	Наполнение, H/D	Падение трубы, m , il	Отметки, м				Глубина заложения трубы, м		Уклон поверхности земли, м
			Номинальный наружный	Внутренний					поверхности земли		дна трубы		в начале участка	в конце участка	
									в начале участка	в конце участка	в начале участка	в конце участка			
22-23	119,22	47	630	535	0,0014	1,03	0,51	0,07	77,73	76,2	70,92	70,86	6,81	5,34	0,032
23-24	119,22	16	630	535	0,0014	1,03	0,51	0,02	76,20	77,06	70,86	70,83	5,34	6,23	-0,055
24-ГНС	243,23	20	800	678	0,0012	1,14	0,57	0,02	77,06	76,26	70,69	70,67	6,37	5,59	0,04
ГНС-КП1	243,23	488		2'400	$i=0,00336$	0,94	1	-	76,26	78,25	74,26	76,25	2,00	2,00	-0,004
КП1-КП2	243,23	488		2'400	$i=0,00336$	0,94	1	-	78,25	78,71	76,25	76,71	2,00	2,00	-0,001
КП2-КП3	243,23	488		2'400	$i=0,00336$	0,94	1	-	78,71	81,94	76,71	79,94	2,00	2,00	-0,007
КП3-ОС	243,23	488		2'400	$i=0,00336$	0,94	1	-	81,94	81,47	79,94	79,47	2,00	2,00	0,001

Главный коллектор (вариант II)

$$H_f = (1,68 \cdot 0,3) + 0,007 \cdot 39,08 + 0,038 + 81,9 \cdot 82,18 = 1,41 \text{ м}$$

1-2	0,53	104	200	176	0,007	-	-	0,73	82,61	82,86	81,20	80,47	1,41	2,39	-0,0024
2-3	4,38	223	200	176	0,005	0,76	0,28	1,12	82,86	80,89	80,47	79,35	2,39	1,54	0,0088
3-4	4,62	82	200	176	0,005	0,77	0,29	0,41	80,89	80,92	79,35	78,95	1,54	1,97	-0,0004
4-5	6,84	208	200	176	0,005	0,85	0,36	1,04	80,92	80,16	78,95	77,90	1,97	2,26	0,0036
5-6	7,61	130	200	176	0,005	0,87	0,39	0,65	80,16	81,26	77,90	77,25	2,26	4,01	-0,0085
6-7	11,12	103	250	216	0,0035	0,83	0,39	0,36	81,26	81,81	77,21	76,85	4,05	4,96	-0,0053
7-8	13,50	120	250	216	0,003	0,8	0,46	0,36	81,81	81,17	76,85	76,49	4,96	4,68	0,0053
8-9	15,94	121	250	216	0,003	0,83	0,52	0,36	81,17	80,09	76,49	76,13	4,68	3,96	0,0089
9-10	16,18	105	250	216	0,003	0,84	0,52	0,31	80,09	80,00	76,13	75,82	3,96	4,18	0,0009
10-11	23,14	20	315	271	0,0025	0,86	0,47	0,05	80,00	79,12	75,76	75,71	4,24	3,41	0,044
11-12	23,14	101	2×150			$i=0,0237$	1,31	1	$\Sigma h=2,44$	79,12	77,94	75,71	73,24	3,41	4,70
12-13	23,14	21	315	271	0,0025	0,86	0,47	0,05	77,94	78,26	73,12	73,07	4,82	5,19	-0,015
13-14	43,60	288	400	343	0,0016	0,82	0,56	0,46	78,26	78,23	73,00	72,53	5,26	5,70	0,000
14-ТНС	43,6	25	400	343	0,0016	0,82	0,56	0,04	78,23	77,75	72,53	72,49	5,70	5,26	0,019
ТНС-14'	43,6	30	2×200		$i=0,0048$	0,7	1	-	77,75	78,29	76,15	76,69	1,60	1,60	-0,018

Таблица 3 (продолжение)

Расчетный участок	Расчетный расход q_r , л/с	Длина участка l , м	D трубы, мм		Уклон трубы, i	Скорость, v , м/с	Наполнение, H/D	Падение трубы, м, il	Отметки, м				Глубина заложения трубы, м		Уклон поверхности земли, м
			Номинальный наружный	Внутренний					поверхности земли		дна трубы		в начале участка	в конце участка	
									в начале участка	в конце участка	в начале участка	в конце участка			

$$H_f = (1,68 \cdot 0,3) + 0,007 \cdot 124,51 + 0,205 + 78,29 - 80,5 = 1,53 \text{ м}$$

14'-15	46,79	252	400	343	0,0016	0,83	0,58	0,40	78,29	78,08	76,49	76,09	1,80	1,99	0,001
15-16	47,28	92	400	343	0,0016	0,84	0,59	0,15	78,08	78,57	76,09	75,94	1,99	2,63	-0,005
16-17	52,57	57	400	343	0,0016	0,85	0,64	0,09	78,57	77,99	75,94	75,85	2,63	2,14	0,010
17-18	53,31	73	400	343	0,0016	0,85	0,64	0,12	77,99	77,84	75,85	75,73	2,14	2,11	0,002
18-19	55,08	133	400	343	0,0016	0,85	0,66	0,21	77,84	78,48	75,73	75,52	2,11	2,96	-0,005
19-20	87,85	101	400	343	0,0035	1,34	0,67	0,35	78,48	77,67	75,52	75,16	2,96	2,51	0,008
20-21	93,93	143	400	343	0,004	1,44	0,67	0,57	77,67	77,5	75,16	74,59	2,51	2,91	0,001
21-22	94,22	77	400	343	0,004	1,44	0,67	0,31	77,50	77,73	74,59	74,28	2,91	3,45	-0,003
22-23	119,22	47	400	343	0,013	2,64	0,49	0,61	77,73	76,2	74,28	73,67	3,45	2,53	0,032
23-24	119,22	16	400	343	0,009	2,22	0,56	0,14	76,20	77,06	73,67	73,53	2,53	3,53	-0,055
24-ГНС	243,23	20	500	427	0,007	2,33	0,69	0,14	77,06	76,26	73,45	73,31	3,61	2,95	0,04
ГНС-КП1	243,23	488		2'400	$i=0,00336$	0,94	1	-	76,26	78,25	74,26	76,25	2,00	2,00	-0,004
КП1-КП2	243,23	488		2'400	$i=0,00336$	0,94	1	-	78,25	78,71	76,25	76,71	2,00	2,00	-0,001
КП2-КП3	243,23	488		2'400	$i=0,00336$	0,94	1	-	78,71	81,94	76,71	79,94	2,00	2,00	-0,007
КП3-ОС	243,23	488		2'400	$i=0,00336$	0,94	1	-	81,94	81,47	79,94	79,47	2,00	2,00	0,001

Таблица 4

Проверки пропускной способности участков коллекторов с учетом расходов от коммунальных и общественных зданий

Расчетный участок	Расчетный расход q_r , л/с	Длина участка l , м	D трубы, мм		Уклон трубы, i	Скорость, v , м/с	Наполнение, H/D	Увеличение наполнения, ед.
			Номинальный наружный	Внутренний				
Присоединение школы (IV коллектор)								
62-63	95,39	234,64	500	427	0,0017	1,02	0,62	0,004
Присоединение бани и больницы (Главный коллектор, вариант I)								
22-23	124,70	47	630	535	0,0014	1,04	0,53	0,015
Присоединение бани и больницы (Главный коллектор, вариант II)								
22-23	124,70	47	400	343	0,013	2,66	0,51	0,014

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Расчет дюкера

Исходные данные:

- расход сточных вод $q_r = 150,0$ л/с
- расчетный расход $150,0$ л/с, длина дюкера $l = 101$ м;
- подводящий к дюкеру самотечный коллектор $D = 630$ мм, $i = 0,0014$, $v_l = 1,07$ м/с, $H/D = 0,6$;
- отметка лотка трубы, подводящей сточные воды к верхней камере дюкера – $75,53$ м. абс.
- отводящий коллектор от нижней камеры дюкера $D = 630$ мм, $i = 0,0013$, $v_o = 1,03$ м/с, $H/D = 0,62$.
- отметки рельефа местности соответствуют примеру на участках 10-13.

Расчет произведен в соответствие с требованиями пп. 4.36-4.40 [1].

Согласно п. 4.37 [1] в проекте приняты две линии дюкера из стальных труб с усиленной антикоррозионной защитой.

Расчетный расход для одной нитки дюкера составит:

$$q_r' = \frac{q_r}{2} = \frac{150,0}{2} = 75 \text{ л/с}$$

По [6] принимаем $D = 300$ мм, $v_2 = 1,06$ м/с, $i = 0,0063$.

Потери по длине дюкера:

$$h_n = i \cdot l = 0,0063 \cdot 101 = 0,64 \text{ м}$$

Потери на вход в дюкер:

$$h_1 = \xi \frac{v_2^2}{2g} = 0,5 \cdot \frac{1,06^2}{2 \cdot 9,81} = 0,029 \text{ м}$$

где:

ξ – коэффициент местного сопротивления (табл. 7.3 [16]).

Потери в задвижке верхней камеры дюкера:

$$h_2 = \xi_2 \frac{v_2^2}{2g} = 0,1 \cdot \frac{1,06^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0057 \text{ м}$$

Принимаем 4 отвода по 10° , тогда потери в закруглениях составят:

$$h_3 = 4 \cdot h_1' = 4 \cdot 0,0008 = 0,0032 \text{ м}$$

где:

$h_1' = 0,0008$ – значение сопротивлений в закруглениях дюкера при $v = 1,06$ м/с (табл. 45 [5]).

Потери при выходе из дюкера:

$$h_4 = \xi \frac{(v_2 - v_0)^2}{2g} = 1,0 \cdot \frac{(1,06 - 1,03)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,000046 \text{ м}$$

Полные потери напора в дюкере:

$$H = h_n + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = \\ = 0,64 + 0,029 + 0,0057 + 0,0032 + 0,000046 = 0,678 \text{ м}$$

Отметка лотка дюкера $D = 300$ мм в нижней камере составит:

$$z_{н.к.}^d = z_{н.к.} - H = 75,53 - 0,678 = 74,85 \text{ м. абс.}$$

где:

$z_{н.к.}$ – отметка лотка трубы, подводящей сточные воды к верхней камере дюкера, м. абс.

Отметка лотка самотечного коллектора $D = 500$ мм за дюкером составит:

$$z_{о.к.} = z_{н.к.}^d - (0,427 - 0,3) = 74,85 - (0,427 - 0,3) = 74,72 \text{ м. абс.}$$

где:

0,427 и 0,3 – соответственно внутренние диаметры труб самотечного коллектора и дюкера, м.

Проверка одной нитки дюкера на пропуск расчетного расхода при аварии.

По [6] определяем при $q_r = 150,0$ л/с и $D = 300$ мм:

$$v'_2 = 2,12 \text{ м/с}, i' = 0,0242.$$

Потери по длине дюкера:

$$h'_l = i' \cdot l = 0,0242 \cdot 101 = 2,44 \text{ м}$$

Потери на вход в дюкер:

$$h'_1 = \xi \frac{v_2^2}{2g} = 0,5 \cdot \frac{2,12^2}{2 \cdot 9,81} = 0,115 \text{ м}$$

Потери в задвижке верхней камеры дюкера:

$$h_2 = \xi_2 \frac{v_2^2}{2g} = 0,1 \cdot \frac{2,12^2}{2 \cdot 9,81} = 0,023 \text{ м}$$

При двукратном увеличении расхода и скорости потери в закруглениях увеличатся в 4 раза и составят [5]:

$$h_3 = 4 \cdot h'_1 = 4 \cdot 0,0008 = 0,0032 \text{ м}$$

где:

$h'_1 = 0,0008$ – значение сопротивлений в закруглениях дюкера при $v = 2,12$ м/с (табл. 45 [5]).

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Таблица 1

Нормальный режим работы насосной станции

Часы суток	Приток		№ насоса	Наполнение, с		Откачка, с		Начало/конец рабочего цикла	Число включений насоса z	Общее время работы насоса, с	Объем откачки, м ³		Остаток в регулирующем резервуаре, м ³
	м ³ /ч	м ³ /с		Первое с учетом остатка	Последующие	Первая с учетом остатка	Последующие				один насос	всего за час	
0-1	160,43	0,045	1	200,8	200,8	85,6	85,6	н/н	12	1026,7	153,15	153,15	7,28
1-2	141,00	0,039	1	42,6	228,5	81,4	81,4	н/н	12	976,4	145,65	145,65	2,63
2-3	141,00	0,039	1	161,3	228,5	81,4	81,4	н/о	12	925,1	137,99	137,99	5,64
3-4	141,00	0,039	1	228,5	228,5	51,3	81,4	о/н	11	946,3	141,16	141,16	5,48
4-5	141,00	0,039	1	88,5	228,5	81,4	81,4	н/н	12	976,4	145,65	145,65	0,84
5-6	395,71	0,110	1	73,8	81,4	228,0	228,0	н/о	12	2630,5	392,38	392,38	4,16
6-7	509,42	0,142	1	63,2	63,2	543,6	1168,2	о/о	3	3410,3	508,70	508,70	4,88
7-8	545,81	0,152	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	537,00	537,00	13,69
8-9	652,77	0,181	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	537,00		10,42
			2	5,7	153,1	98,6	98,6	н/о	15	1450,2	119,04	656,04	
9-10	693,00	0,193	1	0,0		3600,0	0,0	о/о	0	3600,0	537,00		10,86
			2	113,7	113,7	38,0	127,1	о/о	15	1895,2	155,56	692,56	
10-11	847,68	0,235	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	537,00		15,27
			2	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	295,50		
			3	1286,2	571,1	67,0	67,0	н/н	4	268,2	10,77	843,27	
11-12	478,91	0,133	1	67,3	67,3	619,0	554,7	о/о	5	3263,6	486,82		2,08
			2	0	0,0	64,4	0	о/о	0	64,4	5,29	492,11	
12-13	436,63	0,121	1	73,8	73,8	74,5	321,0	о/о	9	2935,9	437,94	437,94	0,77
13-14	743,07	0,206	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	537,00		11,56
			2	228,9	86,0	198,3	198,3	н/н	12	2379,1	195,28	732,28	
14-15	621,49	0,173	1	0,0		3600,0	0,0	о/о	0	3600,0	537,00		13,28
			2	98,8	209,8	84,0	84,0	н/н	12	1008,3	82,76	619,76	
15-16	597,72	0,166	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	537,00		12,01
			2	35,2	292,0	75,5	75,5	н/н	10	755,2	61,99	598,99	

Таблица 1 (продолжение)

Часы суток	Приток		№ насоса	Наполнение, с		Откачка, с		Начало/конец рабочего цикла	Число включений насоса z	Общее время работы насоса	Объем откачки, м ³		Остаток в регулирующем резервуаре, м ³
	м ³ /ч	м ³ /с		Первое с учетом остатка	Последующие	Первая с учетом остатка	Последующие				один насос	всего за час	
16-17	564,16	0,157	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	537,00	564,12	12,05
			2	247,2	652,7	66,1	66,1	н/н	5	330,4	27,12		
17-18	577,70	0,160	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	537,00	576,98	12,76
			2	161,3	435,7	69,6	69,6	н/н	7	487,1	39,98		
18-19	599,64	0,167	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	537,00	599,50	12,91
			2	63,8	283,0	76,1	76,1	н/н	10	761,4	62,50		
19-20	430,24	0,120	1	74,9	74,9	435,3	301,8	о/о	9	2926,0	436,46	436,46	6,68
20-21	458,80	0,127	1	70,2	70,2	307,7	412,0	о/о	7	3108,4	463,67	463,67	1,82
21-22	408,61	0,114	1	78,9	78,9	51,0	251,0	о/о	11	2732,6	407,61	407,61	2,82
22-23	199,15	0,055	1	161,8	161,8	30,0	95,4	о/о	14	1335,0	199,14	199,14	2,83
23-24	179,45	0,050	1	179,5	179,5	28,5	90,1	о/н	13	1200,0	179,00	179,00	3,28

Итого: **10664,39****10661,11**

Итого с учетом остатка в приемном резервуаре:

10664,39

Примечание:

Обозначения фазы работы насоса в начале и конце часа в графе 9:

н – наполнение;

о – откачка.

Пояснения к вычислению данных табл. 1

Час 0-1

гр. 5: с учетом данных о производительности насосов (табл. 4.9) и объемов регулирующих емкостей (п. 3.8.6) значение определено по ф. 71.

гр. 6: так как остаток в регулирующем резервуаре отсутствует, то значения гр. 5 и 6 равны.

гр. 7: значение определено по ф. 73.

гр. 8: так как остаток в регулирующем резервуаре отсутствует, а приток меньше производительности насоса время откачки на протяжении часа будет одинаковым.

гр. 9, 10, 11: определение числа включений насоса, фазы работы насоса в начале и конце часа и общая длительность работы насоса:

Цикл	Наполнение, с	Откачка, с	Длительность цикла, с
1	200,8	85,6	286,4
2	200,8	85,6	286,4
3	200,8	85,6	286,4
4	200,8	85,6	286,4
5	200,8	85,6	286,4
6	200,8	85,6	286,4
7	200,8	85,6	286,4
8	200,8	85,6	286,4
9	200,8	85,6	286,4
10	200,8	85,6	286,4
11	200,8	85,6	286,4
12	200,8	85,6	286,4
13	163,2		163,2
Всего:		1026,7	3600,00

начало часа –
наполнение;
конец часа –
наполнение
(н/н)

Число включений насоса, Z

Общее время работы насоса, с

гр. 12: значение определено по ф. 75.

гр. 13: Так как в течение часа работал один насос, то общий объем откачанных стоков равен значению **гр. 12**.

гр. 14: Остаток воды в приемном резервуаре определен по ф. 76.

Час 9-10

Насос №1

Так как приток сточных вод (q) превышает производительность насоса №1 (Q_1), а его регулирующая емкость к началу часа заполнена ($V_{n.p.} = 10,42 \text{ м}^3 > V_p^I = 8,95 \text{ м}^3$, см. **гр. 14** для часа 8-9), то насос будет работать 3600 с. (**гр. 7**).

Фазы работы насоса в начале и конце часа: откачка/откачка. Насос №1 включится до начала часа и выключаться не будет $z_1 = 0$.

Насос №2

К началу часа насос продолжает откачку, поэтому:

гр. 9, 10, 11: определение числа включений насоса, фазы работы насоса в начале и конце часа и общая длительность работы насоса:

Цикл	Наполнение, с	Откачка, с	Длительность цикла, с
1		38,0	38,0
2	113,7	127,1	240,8
3	113,7	127,1	240,8
4	113,7	127,1	240,8
5	113,7	127,1	240,8
6	113,7	127,1	240,8
7	113,7	127,1	240,8
8	113,7	127,1	240,8
9	113,7	127,1	240,8
10	113,7	127,1	240,8
11	113,7	127,1	240,8
12	113,7	127,1	240,8
13	113,7	127,1	240,8
14	113,7	127,1	240,8
15	113,7	127,1	240,8
16	113,7	77,8	191,5
Всего:		1895,2	3600,00

начало часа –
наполнение;
конец часа –
наполнение
(о/о)

Общее время
работы насоса,
с

Количество включений насоса №2 $z_2 = 15$, т.к. первый цикл – это откачка, насос включился в предыдущий час.

Час 10-11 (максимальный приток сточных вод)

Насос №1 и №2

Так как приток сточных вод (q) превышает производительность насоса №1 (Q_1) и №2 (Q_2), а к началу часа оба насоса производят откачку, то время их работы составит 3600 с. (**гр. 7**). Фазы работы насосов в начале и конце часа: откачка/откачка (**гр. 9**). Число включений в течение часа: $z_1 = z_2 = 0$ (**гр. 10**).

Насос №3

Первое наполнение регулирующей емкости насоса №3 определено по ф. 71 с учетом наличия в приемном резервуаре насосной станции к началу часа $10,86 \text{ м}^3$ сточных вод (**гр. 5**).

гр. 9, 10, 11: определение числа включений насоса, фазы работы насоса в начале и конце часа и общая длительность работы насоса:

Цикл	Наполнение, с	Откачка, с	Длительность цикла, с
1	1286,2	67,0	1353,2
2	571,1	67,0	638,2
3	571,1	67,0	638,2
4	571,1	67,0	638,2
5	332,2		332,2
Всего:		268,2	3600,00

По данным таблицы определяем:

- фазы работы насоса в начале и конце часа: наполнение/наполнение (**гр. 9**);
- $z_3 = 4$ (**гр. 10**);
- общее время работы – 268,2 с. (**гр. 11**).

Час 11-12

К началу часа $V_{н.р.} = 15,27 \text{ м}^3 > V_p^1 + V_p^2$, работают насосы №1 и №2. Т.к. часовой приток не превышает производительность насоса №1, время работы насоса №2 (**гр. 7**) ограничивается откачкой воды до минимального уровня его регулирующей емкости, определяемое по ф. 74.

Насос №1

При параллельной работе насосов №1 и №2 в начале часа длительность первой откачки насоса №1 (**гр. 7**) складывается из времени откачки объема собственной регулирующей емкости и времени работы насоса №2 (см. выше).

Таблица 2

Аварийный режим работы насосной станции

Часы суток	Приток		№ насоса	Наполнение, с		Откачка, с		Начало/конец рабочего цикла	Число включений насоса z	Общее время работы насоса	Объем откачки, м ³		Остаток в регулирующем резервуаре, м ³
	м ³ /ч	м ³ /с		Первое с учетом остатка	Последующие	Первая с учетом остатка	Последующие				один насос	всего за час	
0-1	160,43	0,045	1	200,8	200,8	90,1	90,1	н/н	12	1081,3	155,59	155,59	4,84
1-2	141,00	0,039	1	104,9	228,5	85,5	85,5	н/о	12	981,5	141,23	141,23	4,61
2-3	141,00	0,039	1	228,5	228,5	44,1	85,5	о/н	11	984,2	141,61	141,61	4,00
3-4	141,00	0,039	1	126,3	228,5	85,5	85,5	н/о	12	960,1	138,15	138,15	6,86
4-5	141,00	0,039	1	228,5	228,5	65,5	85,5	о/н	11	1005,6	144,69	144,69	3,16
5-6	395,71	0,110	1	52,6	81,4	263,5	263,5	н/о	11	2733,1	393,27	393,27	5,61
5-7	509,42	0,142	1	63,2		2352,5	1184,2	о/о	1	3536,8	508,90	508,90	6,13
7-8	545,81	0,152	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	540,26	11,68
			2	1002,9	637,5	82,8	82,8	н/н	4	331,1	22,26		
8-9	652,77	0,181	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	651,38	13,07
			2	58,6	131,6	165,3	165,3	н/н	12	1984,2	133,38		
9-10	693,00	0,193	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	695,89	10,18
			2	16,5	101,3	264,6	264,6	н/н	10	2646,3	177,89		
10-11	847,68	0,235	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	842,57	15,29
			2	40,3		3559,7	0	н/о	1	3559,7	239,29		
			3	98,9	98,9	317,3	317,3	н/о	9	2669,7	85,28		
11-12	478,91	0,133	1	67,3	67,3	824,3	824,3	о/н	3	3372,9	485,33	490,85	3,35
			2	0	0,0	63,1	0	о/о	0	75,9	5,10		
			3	0	0,0	12,9	0	о/о	0	12,9	0,41		
12-13	436,63	0,121	1	46,1	73,8	396,0	396,0	н/о	8	3037,3	437,04	437,04	2,95
13-14	743,07	0,206	1	96,0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	732,36	13,65
			2	78,8	78,8	1047,3	1047,3	н/о	4	3188,9	214,36		

Таблица 2 (продолжение)

Часы суток	Приток		№ насоса	Наполнение, с		Откачка, с		Начало/конец рабочего цикла	Число включений насоса z	Общее время работы насоса	Объем откачки, м ³		Остаток в регулирующем резервуаре, м ³
	м ³ /ч	м ³ /с		Первое с учетом остатка	Последующие	Первая с учетом остатка	Последующие				один насос	всего за час	
14-15	621,49	0,173	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	621,80	13,34
			2	171,3	171,3	122,3	128,0	о/о	12	1544,2	103,80		
15-16	597,72	0,166	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	597,99	13,07
			2	222,4	222,4	97,4	109,3	о/н	10	1190,0	79,99		
16-17	564,16	0,157	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	566,69	10,54
			2	63,0	384,1	90,5	90,5	н/н	8	724,3	48,69		
17-18	577,70	0,160	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	576,84	11,40
			2	201,0	297,0	97,3	97,3	н/н	9	875,3	58,84		
18-19	599,64	0,167	1	0		3600,0	0	о/о	0	3600,0	518,00	599,76	11,29
			2	109,2	217,2	110,6	110,6	н/н	11	1216,2	81,76		
19-20	430,24	0,120	1	74,9	74,9	462,9	367,1	о/н	7	3032,7	436,38	436,38	5,14
20-21	458,80	0,127	1	29,9	70,2	544,3	544,3	н/о	6	3219,0	463,18	463,18	0,77
21-22	408,61	0,114	1	78,9	78,9	25,3	294,5	о/о	10	2811,5	404,54	404,54	4,84
22-23	199,15	0,055	1	161,8	161,8	54,7	101,1	о/н	13	1368,3	196,89	196,89	7,11
23-24	179,45	0,050	1	37,0	179,5	95,2	95,2	о/н	13	1237,2	178,02	178,02	8,53

Итого: 10664,39

10655,86

Итого с учетом остатка в приемном резервуаре:

10664,39

Пояснения к вычислению данных табл. 2

Час 10-11 (максимальный приток сточных вод)

Насос №1

Так как приток сточных вод (q) превышает производительность насоса №1 (Q_1), а к началу часа насос продолжает работу ($V_{n.p.} = 10,18 \text{ м}^3 > V_p^1 = 8,95 \text{ м}^3$ см. гр. 14 для часа 9-10) то насос будет работать 3600 с. (гр. 7).

Насос №2

В начале часа происходит наполнение регулирующей емкости насоса №2 (гр. 5, ф. 71), т.к. $V_{n.p.} = 10,18 \text{ м}^3 < V_p^1 + V_p^2 = 13,88 \text{ м}^3$. Так как приток сточных вод (q) превышает суммарную производительность насосов №1 и №2 (Q_1 , и Q_2) насос №2 после включения будет продолжать работу до конца часа: $T_o^2 = 3600 - T_n^2$ (см. гр. 7).

Насос №3

Расчет выполняется по ф. 71 (гр. 5 и 6), ф. 73 (гр. 7 и 8).

Час 11-12

Приток сточных вод за час (q) не превышает производительности насоса №1. К началу часа $V_{n.p.} = 15,29 \text{ м}^3 > V_p^1 + V_p^2 = 13,88 \text{ м}^3$ и все насосы осуществляют откачку (см. гр. 9 для часа 10-11), поэтому продолжительность работы насосов №2 и 3 будет ограничена временем откачки объемов их регулирующих емкостей (гр. 7), определяемом соответственно по ф. 73 и ф. 74.

Час 13-14

Приток сточных вод за час (q) не превышает суммарной производительности насосов № 1 и 2. При работающем к началу часа насосе №1 объем воды в приемном резервуаре насосной станции составляет $V_{n.p.} = 2,95 \text{ м}^3 < V_p^1 = 8,95 \text{ м}^3$, поэтому:

Насос №1

Время работы насоса составит 3600 с.

Длительность наполнения регулирующей емкости насоса №1 определяется по ф. 71:

$$T_n^1 = \frac{V_p^1 - V_{ост}}{q - Q_1} = \frac{8,95 - 2,95}{0,206 - 0,1439} = 96,0 \text{ с}$$

Насос №2

Расчет выполняется по ф. 71 (гр. 5 и 6), ф. 73 (гр. 7 и 8).

При определении количества включений насоса и суммарной длительности его работы в течение часа необходимо учитывать время наполнения регулирующей емкости насоса №1:

Цикл	Наполнение, с	Откачка, с	Длительность цикла, с
1	174,78	1047,25	1222,03
2	78,78	1047,25	1126,03
3	78,78	1047,25	1126,03
4	78,78	47,13	125,91
Всего:		3188,89	3600,00

96,0+78,78=174,78 с

М 1:10000 - по вертикали
 М 1:100 - по горизонтали

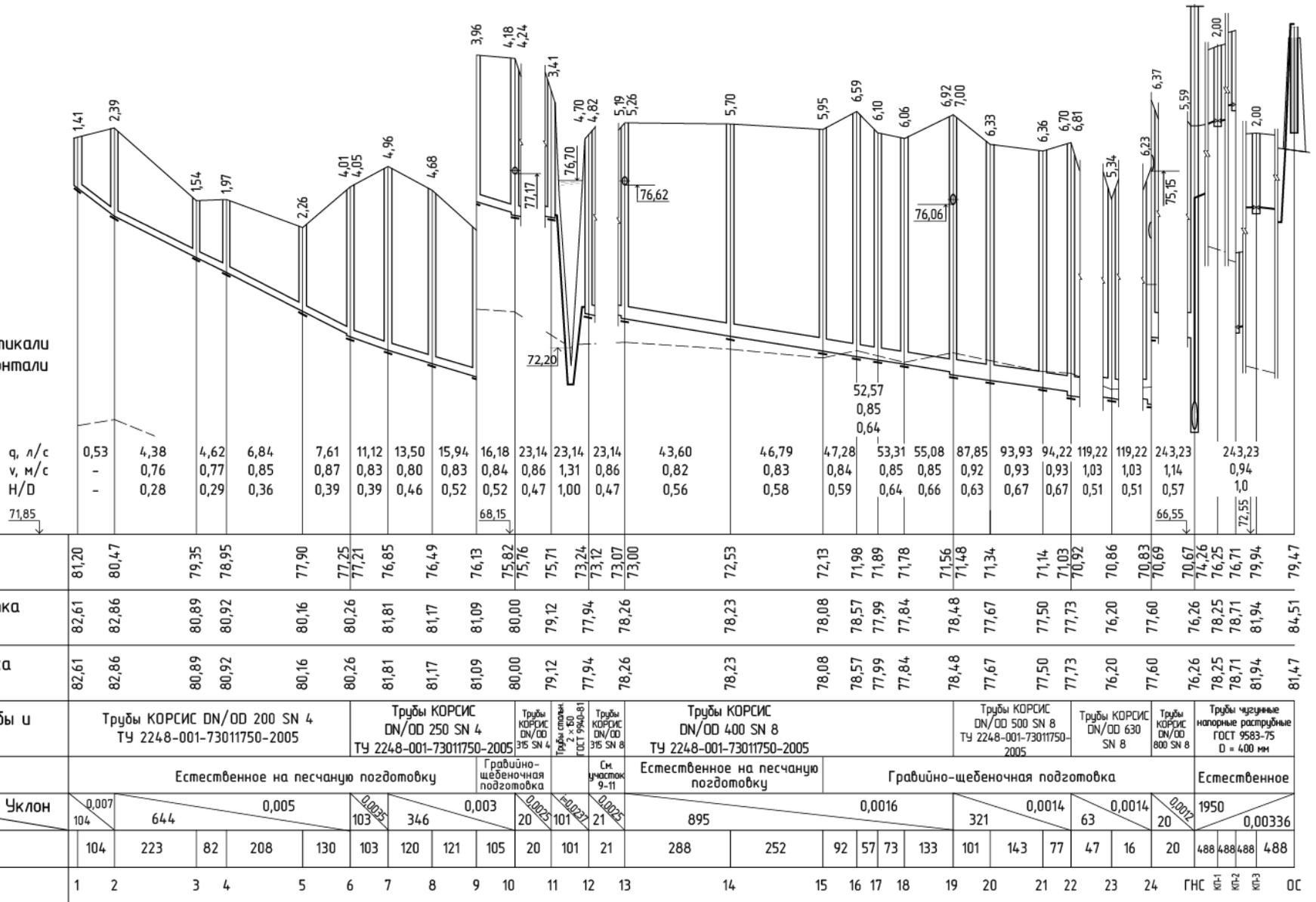


Рис. 2. Профиль главного коллектора (вариант 1)

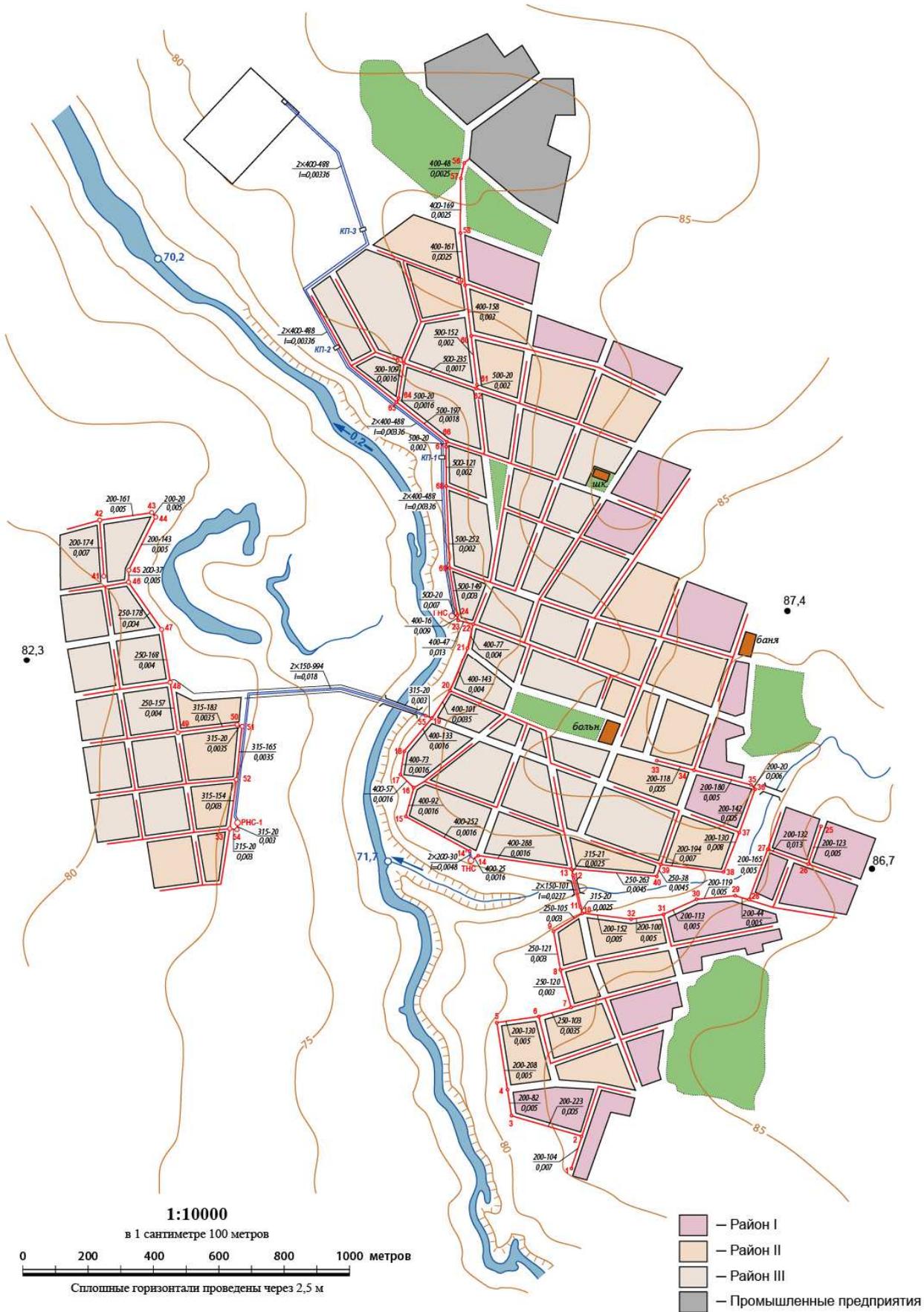


Рис. 3. План населенного пункта с трассировкой водоотводящих сетей и данными гидравлического расчета для варианта 2 с установкой транзитной насосной станции на главном коллекторе

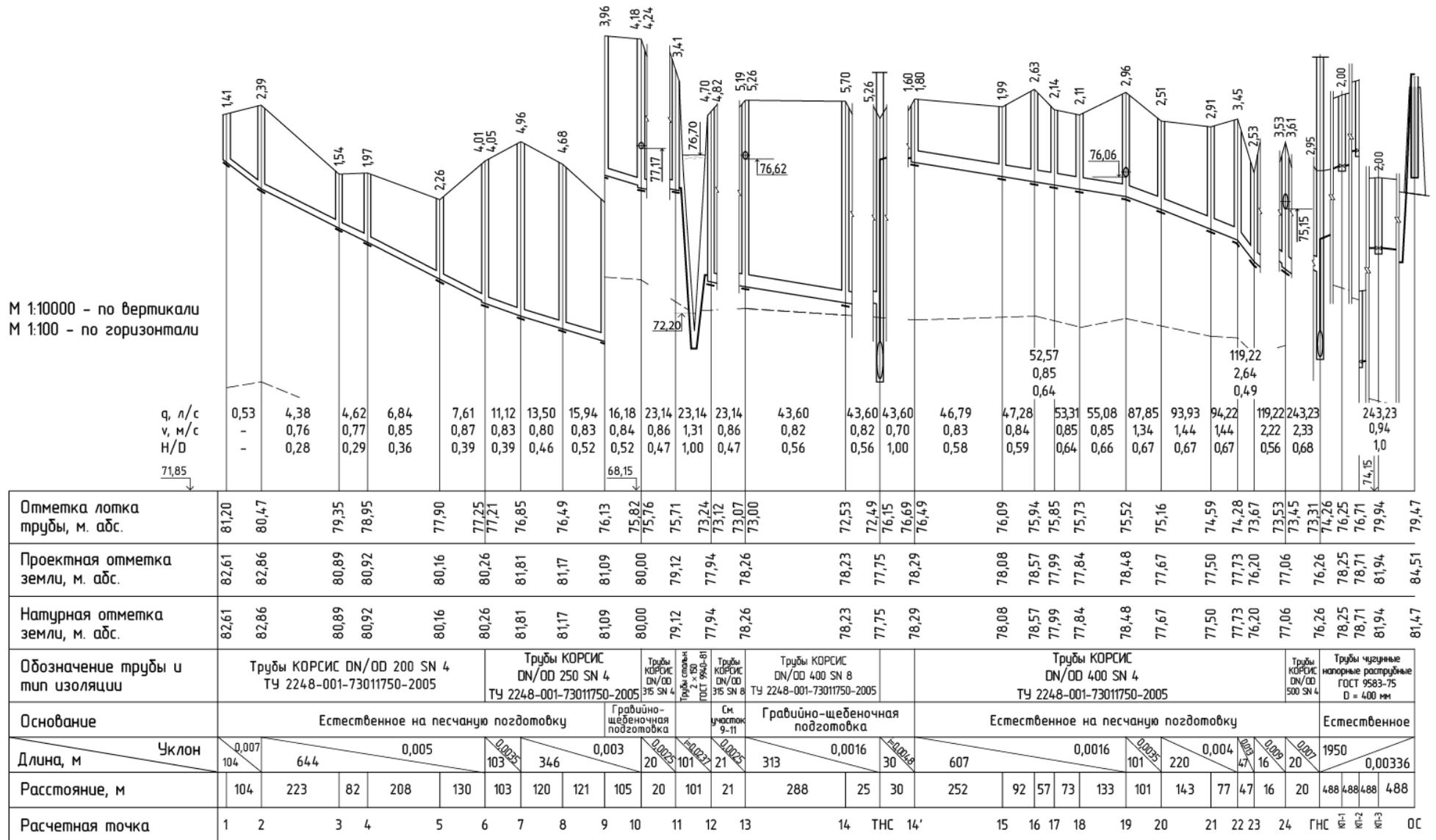


Рис. 4. Профиль главного коллектора (вариант 2 с установкой транзитной насосной станции)

Кащенко Олег Викторович
Жакевич Михаил Олегович
Земскова Валентина Алексеевна

Проектирование водоотводящих сетей населенного пункта

Учебное пособие

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru