

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
“БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ”**

**КАФЕДРА ВОДОСНАБЖЕНИЯ, ВОДООТВЕДЕНИЯ И
ТЕПЛОСНАБЖЕНИЯ**

ВОДООТВОДЯЩАЯ СЕТЬ ГОРОДА

Пособие к выполнению курсового проекта по дисциплине
“Сети водоотведения города” для студентов специальности
**70 04 03 – “Водоснабжение, водоотведение и охрана
водных ресурсов”**
дневной и заочной форм обучения

Брест 2006

УДК 628.2.001.2 (075.8)

ББК 38.761.2

П 47

Рецензенты:

заместитель директора дочернего унитарного предприятия
«Бресткоммунпроект» **Вовк Р.И.**
начальник цеха канализации Брестского КУП ВКХ «Водоканал»
Бурко В.А.

Пойта Л.Л., Новосельцев В.Г., Ковальчук В.Л., Сторожук Н.Ю.

П47 Водоотводящая сеть города. Пособие. - Брест: Издательство БрГТУ,
2006. – 74 с., рисунков – 21.

ISBN 985-493-053-X

В пособии рассмотрены основные вопросы проектирования и расчёта сетей водоотведения города. Даны основные сведения о системах водоотведения. Приведены материалы для ознакомления с конструкциями сооружений на сетях, с методами расчёта хозяйственно-бытовой и ливневой сетей, с нормативными и справочными данными, необходимыми для выполнения курсового проекта.

Даны примеры расчётов раздельной системы канализации и отдельных сооружений на сети.

Предназначено для студентов вузов специальности 70 04 03 при изучении дисциплины «Сети водоотведения города».

УДК 628.2.001.2 (075.8)

ББК 38.761.2

© Пойта Л.Л., 2006

© Новосельцев В.Г., 2006

© Ковальчук В.Л., 2006

© Сторожук Н.Ю., 2006

© Издательство БрГТУ, 2006

ISBN 985-493-053-X

ОГЛАВЛЕНИЕ

	СТР.
ВВЕДЕНИЕ	5
1. СОСТАВ И ОБЪЁМ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	6
2. КРАТКИЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ СВЕДЕНИЯ, НЕОБХОДИМЫЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	7
2.1. СИСТЕМЫ ВОДООТВЕДЕНИЯ	7
2.2. ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВАЯ И ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ СЕТЬ ГОРОДА	7
2.2.1. Выбор схемы и трассировка сети	7
2.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЁТНЫХ РАСХОДОВ	10
2.3.1. Определение расходов от населения, постоянно проживающего в данном городе	10
2.3.2. Определение расходов от населения, временно проживающего в городе	12
2.3.3. Определение расходов от промышленных предприятий	12
2.3.4. Определение расчетных расходов по участкам сети	14
2.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ВОДООТВОДЯЩИХ СЕТЕЙ	15
2.5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ	15
2.6. ПОСТРОЕНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ ПРОФИЛЕЙ	17
2.7. РАСЧЕТ НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ	17
2.7.1. Описание схемы станции и определение притока сточных вод	17
2.7.2. Расчет напорных и всасывающих трубопроводов, определение требуемого напора и подбор насосов	17
2.7.3. Определение емкости приемного резервуара	18
3. РАСЧЁТ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ	19
3.1. ТРАССИРОВКА СЕТИ	19
3.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЁТНЫХ РАСХОДОВ	19
3.3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ И ПОСТРОЕНИЕ ПРОФИЛЕЙ	21
3.4. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ	22
3.5. РЕГУЛИРОВАНИЕ РАСХОДА ДОЖДЕВЫХ ВОД	24
3.6. ПРИМЕР РАСЧЕТА РЕЗЕРВУАРА ЕМКОСТИ НА ДОЖДЕВОЙ СЕТИ	25
3.7. ВЫПУСК ДОЖДЕВЫХ ВОД	26
4. СООРУЖЕНИЯ НА СЕТИ	27
4.1. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПЕРЕПАДНОГО КОЛОДЦА С ВОДОСЛИВОМ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ	36
4.2. ПРИМЕР РАСЧЁТА ДЮКЕРА	38
5. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЁТА ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ	40
5.1. ВЫБОР И ОБОСНОВАНИЕ СИСТЕМЫ ВОДООТВЕДЕНИЯ	40
5.2. ВЫБОР СХЕМЫ ВОДООТВЕДЕНИЯ И ТРАССИРОВКА СЕТИ	41
5.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ РАСХОДОВ	41
5.3.1. Определение расходов от населения, постоянно проживающего в городе	41

5.3.2. Определение расходов от населения, временно проживающего в городе	45
5.3.3. Определение расходов от промышленных предприятий	45
5.3.4. Определение расчетных расходов по участкам сети	46
5.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ВОДООТВОДЯЩИХ СЕТЕЙ	48
5.5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ	48
5.6. РАСЧЁТ ДЮКЕРА	50
5.7. ПОСТРОЕНИЕ ГРАФИКА ПРИТОКА СТОЧНЫХ ВОД НА ГЛАВНУЮ КАНАЛИЗАЦИОННУЮ НАСОСНУЮ СТАНЦИЮ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЕМКОСТИ ЕЕ ПРИЕМНОГО РЕЗЕРВУАРА	51
6. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЁТА ЛИВНЕВОЙ СЕТИ ДЛЯ ОДНОГО БАСЕЙНА СТОКА	54
6.1. ТРАССИРОВКА СЕТИ	54
6.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДОВ	54
6.3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ И ПОСТРОЕНИЕ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ	58
7. РАСЧЕТ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭВМ	60
7.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ	60
7.2. ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ РАБОТЫ. ПОДГОТОВКА ИСХОДНЫХ ДАННЫХ	60
8. ПРИЛОЖЕНИЯ	64
Приложение 1. Нормы водоотведения и коэффициенты неравномерности для отдельных предприятий	64
Приложение 2. Коэффициенты неравномерности (для определения расходов от жилой застройки)	65
Приложение 3. Расчётные скорости и наполнения труб	66
Приложение 4. Значение коэффициента стока Z_{mid}	66
Приложение 5. Нормативные данные для проектирования ливневой канализации	67
Приложение 6. Значения периода однократного превышения расчетной интенсивности дождя P	67
Приложение 7. Значение коэффициента β	68
Приложение 8. Карта изменения параметра n	69
Приложение 9. Карта изменения параметра q_{20}	70
Приложение 10. Санитарно-защитные зоны	71
Приложение 11. Примерное распределение среднесуточного расхода бытовых сточных вод по часам суток	73
ЛИТЕРАТУРА	74

ВВЕДЕНИЕ

Одними из важных отраслей городского хозяйства являются водоснабжение и канализация. Отечественными учеными, инженерами, техниками, рационализаторами проделана большая работа в области транспортирования и очистки сточных вод. Созданы новые конструкции, предложены новые методы расчета, строительство осуществляется по технически совершенным проектам.

Выполняя курсовой проект, студенты должны научиться пользоваться нормативной литературой, широко использовать новейшие достижения науки и техники.

Больше внимания уделять вопросам снижения стоимости работ, экономии металла, энергетических ресурсов, строительных материалов; улучшению качества строительства и надежности.

Все это позволяет будущим специалистам в области водоснабжения и канализации глубже овладеть знаниями, творчески подойти к решению вопросов, связанных с их будущей работой.

Курсовое проектирование предназначено для закрепления и обобщения знаний, полученных студентом во время теоретического обучения. Выполняя курсовой проект, студенты должны научиться практически применять полученные знания для комплексного решения конкретного инженерного задания.

Только вооруженные глубокими знаниями на уровне современных достижений науки и техники в Республике и за рубежом специалисты в области водоснабжения и канализации сумеют выполнить поставленные перед ними задачи.

1. СОСТАВ И ОБЪЁМ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

В состав проекта входит решение вопросов:

- выбор и обоснование системы водоотведения;
- описание схемы проектируемой системы водоотведения;
- трассировка сетей, отводящих хозяйственно-бытовые и производственные сточные воды с территории города;
- определение площадей кварталов;
- определение расчетных расходов от объектов водоотведения: коммунально-бытовых, общественных и административных зданий; промышленных предприятий;
- определение модуля стока и расходов по участкам сети;
- гидравлический расчет и построение профилей одного из главных коллекторов и двух диктующих боковых присоединений (по согласованию с руководителем);
- определение местоположения насосных станций, составление таблицы притока сточных вод по часам суток на ГНС и нахождение емкости ее приемного резервуара;
- расчёт ливневой сети для одного из бассейнов стока, включая описание трассировки, определение расчетных расходов, методику и гидравлический расчет одного из коллекторов и двух притоков к нему, составление профилей расчетных коллекторов;
- конструирование одного из сооружений на канализационной сети (по указанию руководителя);
- определение основных технико-экономических показателей;
- расчет сети на ЭВМ.

Объём курсового проекта:

- **графическая часть** составляет два листа формата А1:

1) генплан города с нанесением водоотводящих сетей, насосных станций, площадки очистных сооружений;

2) конструкция одного из сооружений на сети (план и разрез);

- **расчётно-пояснительная записка** оформляется на 30-35 листах формата А4 чернилами одного цвета, в начале записки прикладывается задание на разработку проекта, выданное руководителем.

Пояснительная записка оформляется в соответствии со стандартом университета, а графическая часть - в соответствии с ГОСТ 21.604-82. Продольные профили расчетных коллекторов строятся на миллиметровой бумаге по ГОСТ 21.604-82.

2. КРАТКИЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ СВЕДЕНИЯ, НЕОБХОДИМЫЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

2.1. СИСТЕМЫ ВОДООТВЕДЕНИЯ

Под системой водоотведения понимают решение вопроса о совместном или раздельном отведении различных категорий сточных вод. Системы делятся на общесплавную, раздельную, полураздельную и комбинированную.

При общесплавной системе все сточные воды сплавляются по одной общей системе труб.

При раздельной системе атмосферные и условно чистые производственные воды отводятся по одной сети труб, а хозяйственно-бытовые и производственные воды - по другой, т.е. устраиваются две самостоятельные канализационные сети: хозяйственно-бытовая и дождевая.

Неполная раздельная применяется для отвода только наиболее загрязненных хозяйственно-бытовых и производственных сточных вод, а атмосферные воды стекают по естественному стоку, кюветам проездов, открытым лоткам, канавам и тальвегам.

Полураздельная система представляет собой раздельную систему, но с устройством дождеборных камер, с помощью которых первые порции наиболее загрязненных дождевых сточных вод автоматически направляются в сеть хозяйственно-бытовых и загрязненных производственных сточных вод, а затем отводятся по единому коллектору на очистные сооружения. Последующие сравнительно чистые дождевые воды сбрасываются непосредственно в водоем.

Комбинированные системы предполагают устройство в разных районах населенного пункта сетей по различной системе, в зависимости от степени благоустройства населенного пункта, рельефа местности, характера застройки.

Согласно заданию в данном курсовом проекте следует запроектировать сеть по полной раздельной системе водоотведения. Сточные воды от всего города необходимо направить на единые очистные сооружения (централизованная канализация). При этом следует исходить из условия максимального самотечного отведения сточных вод к очистным сооружениям.

2.2. ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВАЯ И ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ СЕТЬ ГОРОДА

Предназначена для отведения загрязненных сточных вод от жилой застройки, коммунальных и промышленных предприятий к местам их переработки.

2.2.1. Выбор схемы и трассировка сети

Схема водоотведения зависит в основном от рельефа местности и может быть перпендикулярной, пересеченной, параллельной, зонной, радиальной. Кроме того - централизованной, когда все сточные воды отводятся на одни очистные сооружения, и децентрализованной - при устройстве двух и более очистных станций.

Трассировкой сети называется ее начертание на генеральном плане. Трассировка является одним из важнейших этапов проектирования канализации населен-

ных пунктов. Начертание сети связано с рельефом местности, характером застройки, размерами кварталов. Применяются следующие приемы начертания сети: по объемлющей схеме, по пониженной грани и черезквартальная трассировка.

Трассировка по объемлющей схеме (рис.1а) применяется при больших размерах кварталов и плоском рельефе местности. При хорошо выраженном рельефе местности применяется трассировка по пониженной стороне (рис.1б). Наиболее рациональным приемом начертания сети является черезквартальная трассировка (рис.1в). Однако её применение возможно лишь при наличии детального проекта застройки кварталов.

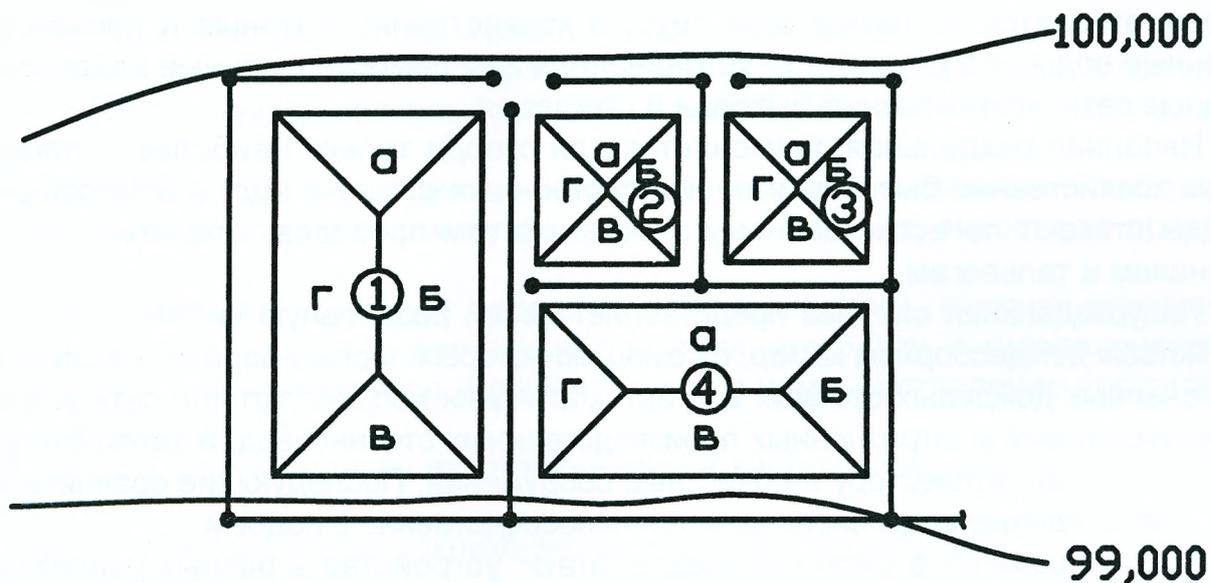


Рис.1а. Трассировка по объемлющим квартал линиям.

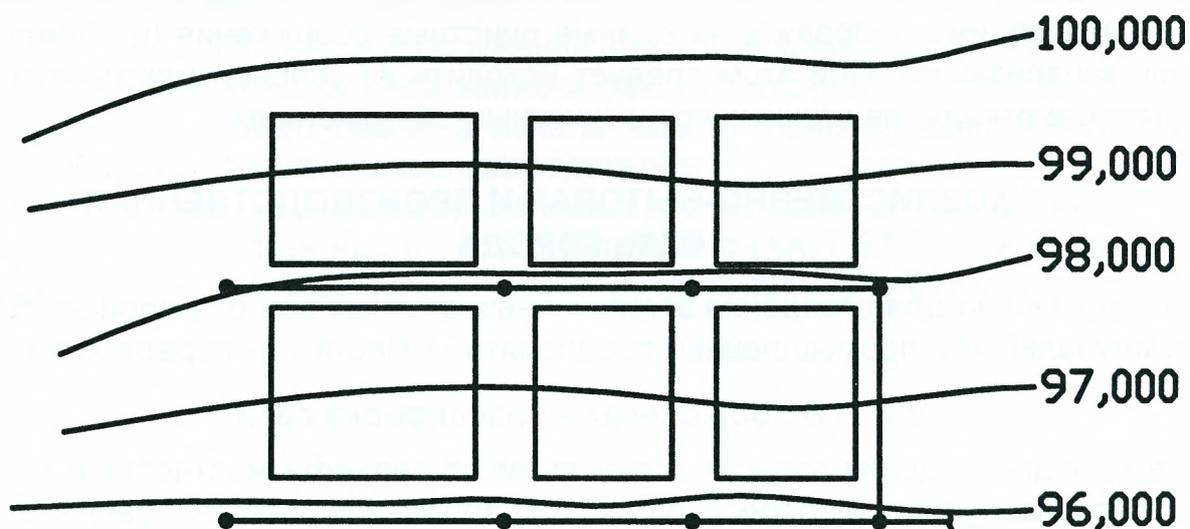


Рис.1б. Трассировка по пониженной стороне.

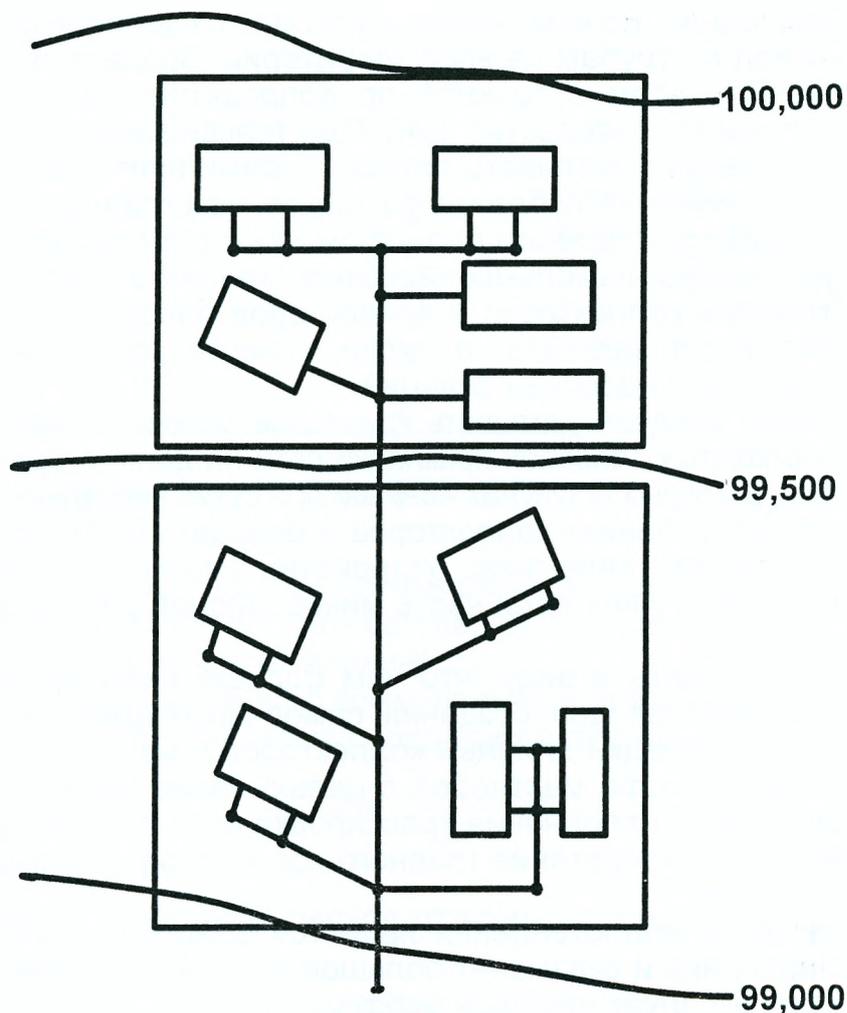


Рис.1в. Черезквартальная трассировка.

Трассировка производится в следующей последовательности: детально изучается рельеф местности; выбирается место размещения площадки очистных сооружений; на заданном плане города по линиям водоразделов намечают бассейны водоотведения; по бассейнам водоотведения выявляют направление движения сточных вод и районы, где требуется перекачка сточных вод; затем трассируют главный коллектор, а затем коллекторы бассейнов стока и в последнюю очередь уличную сеть. Главные коллекторы трассируют по тальвегам на их ровных участках, по набережным рек. Все магистральные коллекторы в пределах жилой застройки трассируют по городским проездам. Уличную сеть трассируют по наикратчайшему расстоянию от водоразделов к тальвегам с уклоном, по возможности, параллельным поверхности земли, уменьшая до минимума глубину заложения сети, особенно при наличии грунтовых вод, скальных грунтов и плавунцов. Трассируя сети бытовой канализации, необходимо стремиться к возможно меньшим пересечениям с линиями хозяйственно-питьевого водопровода и другими коммуникациями. При трассировке следует, по возможности, избегать (или сводить к минимуму) пересечения с водными потоками, железнодорожными путями, подземными сооружениями и оврагами. При трассировке водоотводящих сетей следует учитывать возможность применения механизмов для строительного-монтажных и ремонтных работ. На проездах шириной 30 м и более в зависимости от количества и расположения боковых присоединений, надземных и подземных сооружений и озеленённых полос допускается трассировать параллельные линии сети канализации по

обеим сторонам улицы. Во всех случаях исходят из условий самотечного движения сточных вод по трубам на всей территории города при их минимальной протяженности. При этом стараются предопределить минимальный объем земляных работ при строительстве сети. При трассировке на местности с плоским рельефом следует учитывать длины боковых притоков с тем, чтобы некоторые из них не имели заглубления большего, чем главный коллектор.

В крупных городах со сложным рельефом местности может оказаться целесообразным устройство нескольких насосных станций и очистных сооружений. Тогда число главных коллекторов и коллекторов бассейнов канализования и их направление будет зависеть от числа и места расположения площадок очистных сооружений и насосных станций.

При трассировке следует учитывать грунтовые условия: наибольшая глубина заложения при открытых способах прокладки сети не должна превышать в скальных грунтах 4-5 м, в мокрых пльвунах - 5-6 м и при сухих нескальных - 7-8 м.

При больших заглублениях коллекторов возникает необходимость в устройстве насосных станций перекачек. Устройство насосных станций перекачек необходимо и в том случае, если часть микрорайонов расположена на обратных скатах.

Следует, также, иметь в виду, что чем больше диаметр коллектора, тем меньше уклон требуется для создания самоочищающей скорости. Поэтому следует избегать прокладки длинных коллекторов с малым расходом сточных вод. При плоском рельефе местности, с целью более быстрого нарастания в коллекторе расчетного наполнения трассировка сети производится змейкообразно. В этом случае начертание главного коллектора производят в гуще селитебной территории.

Трассировка сетей водоотведения является одним из ответственных элементов проектирования и оказывает большое влияние на стоимость сети и будущие условия их эксплуатационной работы.

2.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЁТНЫХ РАСХОДОВ

2.3.1. Определение расходов от населения, постоянно проживающего в данном городе

Расчетный расход сточных вод от постоянно проживающего населения может быть вычислен по удельному расходу или модулю стока. Считают, что весь расход сточных вод от жилых кварталов поступает в сеть пропорционально площади стока и в начале расчетного участка.

Удельный расход или модуль стока находят по формуле:

$$q_{yd} = \frac{n \cdot P}{86400}, \text{ л/с} \cdot \text{га}, \quad (1)$$

где: n - норма водоотведения (принимается по СНИП в зависимости от степени благоустройства и климатических условий), л/сут·чел.;

P - плотность населения, чел/га.

Норма водоотведения включает все расходы на хозяйственно-бытовые нужды, в том числе и те, которые расходуются вне дома: в столовой, бане, прачечной, поликлинике, больнице, школе и др. Для уточнения расчетных расходов и определения истинной нормы водоотведения от жилой застройки данного района предварительно определяют средние суточные расходы в этих зданиях. Вычисление этих расходов производится в табличной форме (табл.2.1) и учитываются они на участке как сосредоточенные.

Таблица 2.1 Определение сосредоточенных расходов, входящих в норму водоотведения

Обозначение по генплану	Назначение здания	Ед. измерения	Пропускная способность		Норма расхода воды на единицу, л	Продолжительность раб., час	Коэффициент неравномерности	Расходы	
			по расчету	типовая				среднесуточный, л/сут	расчетный, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Расход за сутки определяют по формуле:

$$Q_{ком} = n \cdot m, \text{ л/сут}, \quad (2)$$

где n - норма водоотведения от коммунального предприятия, л на 1 единицу. Принимается по справочной литературе. (При выполнении курсового проекта можно воспользоваться приложением 1);

m - производительность данного коммунального предприятия.

Остаточная норма водоотведения определится формулой:

$$n_{ост} = n - \frac{\sum Q_{ком}}{N}, \text{ л/сут}, \quad (3)$$

где N - число жителей;

$\sum Q_{ком}$ - суммарный суточный расход от коммунальных предприятий, л/сут, (сумма гр.9 таблицы 2.1).

Затем определяется новый модуль стока, уточненный:

$$q'_{юд} = \frac{n_{ост} \cdot P}{86400}, \text{ л/с} \cdot \text{га}, \quad (4)$$

Если в городе несколько районов с разной нормой водоотведения, то расходы $q'_{юд}$ и уточненную норму водоотведения вычисляют отдельно по каждому району.

Средний путевой расход от жилой застройки с площадок стока можно вычислить как произведение уточненного модуля стока ($q'_{юд}$) на соответствующую величину площади стока:

$$q_{нн.см.} = q'_{юд} \cdot F_{нн.см.}, \text{ л/с} \quad (5)$$

где $F_{нн.см.}$ - величина площади стока в га.

Таким образом прежде всего необходимо определить величины площадей стока. Площади стока для любого участка сети определяются в зависимости от начертания сети. При трассировке по пониженной грани вся площадь считается тяготеющей к данному участку. При начертании сети по объемлющей схеме кварталы делятся на площади стока биссектрисами углов и линиями, соединяющими точки пересечения биссектрис. Одновременно кварталы нумеруются. При наличии в квартале нескольких площадей стока, каждая площадь стока обозначается буквой русского алфавита по часовой стрелке (рис.1а).

Величины площадей стока и средних расходов с них заносятся в таблицу 2.2.

Таблица 2.2 Определение средних расходов с площадей стока

Номера кварталов	Шифр площади стока	Величина площади стока, га	Удельный расход, $q'_{уд}$, л/с·га	Средний расход с площади стока, л/с
1	2	3	4	5

2.3.2. Определение расходов от населения, временно проживающего в городе

Величины расчетных сосредоточенных расходов от коммунальных предприятий, не входящих в норму водоотведения (гостиницы, вокзалы, гаражи), определяются по формуле (6) и сводятся в таблицу 2.3.

$$q_{расч} = \frac{Q_{ср.сут.}}{T \cdot 3600} \cdot K, \text{ л/с}, \quad (6)$$

где $Q_{ср.сут.}$ - среднесуточный расход, л/сут, определяемый по формуле (2);

T - продолжительность работы, час;

K - коэффициент неравномерности.

Таблица 2.3 Определение сосредоточенных расходов, не входящих в норму водоотведения

Обозначение по генплану	Назначение здания	Ед. измерения	Пропускная способность		Норма расхода воды на ед-цу, л	Продолжительность раб., час	Коэффициент неравномерности	Расходы	
			по расчету	типовая				среднесуточный, л/сут	расчетный, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

2.3.3. Определение расходов от промышленных предприятий

Сосредоточенные расходы от промышленных предприятий определяют как сумму: производственных, бытовых и душевых.

1. Расходы **производственных сточных вод** вычисляют по формулам:

$$\text{среднесуточный} - Q_{произв.} = n^{np} \cdot M, \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (7)$$

где n^{np} - норма водоотведения на единицу продукции в м^3 , принимается по справочной литературе, при выполнении курсового проекта можно воспользоваться приложением 1;

M - производительность предприятия;

$$\text{среднечасовой} - Q_{произв.}^{ср.час} = \frac{n^{np} \cdot M}{T}, \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (8)$$

где T - число часов работы промпредприятия;

$$\text{расчетный секундный} - q_{произв.} = \frac{n^{np} \cdot M' \cdot K_{час} \cdot 1000}{T' \cdot 3600}, \text{ л/с}, \quad (9)$$

где $K_{час}$ - коэффициент часовой неравномерности;

M' - производительность предприятия в смену с максимальной выработкой;
 T' - число часов работы в смену с максимальной выработкой.

2. Расходы **бытовых сточных вод** на промпредприятиях определяют по формулам:

$$\text{суточный} - Q_{\text{быт.}} = \frac{25 \cdot N_1 + 45 \cdot N_2}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (10)$$

где N_1 и N_2 - количество работающих в сутки соответственно в холодных и горячих цехах с нормой водоотведения 25 и 45 л на одного человека;

$$\text{максимальный часовой} - Q_{\text{быт.}}^{\text{макс. час.}} = \frac{25 \cdot N_3 \cdot K_1 + 45 \cdot N_4 \cdot K_2}{T' \cdot 1000}, \text{ м}^3/\text{час}, \quad (11)$$

где N_3 и N_4 - количество работающих в смену с максимальной выработкой соответственно в холодных и горячих цехах;

K_1 и K_2 - коэффициенты часовой неравномерности в холодных и горячих цехах;

$$\text{расчетный секундный} - q_{\text{быт.}} = \frac{25 \cdot N_3 \cdot K_1 + 45 \cdot N_4 \cdot K_2}{T' \cdot 3600}, \text{ л/с} \quad (12)$$

3. Расходы **душевых сточных вод** предприятия определяют по формулам:

$$\text{среднесуточный} - Q_{\text{душ.}} = \frac{40 \cdot N_5 + 60 \cdot N_6}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (13)$$

где 40 и 60 литров на одного человека - норма водоотведения душевых вод соответственно в холодных и горячих цехах;

N_5 и N_6 - количество рабочих, пользующихся душем в холодных и горячих цехах в сутки;

$$\text{среднечасовой} - Q_{\text{душ.}}^{\text{ср. час.}} = \frac{40 \cdot N_7 + 60 \cdot N_8}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (14)$$

где N_7 и N_8 - число рабочих, пользующихся душем в смену с максимальным числом работающих;

$$\text{расчетный секундный} - q_{\text{душ.}} = \frac{40 \cdot N_7 \cdot K + 60 \cdot N_8 \cdot K}{45 \cdot 60}, \text{ л/с}, \quad (15)$$

где 45 минут - время помывки. Водоотведение душевых сточных вод осуществляется в час, следующий за окончанием смены;

K - коэффициент неравномерности. Для душевых вод принимается равным 1. Результаты расчетов заносятся в таблицы 2.4 и 2.5.

Таблица 2.4 Определение расходов производственных сточных вод

Наименование предприятия	№ смен	Продолжительность смены	Ед. измерения продукции	Число продукции, выпущенной в смену	Норма водоотведения на единицу продукции, м ³	Расход воды в смену, м ³	Расход воды за час, м ³	Коэффициент неравномерности	Расчетный расход, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 2.5 Определение бытовых и душевых сточных вод предприятия

Наименование цехов	№ смены	Продолжительность смены, час.	Число работающих и служащих в смену	Бытовые сточные воды				Число рабочих, пользующихся душом	Душевые сточные воды			
				Норма водоотведения, л	Расход воды в смену, м ³	К-т часовой неравномерности	Расчетный расход, л/с		Норма водоотведения, л	Расход воды в смену, м ³	К-т часовой неравномерности	Расчетный расход, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13

4. Суммарный расчетный расход сточных вод от промпредприятия определяется по смене с максимальным водоотведением (обычно по первой смене, длящейся с 8 до 16 часов):

$$q_{\text{пром.}} = q_{\text{произв.}} + q_{\text{быт.}} + q_{\text{душ.}}, \text{ л/с} \quad (16)$$

2.3.4. Определение расчетных расходов по участкам сети

После выполнения трассировки сеть разбивается на расчётные участки. Длина участка обычно равна длине микрорайона или квартала. Далее производится нумерация участков. Нумерация производится по порядку от наиболее удалённого участка вниз по течению сточных вод до конца главного коллектора и далее до главной канализационной насосной станции (ГКНС). Затем нумеруются притоки, начиная от участка первого по движению сточной жидкости и до конца последнего.

Сначала определяют общий средний расход сточных вод от жилой застройки. Общий средний расход сточных вод для каждого расчётного участка определяется как сумма трех расходов: путевого - поступающего в расчетный участок от жилой застройки, расположенной по пути; бокового - поступающего от присоединяемых боковых линий сети и транзитного - поступающего от вышерасположенных участков по величине, равной общему среднему расходу предыдущего участка.

Умножая общий средний расход на коэффициент неравномерности, принимаемый по СНиП, получают расчетный расход от жилой застройки. Прибавляя к нему расчетные сосредоточенные расходы от коммунальных и промышленных предприятий, получают общий расчетный расход по участку:

$$q_{\text{расч.}} = [(q_{\text{пут}} + q_{\text{бок}} + q_{\text{тр}}) \cdot k_{\text{ген max}}] + q_{\text{соср}}, \text{ л/с}, \quad (17)$$

где $q_{\text{пут}}$ - путевой расход от жилой застройки, л/с;

$q_{\text{бок}}$ - боковой расход от жилой застройки, л/с;

$q_{\text{тр}}$ - транзитный расход от жилой застройки, л/с;

$q_{\text{соср}}$ - сосредоточенный расчётный расход от коммунальных и промышленных предприятий;

$k_{\text{ген max}}$ - коэффициент неравномерности. Принимается по табл.2 СНиПа, которая приводится в приложении 2 данного пособия. При промежуточных значениях расхода сточных вод коэффициент неравномерности определяется интерполяцией.

Все расчеты заносят в таблицу 2.6.

Таблица 2.6 Определение расчетных расходов по участкам сети

№ расчетных участков	Шифры площадей стока, № участков, характер. определения расходов			Средние расходы, л/с				Общий к-т неравномерности	Расчетные расходы, л/с			
	путевых	боковых	транзитных	путевые	боковые	транзитные	общие		от жилой застройки	сосредоточенные		суммарные
										боковые	транзитные	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13

2.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ВОДООТВОДЯЩИХ СЕТЕЙ

Наименьшую глубину заложения лотка труб принимают: при диаметре труб до 500 мм на 0,3 м, а при больших диаметрах - на 0,5 м выше наибольшей глубины промерзания грунта. Однако глубина заложения трубопровода, считая от планировочной отметки до верха трубы, не должна быть меньше 0,7 м во избежание повреждения наземным транспортом.

Наибольшую глубину заложения самотечных коллекторов рекомендуется принимать при открытом способе производства работ: до 4,5 м в скальных грунтах, до 5-6 м в мокрых и плывунах, до 7-8 м в сухих, песчаных.

Начальная глубина заложения определяется по формуле:

$$H_0 = h_{\text{вып.}} + i \cdot (L + l) + \Delta + z_1 - z_2, \text{ м}, \quad (18)$$

где $h_{\text{вып.}}$ - глубина заложения выпуска из здания, м;

i - уклон дворовой или внутриквартальной сети;

L - длина внутриквартальной сети, м;

l - длина ветки от контрольного колодца до расчетной точки, м;

Δ - перепад между лотками труб внутриквартальной ветки и уличного коллектора, м;

z_1 и z_2 - отметки поверхности земли соответственно у колодца уличной сети и у наиболее удаленного колодца внутриквартальной сети, м.

2.5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ

При гидравлическом расчете определяют диаметры и уклон труб, скорость движения и наполнения воды в них, потери напора на отдельных участках, а также вычисляют отметки лотков трубопроводов в колодцах и глубину их заложения.

Расчетные скорости движения воды и уклоны сетей назначаются согласно нормам СНиП. Хозяйственно-бытовая и производственная канализационные сети рассчитываются на неполное наполнение, принимаемое в зависимости от диаметра по таблице 16 СНиПа, которая приводится в приложении 3 данного пособия.

При выбранном уклоне расчётные скорости должны обеспечить скорости незаиливания, которые принимаются по таблице 16 СНиП в зависимости от диаметра трубы (см. приложение 3).

Наибольшую расчётную скорость движения сточных вод следует принимать: для металлических труб - 8 м/с, для неметаллических – 4 м/с.

Наименьшие уклоны труб следует принимать: для труб диаметром 150 мм – 0,008; 200 мм – 0,007. При обосновании для отдельных участков сети уклоны можно принять: для труб D 150 мм – 0,007, для D 200 мм – 0,005.

Минимальный уклон для всех труб можно определить по формуле:

$$i_{\min} = \frac{1}{D},$$

где D - диаметр трубы, мм.

При выполнении гидравлического расчёта допускают следующие условности:

- 1) считают, что расчётный расход поступает в начальное сечение и по длине участка не изменяется;
- 2) движение установившееся;
- 3) местные потери на трубах D до 500 мм включительно не учитывают.

Гидравлический расчет производится по расчетным таблицам [3]. Расчёт ведётся для главного и отводного коллекторов, а также для двух-трёх диктующих линий.

Данные гидравлического расчета сводятся в таблицу 2.7.

Таблица 2.7 Гидравлический расчет хозяйственно-бытовой канализационной сети

№ участка	Длина, м	Расчётный расход, л/с	Уклон, i	Диаметр, мм	Скорость, м/с	Наполнение		Падение уклона, м $h'=i \cdot l$
						h/D	h , м	
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Отметки, м						Глубина заложения, м		
Поверхности земли		Поверхности воды или шельги		Поверхности лотка		в начале	в конце	средняя
в начале	в конце	в начале	в конце	в начале	в конце			
10	11	12	13	14	15	16	17	18

Расчетные участки в местах их соединения, а также в местах присоединения боковых притоков, должны выравниваться по расчетному уровню воды или по шельгам. **Во всех случаях соединения труб в колодце дно лотка входной трубы не должно быть ниже дна лотка выходной трубы.**

Переходя от участка к участку, следует стремиться к тому, чтобы скорости течения по возможности постепенно нарастали по длине коллектора. Уменьшение расчётной скорости допускается только после гашения её в перепадном колодце.

Расчётные скорости в боковом коллекторе не должны быть больше, чем в основном.

При проектировании канализационной сети следует выполнять и другие технико-экономические условия: обеспечить наименее возможную по техническим условиям глубину заложения сети; не превышать при больших уклонах местности предельно допустимые для выбранного материала труб скорости движения сточных вод; уменьшать количество насосных станций.

2.6. ПОСТРОЕНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ ПРОФИЛЕЙ

Профиль сети изображают в виде ее развертки по оси трубопровода. Построение продольного профиля ведется одновременно с гидравлическим расчетом. Отметки поверхности земли берутся с плана города в горизонталях. Все отметки - дна лотка, поверхности воды, шельги трубы и др. - записываются с точностью до 0,001 м.

На профиле указывают подземные сооружения, поверхность земли, уровень грунтовых вод, глубину заложения по колодцам.

Профиль вычерчивается на миллиметровой бумаге в масштабах: вертикальный - 1:100, горизонтальный - 1:5000.

Под профилем помещают таблицу основных данных по ГОСТ.

Профиль составляется по образцу, приведенному в расчёте хозяйственно-бытовой сети (см.рис.13, рис.14).

2.7. РАСЧЕТ НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ

2.7.1. Описание схемы станции и определение притока сточных вод

Все сточные воды притекают на насосную станцию, откуда по напорным водоводам перекачиваются на очистные сооружения.

На территории города насосные станции можно располагать внутри жилых кварталов, в зонах зеленых насаждений и на незанятых площадях, соблюдая при этом требуемые нормами санитарные разрывы [8] (см. приложение 10).

Перед насосной станцией все коллекторы, подводящие стоки, объединяются в один общий коллектор, на последнем колодце которого (перед входом в станцию) устраивается аварийный выпуск.

В качестве расчетного расхода при подборе диаметров всасывающих и напорных трубопроводов, а также при подборе насосов берется максимально-секундный расход сточных вод.

Определение максимально-секундного расхода возможно по сумме средне-секундных расходов от различных коллекторов и общему для этой суммы расходов коэффициенту неравномерности. Целесообразнее применять табличный метод, используя распределение притока сточных вод от различных коллекторов по часам суток [8] (см. приложение 11).

2.7.2. Расчет напорных и всасывающих трубопроводов, определение требуемого напора и подбор насосов

Число напорных трубопроводов принимается не менее двух, а всасывающих – по числу установленных насосов, включая резервные. Число рабочих насосов принимается не менее двух.

Диаметр напорных и всасывающих трубопроводов определяется по максимально-секундному расходу при обеспечении в них самоочищающих скоростей (но не менее 1,60 м/с). На подводящем коллекторе, перед насосной станцией, предусматривается аварийный выпуск.

Требуемый напор насосов определяется по формуле:

$$H = H_{г} + h_{вс} + h_{н} + h_{з},$$

где $H_{г}$ – геометрическая высота подъема, равная разности отметок подъема и откачки воды;

$h_{вс}$ – потери напора во всасывающем трубопроводе;

$h_n = i \cdot l_n$ – потери напора в напорном трубопроводе длиной l_n ;

i – пьезометрический уклон или сопротивление трубопровода;

h_3 – запас напора на излив воды, принимается равным 1 м.

Отметка уровня воды, с которого производится откачка сточных вод, при расчете принимается ориентировочно на 1,5-2,0 м меньше отметки лотка подводящего коллектора.

Отметка уровня подачи воды равна отметке в начале очистных сооружений при перекачке стоков непосредственно на очистные сооружения.

В случае перекачки стоков в вышерасположенный самотечный коллектор за уровень подачи принимается отметка верхнего свода (шелыги) этого коллектора.

По требуемому напору и расходу сточных вод производится выбор насосов и строятся характеристики Q-H, КПД, требуемой мощности для принятых насосов. Каталожная кривая Q-H насоса уточняется с учетом потерь напора в о внутренних коммуникациях насосной станции. Совместно строятся характеристики напорных трубопроводов; в точках пересечений Q-H насосов и водопроводов получают расчетные точки работы насосов. Подобранные насосы проверяются на подачу $0,7 \cdot Q_p$ через один водопровод на случай аварии на одном из двух напорных трубопроводов, с учетом наличия на водоводах необходимого количества камер переключения. При этом следует также учитывать аварийные переключения на напорных трубопроводах и возможности использования установленных на станции резервных насосов. По каталожной кривой зависимости КПД от расхода перекачиваемых стоков проверяется соответствие полученной рабочей точки насоса максимуму КПД. Затем определяется потребляемая мощность на валу насоса. Мощность электродвигателя принимается с коэффициентом запаса 1,1-1,25 в зависимости от мощности на валу насоса.

2.7.3. Определение емкости приемного резервуара

Емкость приемного резервуара насосной станции должна быть не менее 5-минутной максимальной подачи одного насоса, она также определяется в зависимости от притока сточных вод, подачи насосов и режима их работы. Регулирующая емкость резервуара должна быть достаточной для обеспечения не более пяти включений насосов в течение часа при автоматическом и не более трех при ручном управлении.

Если мощность электродвигателя насоса превышает 50 кВт, целесообразно при любом способе управления насосами число их включений в течение часа принимать не более трех.

Для определения регулирующей емкости строятся интегральные графики откачки и притока сточных вод при их среднем притоке, равном 50% от максимальной подачи одного насоса. Определенная на основе интегральных графиков емкость резервуара должна быть также не менее 5-минутной максимальной подачи насоса.

Рассчитанная таким образом емкость приемного резервуара берется за основу при определении размеров резервуара, которые, в свою очередь, могут корректироваться, исходя из условий рационального размещения всасывающих труб от всех насосных агрегатов.

3. РАСЧЁТ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ

В данном курсовом проекте следует запроектировать дождевую сеть закрытого типа для одного из бассейнов канализования (по указанию руководителя). Отвод ливневых вод производится самотёком.

3.1. ТРАССИРОВКА СЕТИ

Трассировка сети начинается с выбора направления главного коллектора, который целесообразно размещать при выраженном рельефе в местах понижения рельефа, а при плоском – в середине бассейна стока. Заканчивается трассировка начертанием боковых второстепенных коллекторов.

Наиболее распространённая схема дождевой сети – перпендикулярная.

3.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЁТНЫХ РАСХОДОВ

Расчётные расходы дождевых вод определяются по методу предельных интенсивностей, в основу которых положена формула:

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F}{t_r^{1,2n-0,1}}, \text{ л/с}, \quad (19)$$

где z_{mid} – среднее значение коэффициента стока, характеризующего поверхность бассейна стока, определяемое по СНиП табл.9 и 10 (см. приложение 4);

t_r – расчётная продолжительность дождя, мин.;

n – параметр, зависящий от географического местонахождения города, определяемый по СНиП табл.4 (см. приложение 5), а для региона РБ - по карте (см. приложение 8);

A – определяется по формуле:

$$A = 20^n \cdot q_{20} \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r}\right)^\gamma, \quad (20)$$

q_{20} – интенсивность дождя, продолжительностью 20 минут, л/с га, определяется по СНиП, черт.1, а для региона РБ - по карте (см. приложение 9);

γ – коэффициент, учитывающий климатические особенности, определяется по СНиП табл.4 (см. приложение 5);

m_r – среднее количество дождей за год, принимаемое по СНиП табл.4 (см. приложение 5);

F – расчётная площадь стока, га, принимается равной всей площади стока или части её, дающей максимальный расход стока;

P – период однократного превышения расчётной интенсивности дождя, в годах, определяется по СНиП табл.5, 6, 7 (см. приложение 6).

Период однократного превышения расчётной интенсивности дождя необходимо выбирать в зависимости от характера объекта канализования, условий расположения коллектора с учетом последствий, которые могут быть вызваны выпадением дождей, превышающих расчётные, и принимать по табл.5 и 6 или определять расчётом в зависимости от условий расположения коллектора, интенсивности дождей, площади бассейна и коэффициента стока по предельному периоду превышения.

При проектировании дождевой канализации у особых сооружений (метро, вокзалов, подземных переходов и др.), а также для засушливых районов, где значение q_{20} менее 50 л/ (с·га), при P , равном единице, период однократного превышения расчетной интенсивности дождя следует определять только расчетом с учетом предельного периода превышения расчетной интенсивности дождя, указанного в табл.7. При этом периоды однократного превышения расчетной интенсивности дождя, определенные расчетом, не должны быть менее указанных в табл.5 и 6.

При определении периода однократного превышения расчетной интенсивности дождя расчетом следует учитывать, что при предельных периодах однократного превышения, указанных в табл.7, коллектор дождевой канализации должен пропускать лишь часть расхода дождевого стока, остальная часть которого временно затопляет проезжую часть улиц и при наличии уклона стекает по ее лоткам, при этом высота затопления улиц не должна вызывать затопления подвальных и полуподвальных помещений; кроме того, следует учитывать возможный сток с бассейнов, расположенных за пределами населенного пункта.

Время t_r определяется как сумма:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_p, \text{ мин}, \quad (21)$$

где t_{con} – время поверхностной концентрации, мин. При наличии внутриквартальной дождевой закрытой сети принимается равным 5 минут, при отсутствии такой сети – 10 минут;

t_{can} – время протока дождевых вод по уличным лоткам, в минутах:

$$t_{can} = 0,021 \sum \frac{l_{can}}{V_{can} \cdot 60}, \text{ мин}, \quad (22)$$

где l_{can} – длина лотка, м;

V_{can} – скорость движения дождевых вод в конце лотка, м/с;

0,021 – коэффициент, учитывающий постепенное нарастание скоростей;

t_p – время протока дождевых вод по трубам до расчетного сечения, мин:

$$t_p = 0,017 \sum \frac{l_p}{V_p \cdot 60}, \text{ мин}, \quad (23)$$

где 0,017 – коэффициент, учитывающий заполнение;

l_p – длина расчетного участка в метрах;

V_p – скорость движения воды на расчетном участке, м/с.

Расчетный расход дождевых вод для гидравлического расчета дождевых сетей следует определять по формуле:

$$q_{cal} = \beta \cdot q_r, \text{ л/с}, \quad (24)$$

где β – коэффициент учитывающий заполнение свободной ёмкости сети в момент возникновения напорного режима, определяемый по СНиП табл.11 (см. приложение 7).

3.3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ И ПОСТРОЕНИЕ ПРОФИЛЕЙ

В данном пособии рассматривается выполнение гидравлического расчёта ливневой сети способом, основанным на построении графика удельного стока. Он заключается в следующем:

1. Определяют расход с единицы площади по формулам (19) и (24) в зависимости от величины водонепроницаемых поверхностей. Удельный расход определяют для десяти значений t_p : 0, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 минут.

2. Решив эти десять уравнений, строят график зависимости удельного стока от t_p .

3. Зная значение площади стока F для любого участка дождевой сети и время протока по этому участку, t_p , вычисляют расчётный расход дождевых вод как произведение найденной по графику величины q_{yo} на площадь F :

$$q_{cal} = q_{yo} \cdot F, \text{ л/с}, \quad (25)$$

Гидравлический расчёт ведётся в табличной форме (см. таблицу 3.1).

Таблица 3.1 Гидравлический расчёт ливневой сети

№ участков	Длина участков, м	Площадь стока, га			Скорость, м/с	Продолжительность протока по участку, t_p , мин	Продолжительность пробега от начала коллектора, мин	Расходы		
		собственная	вышележащая	расчетная				$q_{уд}$, л/с·га	$q_{усл. \text{чист. воды}}$, л/с	q_{cal} , л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Диаметр, мм	Уклон, i	Падение уклона	Пропускная способность трубы, л/с	Отметки, м							
				Поверхности земли		Шельги трубы		Лотка трубы		Глубина заложения, м	
				В начале	В конце	В начале	В конце	В начале	В конце	В начале	В конце
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23

Расчёт ливневой сети осуществляется методом последовательного приближения. Задаются скоростью пробега воды в трубе, затем определяют t_p , находят q_{yo} и вычисляют расход. По расходу подбирают диаметр и уклон трубопровода, проверяют значение фактического расхода и пропускной способности трубы. Допустимое расхождение должно быть в пределах «+» или «-» (5 – 10%).

Глубина заложения должна быть не менее, чем $0,7\text{м} + D_{тр}$; наименьшие диаметры труб для дождевой уличной канализации составляют 250мм, для

внутриквартальной – 200мм. Для трубопроводов дождевой канализационной сети должно приниматься полное расчетное наполнение, соединение труб в колодцах осуществляется по шельгам.

Глубина потока в канавах и кюветах дождевых сетей, расположенных в пределах населенного пункта, не должна быть более 1м. Бровки канав должны располагаться над наивысшим горизонтом воды в канавах не менее чем на 0,2м. Наибольшие скорости движения дождевых и допускаемых к спуску в водоемы условно чистых производственных сточных вод в канавах необходимо принимать по табл.3.2.

Таблица 3.2

Наименование грунта или типа укрепления	Наибольшая скорость движения, м/с
Мелкий и средний песок, супеси	0,4
Крупный песок, суглинок тощий	0,8
Суглинок	1,0
Глина	1,2
Одерновка плашмя	1,0
Одерновка в стену	1,6
Мощение одиночное	2,0
Мощение двойное	3 – 3,5
Бетон	5 – 6

При другой глубине потока h значения скоростей движения сточных вод, указанные в табл. 3.2, следует принимать с коэффициентами:

0,85 при $h < 0,4$ м и 1,25 при $h > 1$ м.

Параллельно с гидравлическим расчётом ведётся построение продольного профиля водостока (аналогично построению профиля хозяйственно-бытовой сети).

3.4. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ

Для приема дождевых вод в сеть служат дождеприемники, присоединяемые к сети с помощью патрубков. Дождеприемники по конструкции могут быть без осадочной части и с осадочной.

Большей частью дождеприемники устраивают без осадочной части.

Дождеприемники с осадочной частью целесообразно применять при плоском рельефе местности при наличии слабопроточных водоемов, малоблагоустроенных территорий.

Присоединения от дождеприемников рекомендуется укладывать с уклоном 0,02. В открытой дождевой сети наименьшие уклоны лотков проезжей части, кюветов и водоотводных канав нужно брать из табл. 3.3.

Таблица 3.3

Наименование	Наименьший уклон
Лотки проезжей части при асфальтобетонном покрытии	0,003
То же при брусчатом или щебеночном покрытии	0,004
То же при булыжной мостовой	0,005
Отдельные лотки и кюветы	0,005
Водоотводные канавы	0,003

Крутизна откосов кюветов и канав трапецидального сечения дана в табл. 3.4.

Таблица 3.4

Наименование грунтов русла канав и откосов	Предельная крутизна подводных откосов (отношение высоты откоса к его заложению)
Пески пылеватые	1:3
Пески мелкие, средние и крупные:	
а) рыхлые и средней плотности	1:2
б) плотные	1:1,5
Супеси	1:1,5
Суглинки и глины	1:1,25
Гравийные и галечные грунты	1:1,25
Полускальные грунты	1:0,5
Выветрившиеся скалы	1:0,25
Невыветрившиеся скалы	1:0,1

Наименьшие размеры кюветов и канав трапецидального сечения: ширина по дну – 0,3 м, глубина – 0,4 м. При увеличении уклона трубопровода с диаметром труб 250 мм и больше допускается переход с большего диаметра на меньший, при этом разница в размерах труб диаметром до 500 мм для дождевых и общесплавных сетей не должна превышать одного размера по сортаменту, а для труб диаметром более 500 мм не должна превышать двух размеров по сортаменту.

Присоединение канавы к закрытой сети должно осуществляться через колодец с отстойной частью, соединенной трубопроводом с оголовком канавы. При этом диаметр указанного трубопровода определяется расчетом и должен быть не менее 250 мм. В оголовке устанавливаются решетки с прозорами не более 5 см.

Устройство дождеприемников необходимо предусматривать во всех пониженных местах, а также у перекрестков, вне организованных переходов улиц пешеходами. Дождеприемники в лотках проезжей части улиц, когда дождевые воды не поступают с территории кварталов в лотки, а ширина улиц не превышает 30 м, должны размещаться на расстояниях, указанных в табл. 3.5.

Таблица 3.5

Уклон улиц, м	Расстояние между дождеприемниками, м
До 0,004	50
Более 0,004 до 0,006	60
Более 0,006 до 0,01	70
Более 0,01 до 0,03	80

При ширине улиц более 30 м или при их продольном уклоне более 0,03 расстояние между дождеприемниками должно быть не более 60 м. Длина присоединения (ветки) от дождеприемника до первого смотрового колодца на коллекторе не более 40 м. При большем расстоянии на присоединении между дождеприемниками и коллекторами необходим дополнительный смотровой колодец. На одном присоединении к смотровому колодцу могут последовательно располагаться несколько дождеприемников. К дождеприемнику могут

присоединяться водосточные трубы зданий, а также дренажи дорожного полотна и оснований трамвайных путей. Дождеприемники проектируются из железобетонных сборных элементов. Дождеприемники, как правило, должны проектироваться без приямков для осадков, с плавным очертанием дна. При малых скоростях течения в коллекторах (до 0,8м/с), а также в местах значительного загрязнения поверхности могут быть установлены дождеприемники с приямком или подвесными ведрами для улавливания загрязнений. Поступление воды в дождеприемник должно осуществляться через решетку.

Глубина заложения дна дождеприемников рассчитывается в соответствии с наименьшей глубиной заложения дождевой канализационной сети с учетом климатических и грунтовых условий.

3.5. РЕГУЛИРОВАНИЕ РАСХОДА ДОЖДЕВЫХ ВОД

С целью уменьшения диаметров труб сети для регулирования расхода дождевых вод могут быть использованы существующие пруды, не являющиеся источниками питьевого водоснабжения и не используемые для купания, спорта и отдыха населения. При отсутствии подобной возможности могут быть запроектированы пруды в зоне зеленых массивов или закрытые резервуары.

При расположении регулирующего пруда в пределах населенного пункта поступление воды из коллектора дождевой канализации в пруд должно производиться через камеру с водосливом, что рассчитано на пропуск расхода в обход пруда дождевых и талых вод, образующихся в период наиболее частых дождей.

Период однократного превышения расчетной интенсивности для выпусков и водосливов в пруды должен устанавливаться для каждого объекта с учетом местных условий, значимости объекта и возможных последствий в случае выпадения дождей с интенсивностью выше расчетной.

Расчет регулирующих прудов необходимо выполнять в следующем порядке:

- а) устанавливается путем подбора по графикам притока расчетный расход для обводного коллектора и сбросных устройств пруда;
- б) устанавливаются нормальный и максимальный горизонты воды в пруде;
- в) определяется емкость пруда.

Для определения регулирующей емкости пруда можно воспользоваться формулой (без построения графиков притока):

$$W = K \cdot Q_p \cdot t_p, \quad \text{м}^3,$$

в которой Q_p – расчетный расход дождевых вод в месте присоединения к пруду, м³/с, определяется по данным гидравлического расчета дождевой сети;

t_p – расчетное время стока со всего бассейна до места присоединения к пруду, определяется по данным гидравлического расчета дождевой сети;

K – коэффициент, зависящий от величины α (отношение расхода, пропускаемого без сброса в пруд, к расходу Q_p), принимается по табл. 3.6.

Таблица 3.6

α	K	α	K	α	K	α	K
0,90	0,03	0,65	0,21	0,40	0,46	0,15	0,90
0,85	0,06	0,60	0,25	0,35	0,52	0,125	1,00
0,80	0,09	0,55	0,30	0,30	0,59	0,10	1,15
0,75	0,12	0,50	0,35	0,25	0,65		
0,70	0,16	0,45	0,41	0,20	0,73		

Опорожнение регулирующей емкости (до предельного минимального уровня) должно производиться по специальному трубопроводу диаметром не менее 200 мм. При этом продолжительность опорожнения после прекращения дождя, как правило, не должна превышать 24 часов.

Ниже регулирующего пруда коллектор нужно рассчитывать на расход Q :

$$Q = \alpha \cdot Q_p + Q_{on} + Q_d,$$

где $\alpha \cdot Q_p$ – расход, пропускаемый в обход пруда;

$\alpha = \frac{Q_1}{Q_p}$ - часть дождевой воды, пропускаемой без сброса в резервуар, в об-

ход его (в долях единицы);

Q_1 – расход дождевых сточных вод, пропускаемых без сброса в резервуар (пруд);

α - принимается в зависимости от технико-экономических и местных условий, не должно быть меньше 0,10 – 0,15, ввиду обеспечения пропуска талых вод и первых порций наиболее загрязненных дождевых вод;

Q_d – расчетный расход с площади стока, обслуживаемых коллектором после резервуара, и расход, определяемый в предположении начала коллектора у резервуара (время протока дождевых вод до резервуара не принимается во внимание).

3.6. ПРИМЕР РАСЧЕТА РЕЗЕРВУАРА ЕМКОСТИ НА ДОЖДЕВОЙ СЕТИ

При расширении существующей дождевой сети требуется устроить новый коллектор, расчетный расход которого 700л/с при $t_{пр}=50$ мин. Этот коллектор надо присоединить к существующему главному коллектору района. Как показали проверочные гидравлические расчеты, существующий коллектор может отвести дополнительно лишь 125л/с. Принимая, что расход при опорожнении резервуара 55л/с, несбрасываемый расход составит:

$$125-55=70\text{л/с.}$$

Следовательно, $\alpha=70:700=0,1$.

Полезная емкость резервуара:

$$W = (1 - 0,1)^{1,5} \cdot 0,7 \cdot 50 \cdot 60 = 1794 \text{ м}^3$$

Средний расход при опорожнении может быть определен для прямоугольного резервуара с вертикальными стенками по формуле:

$$Q_p = 1740 \cdot \mu \cdot D \cdot \sqrt{H_{\text{макс}}}, \quad \text{л/с},$$

где $\mu = \frac{1}{\sqrt{\frac{8q \cdot l}{c^2 \cdot D} + \sum \xi + 1}}$ - коэффициент расхода системы;

l – длина выпускаемой трубы из резервуара до коллектора, м;

c – коэффициент в формуле Шези;

ξ – коэффициент местных сопротивлений;

D – диаметр выпускной трубы, $D=200-300$ мм;

$H_{\text{макс}}$ – максимальная глубина воды в резервуаре над осью выпускаемой трубы, м.

Если принять длину выпускаемой трубы 10 м, диаметр 200 мм, $H_{\text{макс}} = 2$ м и учесть местные сопротивления (на вход в трубу, повороты и т.д.), то расход при опорожнении резервуара составит 55л/с, а время опорожнения около 10 ч, что удовлетворяет требованиям (не более 24 ч).

3.7. ВЫПУСК ДОЖДЕВЫХ ВОД

Выпуск дождевых вод наиболее часто производится в **проточные** водоёмы. Выпуск дождевых вод не допускается:

- а) в границах пояса строгого режима 1-ой зоны санитарной охраны источников водоснабжения;
 - б) в непроточные пруды;
 - в) в размываемые овраги (при нецелесообразности мероприятий по их укреплению);
 - г) в замкнутые лоцины и низины, подверженные заболачиванию;
 - д) в водоемы - в местах, отведенных для пляжей;
 - е) в рыбные пруды – без специального согласования.
- Выпуск дождевых вод в заболоченные поймы рек не рекомендуется.

4. СООРУЖЕНИЯ НА СЕТИ

К сооружениям на канализационных сетях относятся: колодцы и камеры, дюкеры, насосные станции, перепады, выпуски и другие сооружения специального назначения.

Одним из основных конструктивных элементов канализационной сети являются колодцы. Их устраивают в местах присоединения трубопроводов, изменения их диаметров и уклонов, глубины заложения, направления, а также на прямолинейных участках сети через определенные расстояния в зависимости от диаметра.

Различают линейные, поворотные, узловые, контрольные, промывные, перепадные и другие.

Смотровые колодцы устраивают на сети для контроля за работой самотечных коллекторов, их прочистки и вентиляции.

Смотровым колодцем или камерой называют шахту, расположенную над канализационной трубой или коллектором, внутри которой трубы или коллектор заменены открытым лотком. Смотровые колодцы и камеры на канализационных сетях предусматривают в местах присоединения, в местах изменения направления, уклонов и диаметров трубопроводов, на прямых участках на расстояниях, удобных для эксплуатации.

Линейные смотровые колодцы (см. рис.2) устраивают на прямолинейных участках сетей всех систем на расстояниях, зависящих от диаметров труб:

150 мм	35 м
200 – 450 мм	50 м
500 – 600 мм	75 м
700 – 900 мм	100 м
1000 – 1400 мм	150 м
1500 – 2000 мм	200 м
свыше 2000 мм	250 – 300 м

Поворотные колодцы (см. рис.3) предусматривают во всех точках изменения направления линии в плане (на поворотах). Поворотный колодец отличается от линейного формой лотка, который имеет криволинейное очертание в виде плавной кривой с минимальным радиусом искривления, равным 2-3 диаметрам труб. Угол поворота не должен быть менее 90°. Поворот лотка начинают на расстоянии половины диаметра от стенок колодца.

Узловые колодцы (см. рис.4) устраивают в местах соединения двух-трех канализационных линий. Они имеют узел лотков, соединяющих не более трех подводящих линий и одной отводящей. Узловые колодцы на крупных коллекторах называют соединительными камерами.

Смотровые колодцы состоят из основания, рабочей камеры, перекрытия или переходной части, горловины и люка с крышкой (см. рисунок).

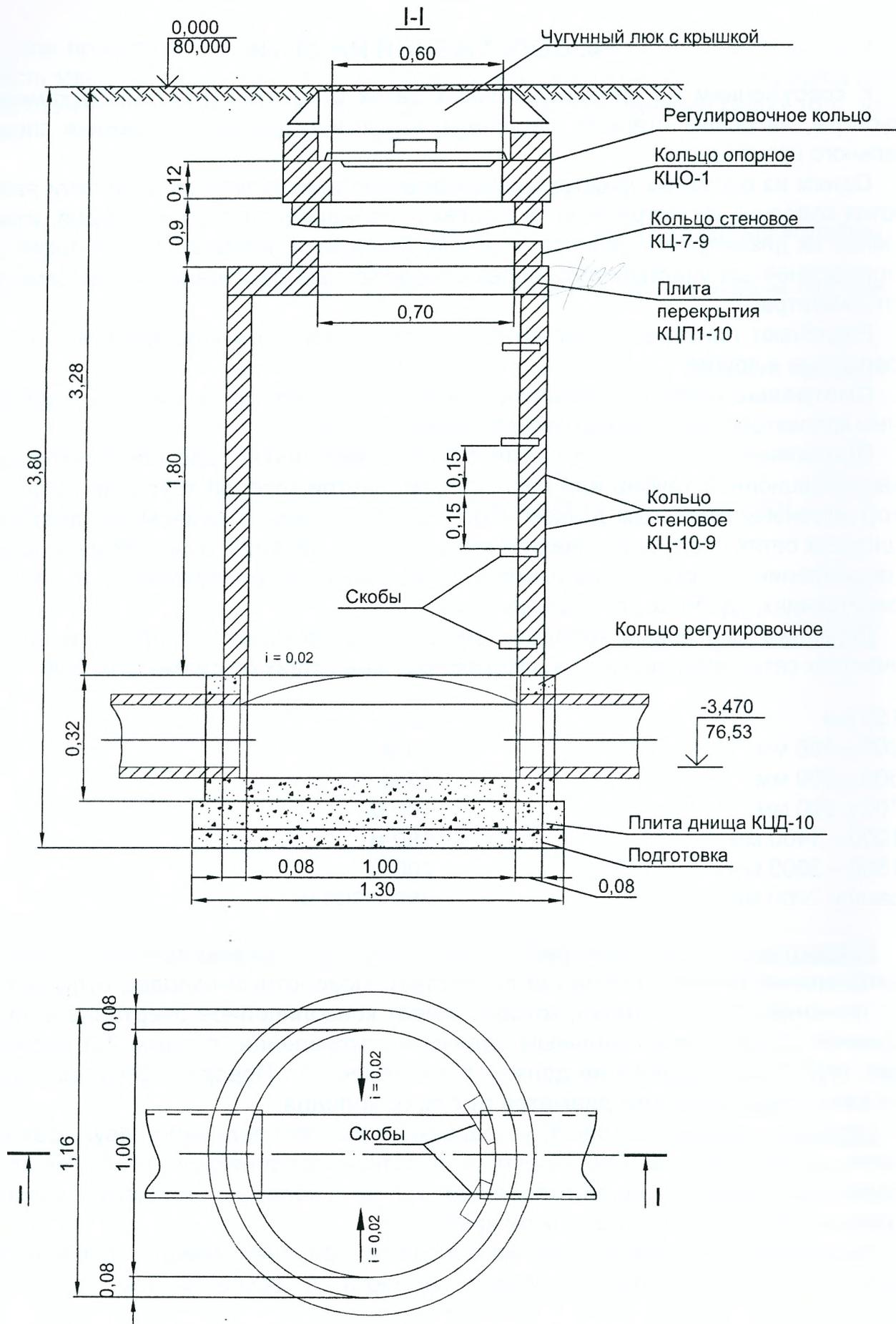


Рис. 2. Смотровой линейный колодец

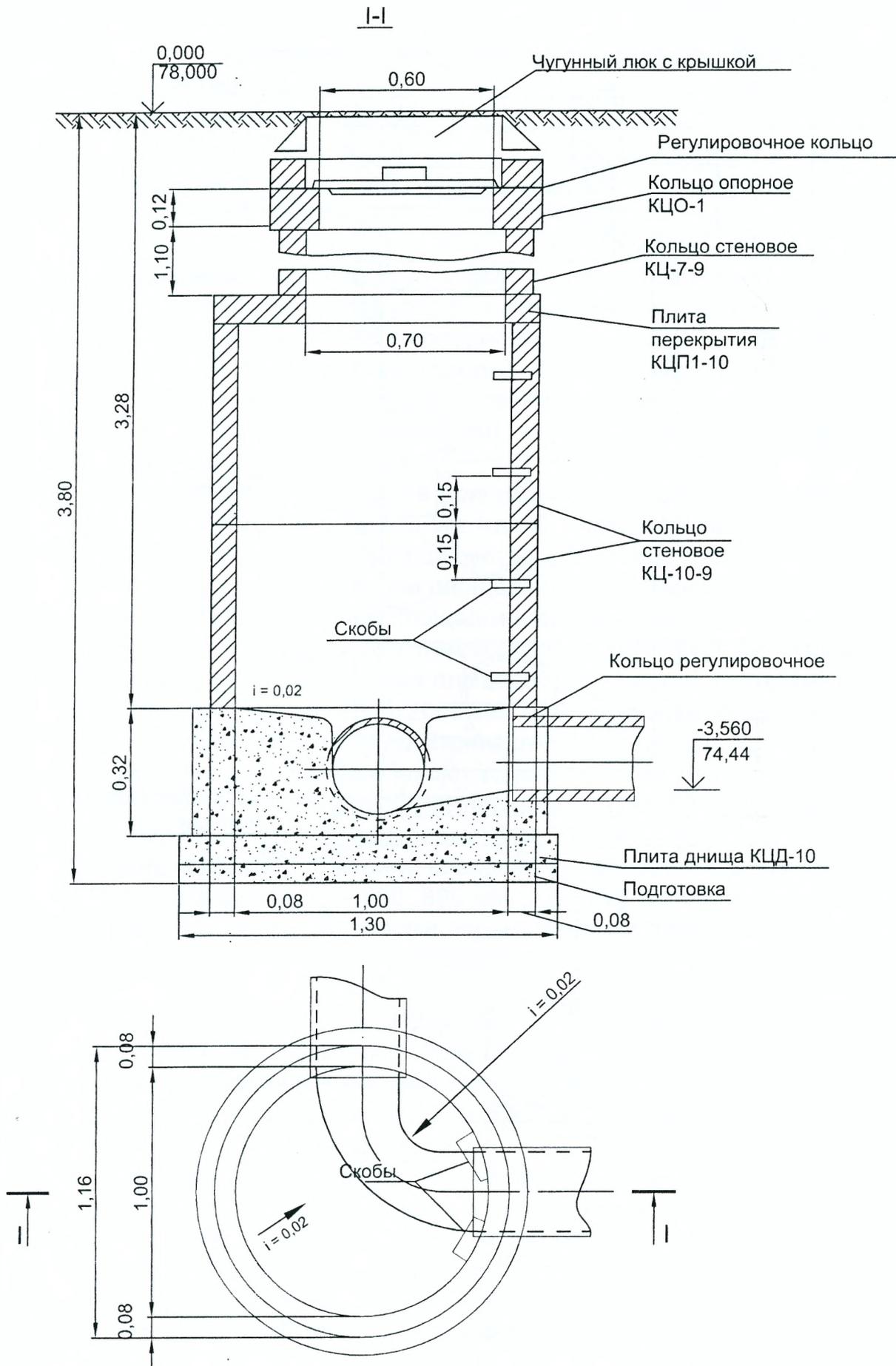


Рис. 3. Смотровой поворотный колодец

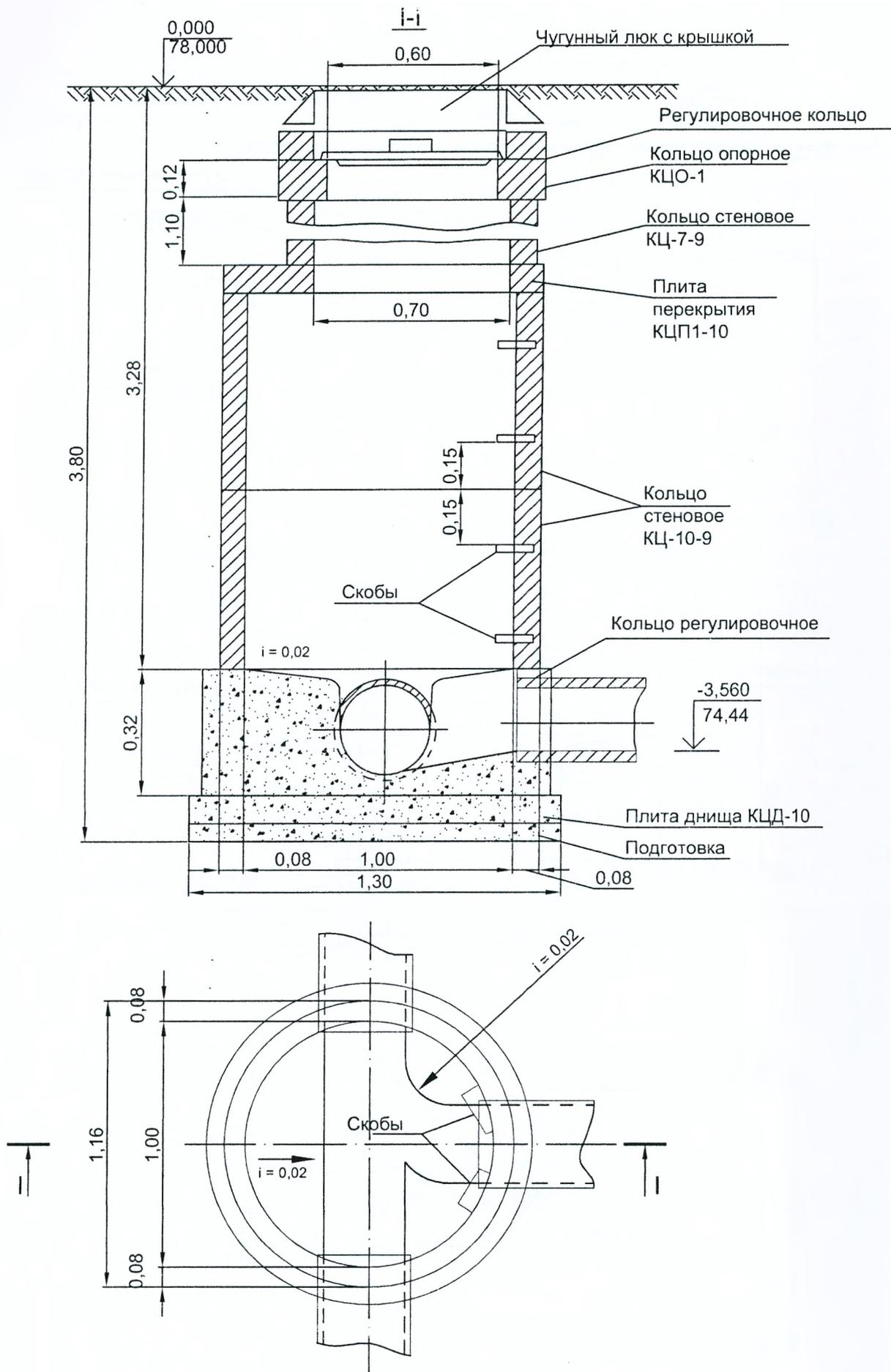


Рис. 4. Узловой колодец

Основание колодца состоит из бетонной или железобетонной плиты и набивных лотков из монолитного бетона. При отсутствии грунтовых вод толщину бетонной или железобетонной плиты для малых колодцев принимают 80 мм, при наличии грунтовых вод для больших и малых колодцев толщину плиты основания принимают по расчету. Максимальную глубину лотка принимают равной диаметру наибольшей трубы. При круглых трубах нижняя часть лотка представляет собой полуокружность, а верхняя имеет прямые стенки, которые доводят до шельги трубы. Площадку между лотком и стенками колодца называют полкой или бермой. Полки лотка располагают на уровне верха трубы большего диаметра и выполняют с поперечным уклоном 0,02-0,03 для смыва с них осадка в случае переполнения колодца. Рабочую камеру устраивают высотой 1800 мм из стеновых колец внутренним диаметром 700, 1000, 1500, 2000 мм и наружным соответственно 840, 1160, 1680 и 2200. Высоту колец принимают равной 290, 590, 890 мм.

Размеры прямоугольных колодцев принимают: для труб диаметром до 700 мм – длину 1000 мм, ширину $D+400$ мм (где D – диаметр наибольшей трубы, мм), но не менее 1000 мм; для труб диаметром 700 мм и более – длину $D+400$ мм (с учетом устройства поперечной площадки), но не более 2000 мм и ширину $D+500$ мм (с устройством рабочей площадки с одной стороны лотка и полки шириной не менее 100 мм с противоположной стороны); для труб диаметром более 200 мм допускает устройство рабочих площадок на консолях с сохранением открытой части лотка не менее 2000×2000 мм. При диаметре трубопроводов 700 мм и более в рабочей части предусматривают ограждение лотка высотой 1000 мм. Для спуска в колодец устанавливают ходовые скобы.

Переходную часть рекомендуется выполнять только в виде плоской плиты перекрытия с круглым отверстием диаметром 700 мм, на которую устанавливают горловину колодца. Горловину собирают из железобетонных колец диаметром 700 мм и высотой 290, 590, 890 мм, а сверху устанавливают опорные кольца. Колодец до наружной отметки наращивают кирпичом. Горловину сверху закрывают люком с крышкой. Вторую крышку устанавливают на опорное кольцо.

Перепадные колодцы на канализационной сети устраиваются на присоединениях к коллекторам глубокого заложения при пересечении с подземными сооружениями и при затопленных выпусках на последнем перед водоемом колодце. Кроме того, их устраивают при необходимости гашения недопустимых скоростей движения сточной жидкости.

На трубопроводах диаметром до 600 мм перепады высотой до 0,3 м допускается выполнять без устройства перепадного колодца путем плавного слива в смотровом колодце.

Перепады высотой до 6 м на трубопроводах диаметром до 500 мм включительно устраивают в колодцах в виде вертикальных стояков с водобойным прямым, расположенным в рабочей камере смотрового колодца (см. рис.5).

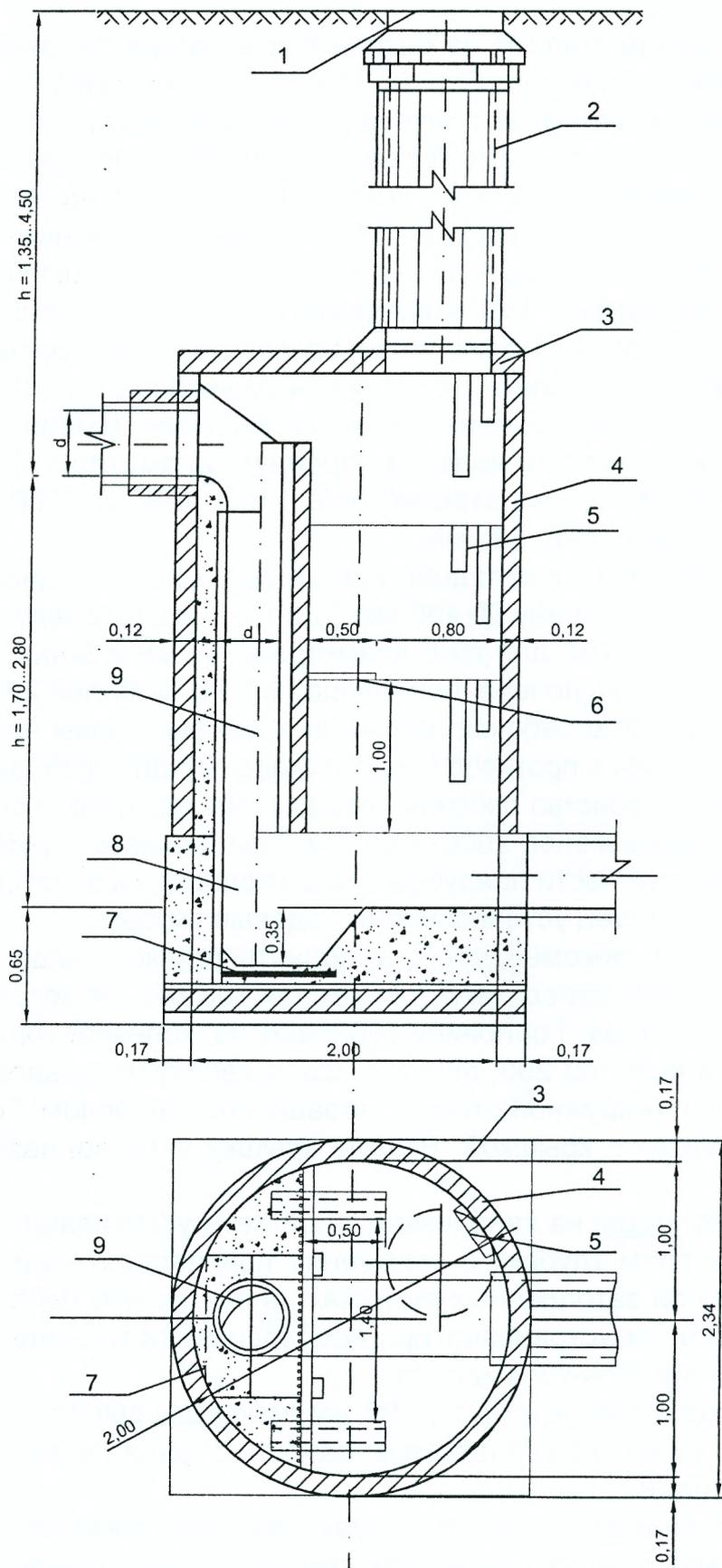


Рис.5. Перепадной колодец со стояком и водобойным приемком.
 1 – люк с крышкой, 2 – горловина; 3 – железобетонная плита; 4 – кольца;
 5 – подвесные скобы; 6 – консоль; 7 – стальная плита;
 8 – водобойный приемок; 9 – вертикальный стояк.

В колодце над стояком устраивают приемную воронку, а под стояком – водобойный приямок с металлической плитой в основании. При диаметре стояка до 300 мм допускается установка направляющего колена взамен водобойного приямка. Диаметр стояка должен быть не менее диаметра подводящего трубопровода.

На трубопроводах диаметром 600 мм и более перепады высотой до 3 м устраивают в виде водослива практического профиля (см. рис.6) с водобойным приямком для образования затопленного прыжка, что необходимо для гашения разрушающей скорости потока. При высоте перепада более 3 м конструкции колодцев принимаются по индивидуальным проектам в виде глубоких шахтных перепадных камер с водобойными устройствами, ступенчатых перепадов, спиральных водосливов и др.

Гидравлический расчет перепадного колодца практического профиля производят по формулам гидравлики для сопряжения бьефов.

Контрольные - в местах присоединения дворовой и внутриквартальной сети к уличной.

Промывные - в начальных участках канализационной сети, где из-за недостаточных скоростей движения стоков возможно выпадение осадков.

В плане колодцы могут иметь круглую или прямоугольную форму.

Все колодцы должны выполняться по типовым проектам. Как правило, для строительства канализационных сетей применяют колодцы из сборного железобетона. Применение кирпича, бетона и других местных материалов допускается при соответствующем обосновании.

Дюкер

Самотечные трубопроводы часто пересекаются с различными естественными и искусственными препятствиями. К естественным препятствиям относятся реки, ручьи, овраги и т.д., к искусственным – авто- и железные дороги, подземные коллекторы, трубопроводы различного назначения, кабели, пешеходные переходы и др.

Если трубопровод непосредственно пересекается с препятствием, то если трубопровод и препятствие расположены непосредственно на одной и той же отметке или их разность незначительна, то пересечение выполняется в виде самотечного дюкера – напорного самотечного трубопровода, соединяющего два самотечных трубопровода.

Дюкер состоит из входной (верхней) и выходной (нижней) камер и трубопроводов (см.рис.7а).

Обе нитки должны быть рабочими. Расстояние в свету между трубами дюкера должно быть 0,7-1,5 м (в зависимости от напора и других особенностей устройства дюкера). Аварийный выпуск может быть проложен из верхней камеры дюкера или из ближайшего колодца перед ним.

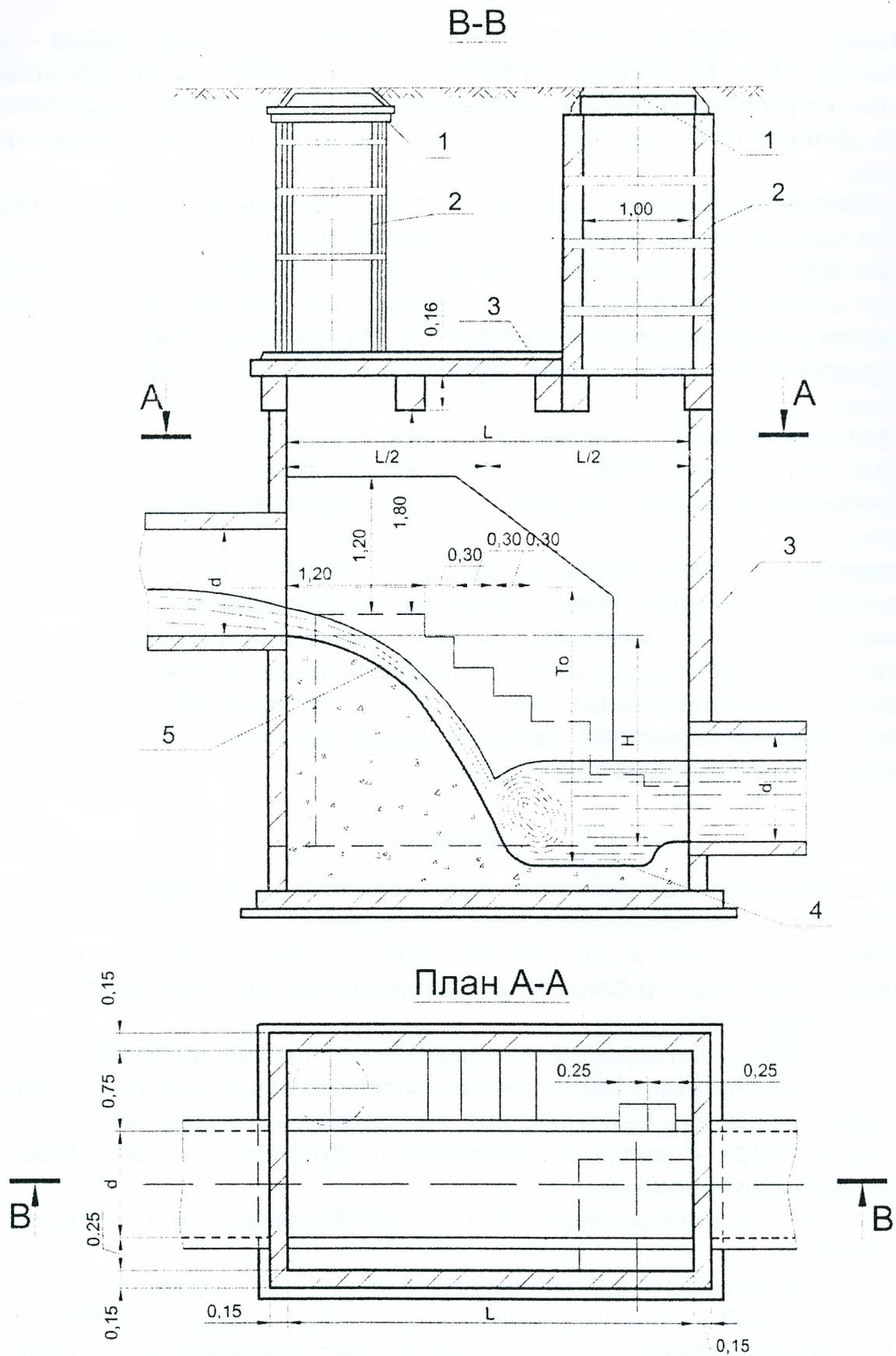


Рис.6. Перепадной колодец с водосливом практического профиля.
 1 – люки с крышками; 2 – горловины; 3 – стены из сборных железобетонных блоков; 4 – водобойный приямок; 5 – водослив.

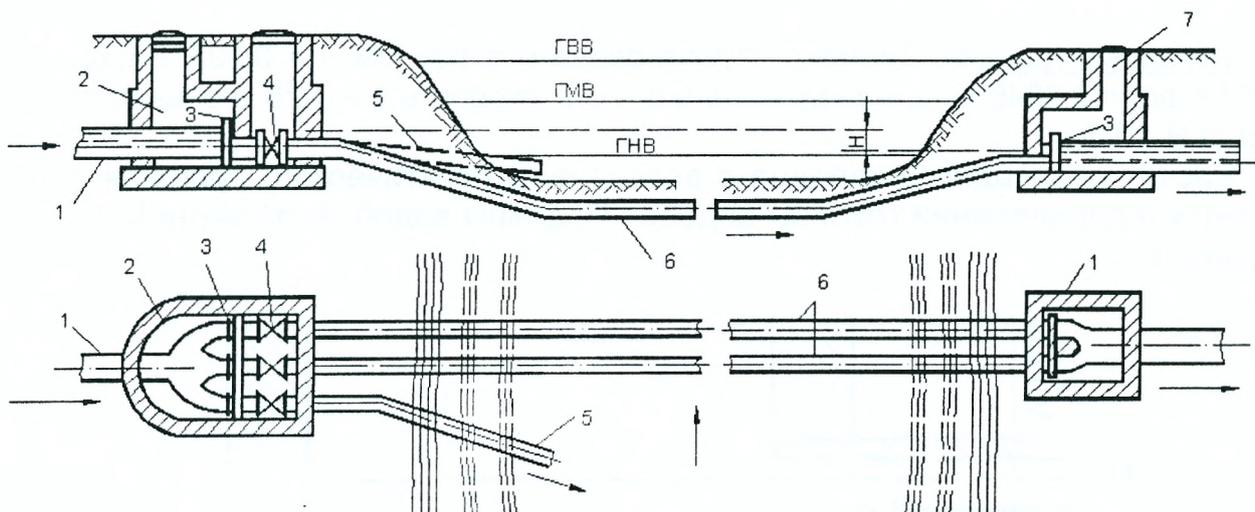


Рис.7а. Схема самотечною дюкера.

1 – коллектор; 2 – входная камера; 3 – направляющие для установки шибера; 4 – задвижка; 5 – аварийный выпуск; 6 – напорные трубы; 7 – выходная камера.

В случаях, когда разность отметок большая или отрицательная, то используют напорные дюкеры (с подачей от н.с.)

Напорные трубопроводы дюкера выполняют не менее чем из двух ниток стальных труб с усиленной антикоррозионной изоляцией. Диаметр их должен быть не менее 150 мм (см. рис. 7б).

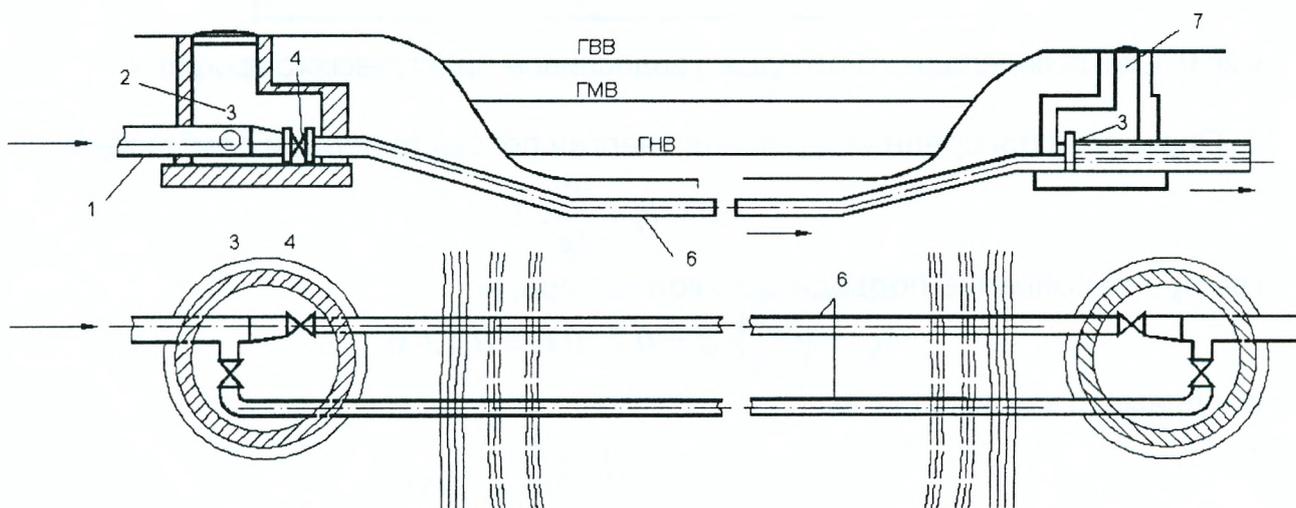


Рис.7б. Схема напорного дюкера.

1 – коллектор; 2 – входная камера; 3 – направляющие для установки шибера; 4 – задвижка; 5 – аварийный выпуск; 6 – напорные трубы; 7 – выходная камера.

Конструкция одного из сооружений в курсовой работе разрабатывается (по заданию руководителя) на стадии технического проекта и должна отвечать конкретным условиям проекта. Вариант конструкции самотечною дюкера приведен на рис. 8.

4.1. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПЕРЕПАДНОГО КОЛОДЦА С ВОДОСЛИВОМ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

Исходные данные: Диаметр трубопровода $d = 600$ мм; $l = 0,003$; расход $q = 264,6$ л/с $= 0,2646$ м³/с; наполнение $h/d = 0,7$; скорость $v = 1,25$ м/с; высота перепада $H = 1,5$ м.

Расчет перепадного колодца с водосливом практического профиля заключается в определении глубины водобоя P , длины водобойной части l_1 и общей длины L .

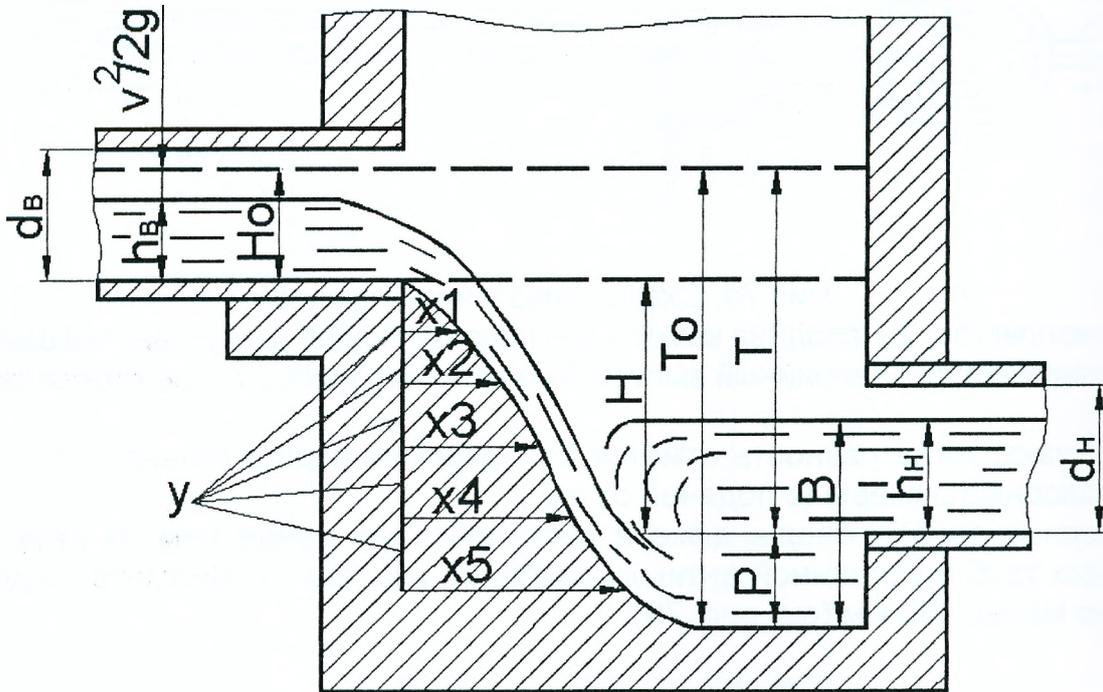


Рис.9. Схема перепадного колодца с водосливом практического профиля.

1. Определяется средняя удельная энергия потока (в первом приближении):

$$T'_0 = H + h_e + \frac{v^2}{2g}, \text{ м},$$

где h_e — наполнение подводящего коллектора, м:

$$h_e = \left(\frac{h}{d}\right) \cdot d = 0,7 \cdot 0,6 = 0,42 \text{ м};$$

d — диаметр коллектора, м.

$$T'_0 = 1,5 + 0,42 + \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,81} = 2,00 \text{ м}$$

2. Определяется расход, приходящийся на единицу ширины отводящей трубы (первое приближение):

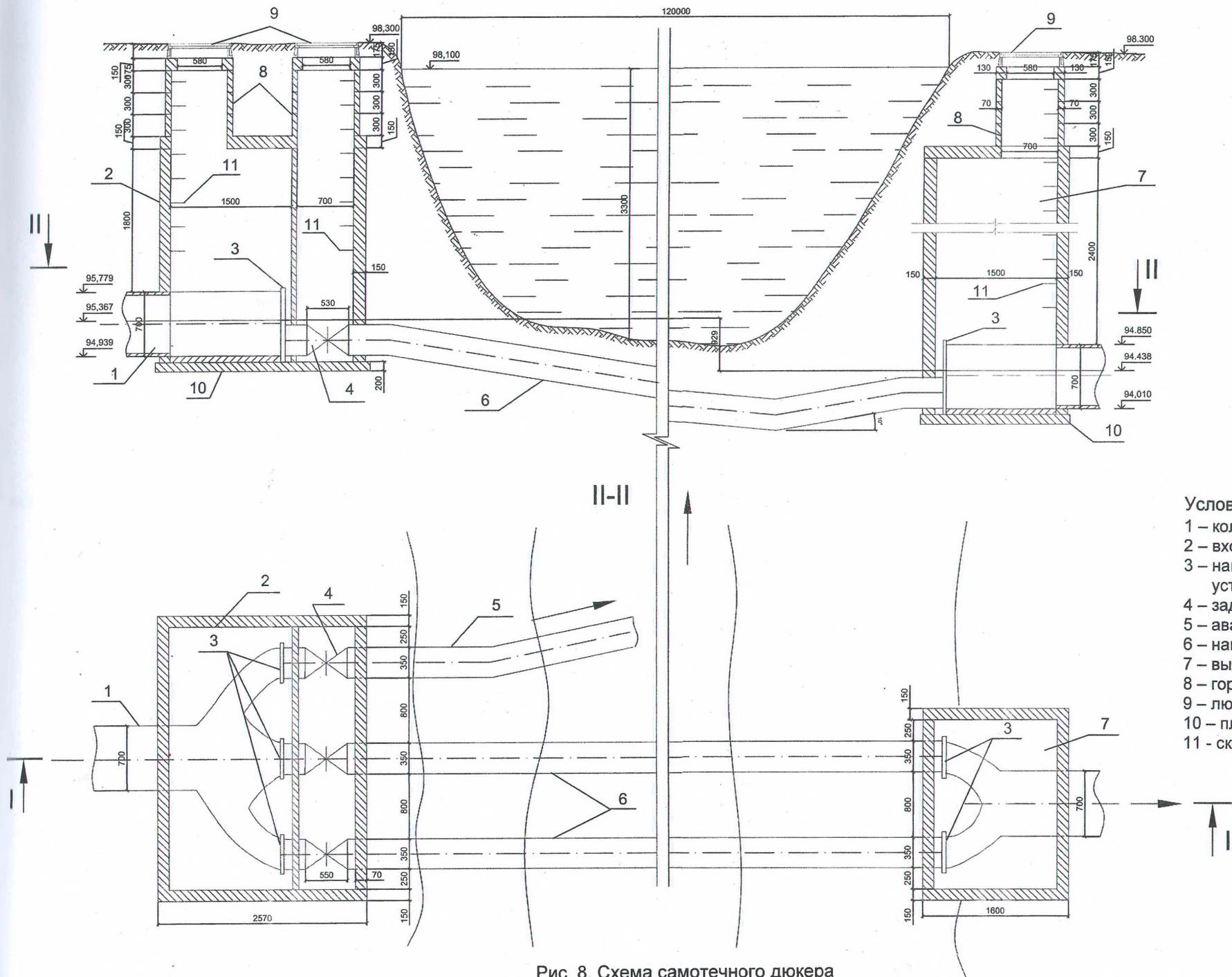
$$q'_0 = \frac{q}{d} = \frac{0,2646}{0,6} = 0,159 \text{ м}^3/\text{с} \text{ на } 1 \text{ м ширины трубы} = 159 \text{ л/с}$$

3. По номограмме находится высота водяной подушки в зависимости от $T'_0 = 2$ м и $q'_0 = 159$ л/с (первое приближение): $B' = 1,2$ м

I-I

120000

II-II



Условные обозначения

- 1 – коллектор;
- 2 – входная камера;
- 3 – направляющие для установки шибера;
- 4 – задвижки;
- 5 – аварийный выпуск;
- 6 – напорные трубы;
- 7 – выходная камера;
- 8 – горловина;
- 9 – люк с крышкой;
- 10 – плита основания;
- 11 – скобы

Рис. 8. Схема самотечного дюкера

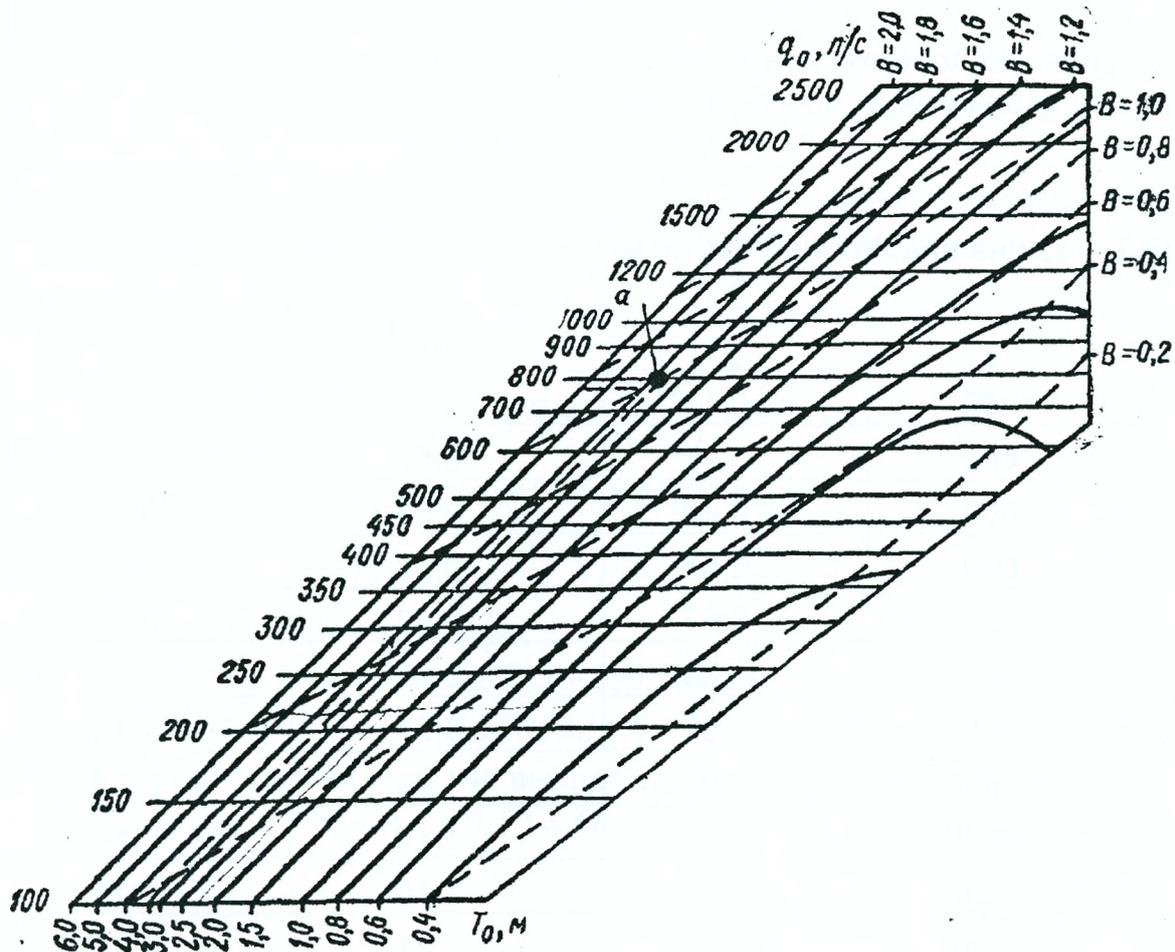


Рис.10. Номограмма для гидравлического расчета перепадных колодцев с водосливом практического профиля.

4. Определяется глубина водобоя (первое приближение):

$$P' = B' - h_H = 1,2 - 0,42 = 0,78 \text{ м}$$

где h_H – наполнение отводящего коллектора $h_H = 0,42 \text{ м}$.

5. Определяется средняя удельная энергия потока (во втором приближении):

$$T_o = H + P' + h_e + \frac{v^2}{2g} = 1,5 + 0,78 + 0,42 + \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,81} = 2,78 \text{ м}$$

6. По номограмме находится высота водяной подушки в зависимости от $T_o = 2,78 \text{ м}$ и $q_o' = 159 \text{ л/с}$ (второе приближение): $B = 1,5 \text{ м}$

7. Определяется глубина водобоя (второе приближение):

$$P = B - h_H = 1,5 - 0,42 = 1,08 \text{ м}$$

8. Определяется длина водобойной части:

$$l_1 = 1,15 \sqrt{H_o \cdot (H + 0,33 \cdot H_o)} = 1,15 \sqrt{0,5 \cdot (1,5 + 0,33 \cdot 0,5)} = 1,05 \text{ м}$$

$$H_o = h_e + \frac{v^2}{2g} = 0,42 + \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,81} = 0,5 \text{ м}$$

9. Длина колодца:

$$L = 2 \cdot l_1 = 2 \cdot 1,05 = 2,1 \text{ м}$$

10. Сливную поверхность водослива строят по координатам x и y , при этом задаются величиной y , а x вычисляют по формуле:

$$x = l_1 \sqrt{\frac{y}{H}}, \text{ мм,}$$

где l_1 – длина водобойной части, мм; H – высота перепада, мм.

y	y/H	$\sqrt{y/H}$	x
200	0,13	0,37	383
400	0,27	0,52	542
600	0,40	0,63	664
800	0,53	0,73	767
1000	0,67	0,82	857
1200	0,80	0,89	939
1400	0,93	0,97	1014
1600	1,07	1,03	1084
1800	1,20	1,10	1150
2000	1,33	1,15	1212
2200	1,47	1,21	1272
2400	1,60	1,26	1328
2600	1,73	1,32	1382

4.2. ПРИМЕР РАСЧЁТА ДЮКЕРА

Исходные данные: $q_{расч} = 52,28$ л/с, скорость на участке после дюкера $v_0 = 0,931$ м/с, длина дюкера $l = 70$ м, отметка воды на входе в дюкер $\nabla_{вх} = 68,187$ м.

Расчет дюкера производится в следующей последовательности:

1. Все линии дюкера принимаются рабочими и рассчитываются на пропуск расчетного расхода:

$$q = q_{расч} = 52,28 \text{ л/с}$$

2. По таблице (Лукиных А.А., Лукиных Н.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н.Н.Павловского) определяется диаметр труб, исходя из условия обеспечения самоочищающей скорости $v \geq 1$ м/с, при этом в местах подхода сточных вод к дюкеру скорость должна быть не более скоростей в дюкере. Принимаются стальные трубы диаметром 400 мм, расчетный расход 52,28 л/с проходит по ним со скоростью 1,054 м/с при единичном сопротивлении $i = 0,005$.

3. По таблице 45 (таблицы Лукиных) определяется сопротивление при входе в дюкер для скорости 1,054 м/с.

$$h_1 = 0,0315 \text{ м}$$

4. По таблице 46 (таблицы Лукиных) определяется сопротивление при выходе из дюкера для разницы скоростей:

$$v - v_0 = 1,054 - 0,931 = 0,123 \text{ м/с},$$

где v – скорость в дюкере, м/с; v_0 – скорость на участке после дюкера, м/с.

$$h_2 = 0,000832 \text{ м}$$

5. По таблице 47 (таблицы Лукиных) для скорости в дюкере 1,054 м/с определяется сопротивление в закруглениях при четырех отводах по 10° :

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

6. Потери напора в задвижках:

$$h_4 = \xi_{\text{задв}} \frac{v^2}{2g} = 0,06 \frac{1,054^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0034 \text{ м},$$

где $\xi_{\text{задв}}$ – коэффициент сопротивления задвижки.

7. Потери напора по длине:

$$h_1 = l \cdot i = 70 \cdot 0,005 = 0,35 \text{ м}$$

8. Полное сопротивление в дюкере:

$$\begin{aligned} H &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_l = 0,0315 + 0,000832 + 0,0032 + 0,0034 + 0,35 = \\ &= 0,388932 \approx 0,39 \text{ м} \end{aligned}$$

9. Определяется отметка воды на выходе из дюкера:

$$\nabla_{\text{вых}} = \nabla_{\text{вх}} - (H + 0,3 \div 0,5) = 68,187 - (0,39 + 0,3) = 67,497 \text{ м}$$

5. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЁТА ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ

Исходные данные для проектирования:

Месторасположение объекта канализования – Витебская область;

Генплан населенного пункта – рис.11.

Грунты – песчаные;

Уровень залегания грунтовых вод – 5,0 м;

На территории населённого пункта расположены следующие коммунальные объекты:

школы – количество учеников составляет 3,5% от численности населения;

бани – число людей, пользующихся баней, составляет 1,5% от численности населения;

прачечная – производительностью 9 т/сухого белья в сутки;

детский сад – один, на 300 человек;

больница – на 450 коек;

гостиница – одна, на 600 человек;

гараж – на 120 автомашин.

Данные по районам:

1. Район:

норма водоотведения – $n_1=280$ л/сут на чел.;

плотность населения – $P_1=215$ чел/га.;

2. Район:

норма водоотведения – $n_2=220$ л/сут на чел.;

плотность населения – $P_2=150$ чел/га.;

Данные по промышленному предприятию:

наименование – мясокомбинат;

производительность комбината – 28 т мясопродуктов в сутки;

количество смен – 3;

норма водоотведения на единицу продукции - $20,0 \text{ м}^3$;

коэффициент неравномерности - $K_{\text{час}}=2,1$;

количество работающих на комбинате – 400 чел;

из них работают в горячих цехах – 60%; в холодных – 40%;

число рабочих пользующихся душем – 50%.

5.1. ВЫБОР И ОБОСНОВАНИЕ СИСТЕМЫ ВОДООТВЕДЕНИЯ

Согласно заданию в данном курсовом проекте следует запроектировать сеть по раздельной системе водоотведения.

Сточные воды от всего города необходимо направить на единые очистные сооружения (централизованная канализация). Бытовые и производственные сточные воды направляются на городские очистные сооружения, дождевые воды – в водоём (после локальной очистки).

При этом следует исходить из условия самотечного отведения сточных вод к очистным сооружениям. Перекачка может быть предусмотрена лишь на неблагоприятном рельефе местности или при максимальном заглублении коллектора.

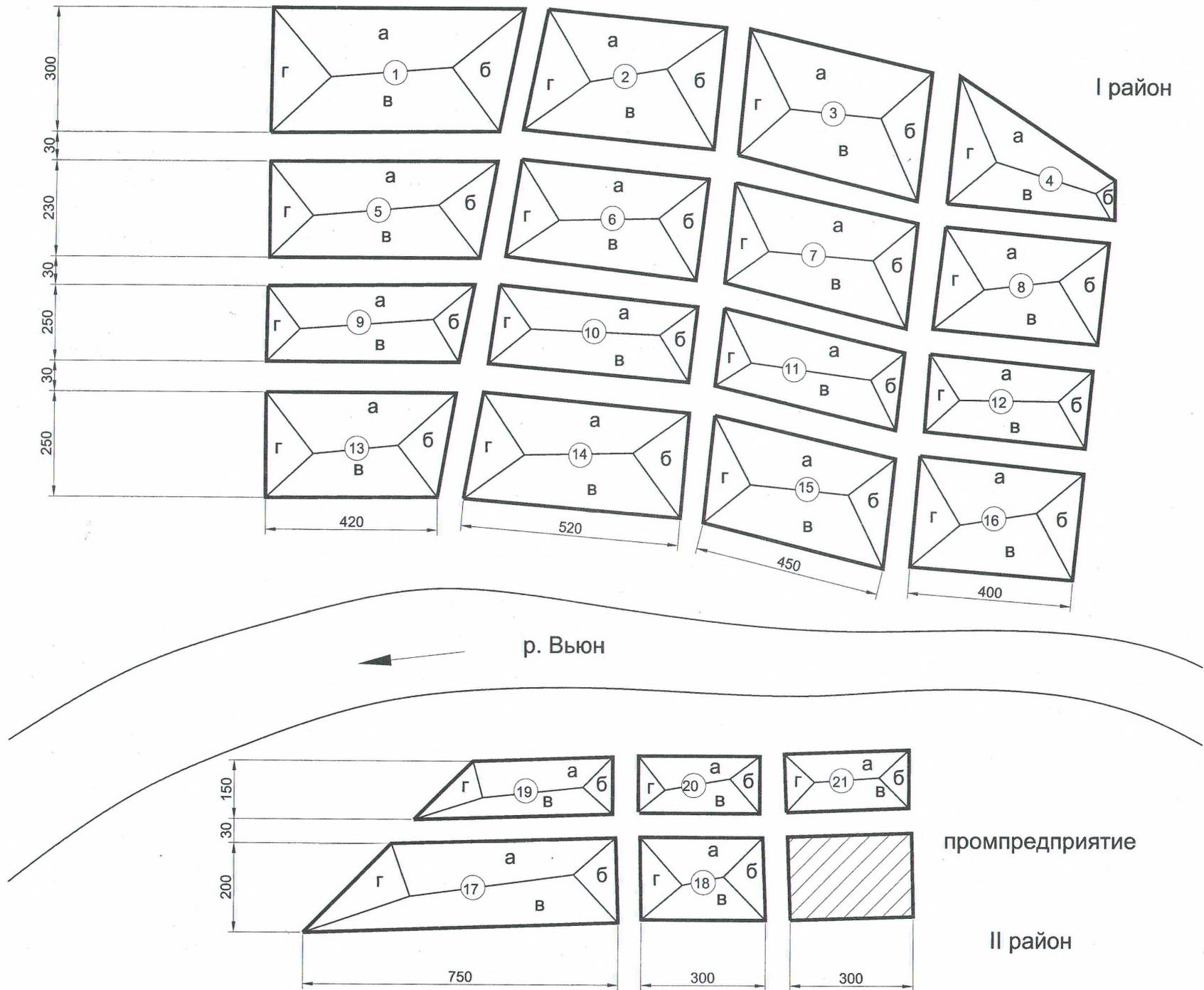


Рис.11 Генплан населенного пункта

5.2. ВЫБОР СХЕМЫ ВОДООТВЕДЕНИЯ И ТРАССИРОВКА СЕТИ

В данном курсовом проекте для хозяйственно-бытовой канализационной сети была принята пересеченная схема водоотведения с трассировкой (рис. 12) по объемлющей схеме, так как исходя из генплана населённого пункта, у нас имеется практически плоский рельеф местности на сравнительно большом расстоянии ($i \leq 0,005$).

5.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ РАСХОДОВ

5.3.1. Определение расходов от населения, постоянно проживающего в городе

Определим удельный расход или модуль стока для двух районов по формуле (1):

$$q^1_{yo} = \frac{280 \cdot 215}{86400} = 0,69 \text{ л/с га};$$

$$q^2_{yo} = \frac{220 \cdot 150}{86400} = 0,38 \text{ л/с га};$$

Норма водоотведения включает все расходы на хозяйственно-бытовые нужды, в том числе и те, которые расходуются вне дома: в столовой, бане, прачечной, поликлинике, больнице, школе и др.

Для уточнения расчетных расходов и определения истинной нормы водоотведения от жилой застройки данного района предварительно определяют средние суточные расходы в этих зданиях. Вычисление этих расходов производится в табличной форме и учитываются они на участке как сосредоточенные.

Расход сточных вод от коммунальных предприятий за сутки определяют по формуле (2) и результаты расчётов заносят в таблицу 5.1.

Таблица 5.1 Определение сосредоточенных расходов, входящих в норму водоотведения

Обозначение по генплану	Назначение здания	Ед. изм.	Пропускная способность		Норма расхода на единицу, л	Продолжительность работы, час	Кoeffиц. неравномерности	Расходы	
			по расчёту	типовая				Средне-суточный, л/сут	Расчётный, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1. Район									
Бл	Больница	кой-коместо	450	450	200	24	2,5	90000	2,60

Продолжение таблицы 5.1

Шк	Школа	уча-щийся	700	700	10,0	12	1,8	7000	0,29
Пр	Пра-чечная	кг. сух. белья	9000	9000	75	16	1,0	675000	11,72
Бн	Баня	посе-титель	350	350	180	12	1,0	63000	1,46
Итого:								Σ835000	
2. Район									
Шк	Школа	уча-щийся	678	700	10,0	12	1,8	7000	0,29
Бн	Баня	посети-тель	240	350	180	12	1,0	63000	1,46
Д/с	Дет. сад	ребё-нок	300	300	21,5	12	2,5	6450	0,37
Итого:								Σ76450	

Остаточную норму водоотведения определяем по формуле (3):

$$n^1_{ост} = 280 - \frac{835000}{34813} = 256 \text{ л/сут}$$

$$n^2_{ост} = 220 - \frac{76450}{4575} = 203 \text{ л/сут}$$

Затем определяем новый, уточнённый модуль стока по формуле (4):

$$q^1_{уд} = \frac{256 \cdot 215}{86400} = 0,64 \text{ л/с га}$$

$$q^2_{уд} = \frac{203 \cdot 150}{86400} = 0,35 \text{ л/с га}$$

Средний путевой расход от жилой застройки – это произведение уточнённо-го модуля стока ($q'_{уд}$) на соответствующую площадь стока.

Результаты расчётов заносят в таблицу 5.2.

Таблица 5.2 Определение средних расходов с площадей стока

Номера кварталов	Шифр площади стока	Величина площади стока, га	Удельный расход, $q_{уд}$, л/с га	Средний расход с площади стока, л/с
1	2	3	4	5
1. Район				
1	А	6,25	0,64	4,00
	Б	1,95	0,64	1,25
	В	5,10	0,64	3,26
	Г	2,10	0,64	1,34
2	А	4,49	0,64	2,87
	Б	1,96	0,64	1,25
	В	4,55	0,64	2,91
	Г	2,10	0,64	1,34

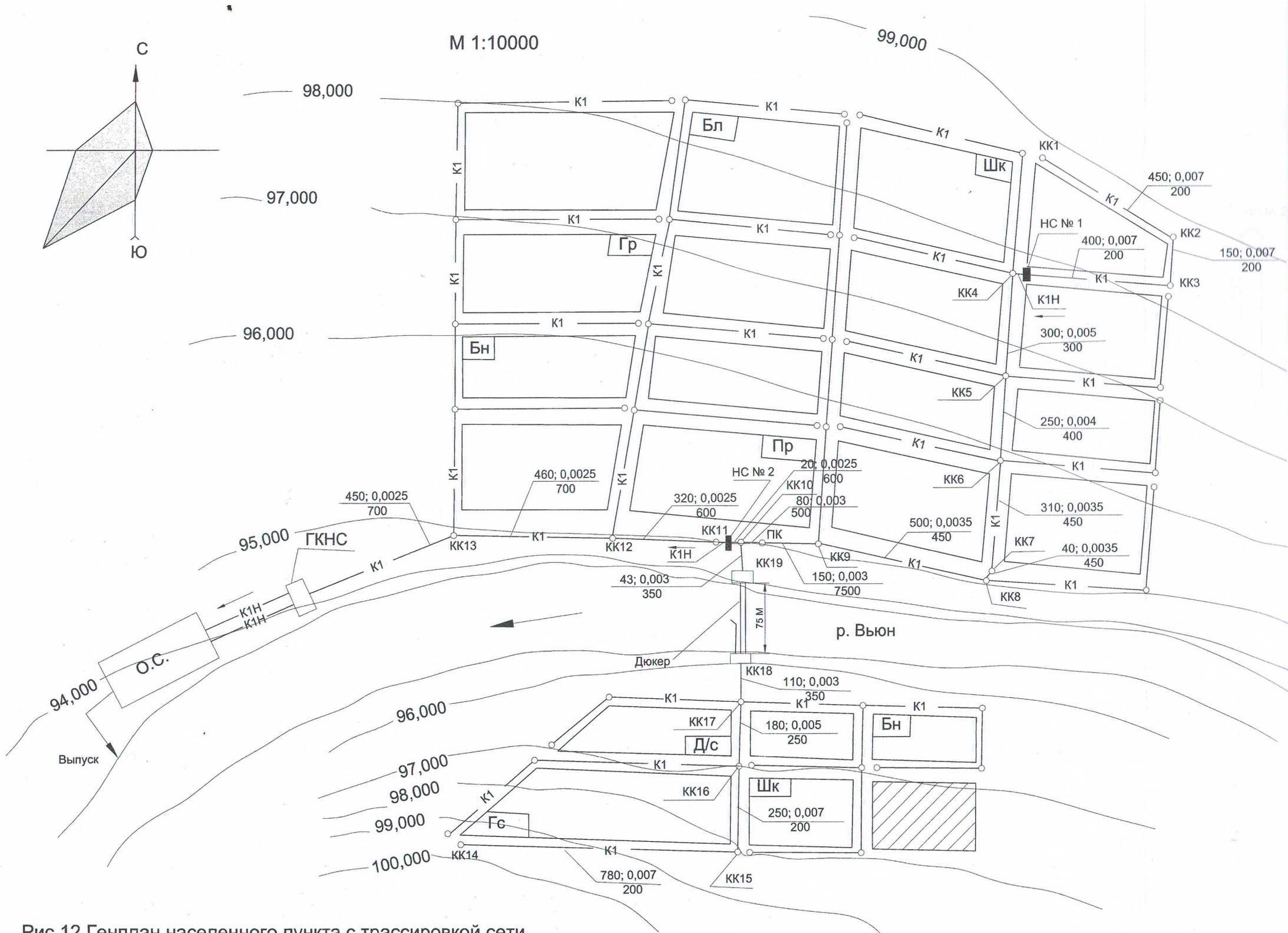


Рис.12 Генплан населенного пункта с трассировкой сети

Условные обозначения

Шк	- школа	Д/с	- детский сад
Бл	- больница		- промышленное предприятие
Гр	- гараж	ГКНС	- главная канализационная насосная станция
Бн	- баня	О.С.	- площадка очистных сооружений
Пр	- прачечная	Н.с.	- насосная станция подкачки
Гс	- гостиница		
КК1	- канализационный колодец хозяйственно-бытовой водоотводящей сети		
К1	- самотечная хозяйственно-бытовая водоотводящая сеть		
К1Н	- напорная хозяйственно-бытовая водоотводящая сеть		
L; i φ		длина; уклон диаметр	

Продолжение таблицы 5.2

3	А	4,88	0,64	3,12
	Б	1,65	0,64	1,06
	В	4,62	0,64	2,96
	Г	1,65	0,64	1,06
4	А	3,38	0,64	2,16
	Б	0,25	0,64	0,16
	В	2,76	0,64	1,77
	Г	1,15	0,64	0,74
5	А	4,68	0,64	2,99
	Б	1,27	0,64	0,81
	В	4,0	0,64	2,56
	Г	1,15	0,64	0,74
6	А	3,66	0,64	2,34
	Б	1,15	0,64	0,74
	В	3,83	0,64	2,45
	Г	1,15	0,64	0,74
7	А	3,85	0,64	2,46
	Б	1,10	0,64	0,70
	В	3,60	0,64	2,30
	Г	1,15	0,64	0,74
8	А	3,60	0,64	2,30
	Б	1,16	0,64	0,74
	В	3,00	0,64	1,92
	Г	1,20	0,64	0,77
9	А	3,60	0,64	2,30
	Б	0,81	0,64	0,52
	В	3,32	0,64	2,12
	Г	0,77	0,64	0,49
10	А	3,35	0,64	2,14
	Б	0,72	0,64	0,46
	В	3,40	0,64	2,18
	Г	0,72	0,64	0,46
11	А	3,37	0,64	2,16
	Б	0,63	0,64	0,40
	В	3,19	0,64	2,04
	Г	0,63	0,64	0,40
12	А	2,60	0,64	1,66
	Б	0,72	0,64	0,46
	В	2,60	0,64	1,66
	Г	0,72	0,64	0,46
13	А	3,96	0,64	2,53
	Б	1,50	0,64	0,96
	В	3,41	0,64	2,18
	Г	1,38	0,64	0,88
14	А	4,68	0,64	2,99
	Б	1,50	0,64	0,96
	В	4,60	0,64	2,94
	Г	1,50	0,64	0,96

Продолжение таблицы 5.2

15	А	3,85	0,64	2,46
	Б	1,25	0,64	0,80
	В	3,85	0,64	2,46
	Г	1,25	0,64	0,80
16	А	3,45	0,64	2,21
	Б	1,25	0,64	0,80
	В	3,50	0,64	2,24
	Г	1,25	0,64	0,80
		$\Sigma 161,72$		
2. Район				
17	А	4,51	0,35	1,58
	Б	1,00	0,35	0,35
	В	4,60	0,35	1,61
	Г	1,80	0,35	0,63
18	А	1,80	0,35	0,63
	Б	0,90	0,35	0,32
	В	1,63	0,35	0,57
	Г	1,00	0,35	0,35
19	А	2,25	0,35	0,79
	Б	0,46	0,35	0,16
	В	2,15	0,35	0,75
	Г	0,70	0,35	0,25
20	А	1,65	0,35	0,58
	Б	0,49	0,35	0,17
	В	1,35	0,35	0,47
	Г	0,39	0,35	0,14
21	А	1,49	0,35	0,52
	Б	0,42	0,35	0,15
	В	1,49	0,35	0,52
	Г	0,42	0,35	0,15
		$\Sigma 30,5$		

Количество населения проживающего в населённом пункте:

$$N = F_1 \cdot P_1 + F_2 \cdot P_2 = 161,92 \cdot 215 + 30,5 \cdot 150 = 34813 + 4575 = 39388 \text{ чел.};$$

где F_1 и F_2 – соответственно величины площадей стока первого и второго районов, га.;

P_1 и P_2 – соответственно плотность населения, проживающего в первом и во втором районе, чел/га.

Общая величина площади стока (площадь населенного пункта) составляет:

$$F = F_1 + F_2 = 161,72 + 30,5 = 192,22 \text{ га.};$$

Количество учеников посещающих школы составит:

$$У = \frac{N \cdot 3,5}{100} = \frac{39388 \cdot 3,5}{100} = 1378 \text{ чел.};$$

Количество людей посещающих бани определим как:

$$Б = \frac{N \cdot 1,5}{100} = \frac{39388 \cdot 1,5}{100} = 590 \text{ чел.}$$

5.3.2. Определение расходов от населения, временно проживающего в городе

Величины расчётных сосредоточенных расходов от коммунальных предприятий, не входящих в норму водоотведения, определяются по формуле (2) и сводятся в таблицу 5.3.

Таблица 5.3 Определение сосредоточенных расходов, не входящих в норму водоотведения

Обозначение по генплану	Назначение здания	Ед. изм.	Пропускная способность		Норма расхода на единицу, л	Продолжительность работы час	Кoeffиц. неравномерности	Расходы	
			по расчёту	типовая				Среднесуточный, л/сут	Расчётный, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Гс	гостиница	чел.	600	600	230	24	1,7	138000	2,72
Гр	гараж	авто.	120	120	500	12	1,5	60000	2,08
Итого:								Σ198000	

5.3.3. Определение расходов от промышленных предприятий

Сосредоточенные расходы от промышленных предприятий определяют как сумму: производственных, бытовых и душевых по формулам (7-16).

Результаты расчетов заносятся в таблицы 5.4. – 5.5.

Таблица 5.4 Определение расходов производственных сточных вод

Наименование предприятия	№ смены	Продолжительность смены, час	Ед. изм. продукции	Число продукции выпущенной в смену	Норма водоотв. на ед. продукции, м ³	Расход воды в смену, м ³	Расход воды за час, м ³	Кoeffиц. неравномерности	Расчётный расход, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Мясобинат	1	8	т	10	20	200	25,0	2,1	14,58
	2	8		10		200	25,0		14,58
	3	8		8		160	20,0		11,67
Всего				Σ28		Σ560			

Таблица 5.5 Определение бытовых и душевых сточных вод предприятия

№ смены	Наименование цехов	Продолжительность смены, час	Число работающих и служащих в смену	Бытовые сточные воды				Число рабочих, пользующихся душем	Душевые сточные воды			
				Норма водоотведения, л	Расход воды в смену, м ³	Кэф. часовой неравномерности	Расчетный расход, л/с		Норма водоотведения, л	Расход воды в смену, м ³	Кэф. часовой неравномерности	Расчетный расход, л/с
1	Хол.	8	60	25	4,0	3,0	0,51	30	40	3,90	1	1,44
	Гор.		90	45					5			
2	Хол.	8	60	25	4,0	3,0	0,51	30	40	3,90	1	1,44
	Гор.		90	45					5			
3	Хол.	8	40	25	3,7	3,0	0,34	20	40	2,60	1	0,96
	Гор.		60	45					0			
			Σ400					Σ200				

Суммарный расход сточных вод от промпредприятия определяется по смене с максимальным водоотведением (обычно по первой смене, длящейся с 8 до 18 часов) по формуле (17).

В нашем случае этот расход составит:

$$q_{\text{пром.}} = q_{\text{произв}} + q_{\text{быт}} + q_{\text{душ}} = 14,58 + 0,51 + 0,96 = 16,05 \text{ л/с}$$

5.3.4. Определение расчетных расходов по участкам сети

Общий средний расход сточных вод для каждого расчетного участка определяется как сумма трех расходов; путевого – поступающего в расчетный участок от жилой застройки, расположенной по пути; бокового – поступающего от присоединяемых боковых линий сети и транзитного – поступающего от выше-расположенных участков по величине, равной общему среднему расходу предыдущего участка.

Умножая общий средний расход на коэффициент неравномерности, принимаемый по СНиП, получают расчетный расход от жилой застройки. Прибавляя к нему расчётные сосредоточенные расходы, получают общий расчетный расход по участку.

Все расчеты заносят в таблицу 5.6.

Таблица 5.6 Определение расчетных расходов по участкам сети

№ расчетных участков	Шифры площадей стока, № участков, характеристика определения расходов			Средние расходы, л/с				Общий коэф. неравномерности	Расчетные расходы, л/с			
	Путевых	Боковых	Транзитных	Путевые	Боковые	Транзитные	Общие		От жилой застройки	Сосредоточенные		суммарные
										Боковые	Транзитные	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1-2	4А	-	-	2,16	-	-	2,16	3,0	6,48	-	-	6,48
2-3	4Б	-	1-2	0,16	-	2,16	2,32	3,0	6,96	-	-	6,96
3-4	4В,8А	-	2-3	4,07	-	2,32	6,39	2,43	15,53	-	-	15,53
4-5	8Г,7Б	3АБВ,4Г,7А	3-4	1,47	10,34	6,39	18,20	1,93	35,13	0,29	-	35,42
5-6	11Б,12Г	8БВ,12А,7В,11А	4-5	0,86	8,78	18,20	27,84	1,85	51,50	-	0,29	51,79
6-7	15Б,16Г	12БВ,16А,11В,15А	5-6	1,60	8,83	27,84	38,27	1,78	68,12	-	0,29	68,41
7-8	-	-	6-7	-	-	38,27	38,27	1,78	68,12	-	0,29	68,41
8-9	15В	16БВ	7-8	2,46	3,04	38,27	43,77	1,74	76,16	-	0,29	76,45
9-10	0.5 14В	3Г,7Г,11Г,15Г,2Б,6Б,10Б,14Б	8-9	1,47	6,41	43,77	51,65	1,70	87,81	11,72	0,29	99,82
10-11	0.5 14В	17,18,19,20,21	9-10	1,47	10,69	51,65	63,81	1,69	107,84	21,37	12,01	141,22
11-12	-	-	10-11	-	-	63,81	63,81	1,69	107,84	-	33,38	141,22
12-13	13В	2АВГ,6АВГ,10АВГ,14АГ,1Б,5Б,9Б,13Б	11-12	2,18	24,92	63,81	90,91	1,62	147,27	4,68	33,38	185,33
13-ГКНС	-	1АВГ,5АВГ,9АВГ,13АГ	12-13	-	23,21	90,91	114,12	1,60	182,59	1,46	38,06	222,11
		Боковой приток 19-10										
14-15	17В	-	-	1,61	-	-	1,61	3,0	4,83	2,72	-	7,55
15-16	17Б,18Г	-	14-15	0,70	-	1,61	2,31	3,0	6,93	-	2,72	9,65
16-17	19Б,20Г	17АГ,19В	15-16	0,30	2,96	2,31	5,57	2,5	13,93	0,37	2,72	17,02
17-18	-	19АГ,18АБВ,20АБВ,21АБВГ	16-17	-	5,12	5,57	10,69	2,10	22,45	18,28	3,09	43,82

5.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ВОДООТВОДЯЩИХ СЕТЕЙ

Начальная глубина заложения определяется по формуле (18).

В нашем случае для главного коллектора начальная глубина составит:

$$H_0^1 = 0,85 + 0,007(85 + 10) + 0,05 + 98,80 - 98,50 = 1,87 \text{ м,}$$

где $h_{\text{вып}}$ – глубина заложения выпуска из здания, м;

$h_{\text{вып}}$ – принята равной 0,85 м, так как для Витебского р-на (в среднем) $h_{\text{промерзания}} \approx 1,0$ м; следовательно $h_{\text{вып}} = 1,0 - 0,3 = 0,7$ м, но с учетом предотвращения разрушения труб под действием внешних нагрузок $h_{\text{вып}} = 0,7 + d = 0,85$ м. Принимаем $h_{\text{вып}} = 0,85$ м.

i – уклон дворовой или внутриквартальной сети (так как диаметр внутриквартальной сети в большинстве случаев составляет 150-200 мм, то i принимаем равным 0,007);

L – длина внутриквартальной сети, м (по генплану);

l – длина ветки от контрольного колодца до расчетной точки, м (по генплану);

Δ – перепад между лотками труб внутриквартальной ветки и уличного коллектора, м (разница в отметках между 150 и 200 мм);

Z_1 и Z_2 – отметки поверхности земли соответственно у колодца уличной сети и у наиболее удаленного колодца внутриквартальной сети, м (по генплану).

Определим начальную глубину заложения для бокового притока:

$$H_0^{14} = 0,85 + 0,007(50 + 10) + 0,05 + 99,74 - 99,43 = 1,63 \text{ м}$$

При максимальном заглублении самотечной сети устраиваются станции подкачки и определяется начальная глубина заложения в данной точке сети. В нашем случае этой точкой являются:

- КК₄.

$$H_0^4 = 0,85 + 0,007(50 + 10) + 0,05 + 97,80 - 97,55 = 1,57 \text{ м}$$

- КК₁₁

$$H_0^{11} = 0,85 + 0,007(110 + 10) + 0,05 + 95,00 - 95,35 = 1,39 \text{ м}$$

5.5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ

Данные гидравлического расчёта сводим в таблицу 5.7.

Таблица 5.7 Гидравлический расчет хозяйственно-бытовой канализационной сети

№ участка	Длина, м	Расчетный расход, л/с	Уклон, i	Диаметр, мм	Скорость, м/с	Наполнение		Падение уклона, м	Отметки, м						Глубина заложения	
						h/D	h, м		Поверхности земли		Поверхности воды или шельги*		Поверхности лотка			
									В начале	В конце	В начале	В конце	В начале	В конце	В начале	В конце
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1-2	450	6,48	0,007	200	-	0,34	0,07	3,15	98,80	98,80	97,000	93,850	96,930	93,780	1,87	5,02
2-3	150	6,96	0,007	200	0,70	0,36	0,07	1,05	98,80	98,30	93,850	92,800	93,780	92,730	5,02	5,57
3-Нс1	400	15,53	0,007	200	0,86	0,56	0,11	2,80	98,30	97,80	92,800	90,000	92,690	89,890	5,61	<u>7,91 Нс1</u>
4-5	300	35,42	0,005	300	0,92	0,51	0,15	1,50	97,80	96,60	96,530*	95,030*	96,230	94,730	1,57	1,87
5-6	250	51,79	0,004	400	0,95	0,45	0,18	1,00	96,60	95,90	95,030*	94,030*	94,630	93,630	1,97	2,27
6-7	310	68,41	0,0035	450	0,96	0,46	0,21	1,09	95,90	95,10	94,030*	92,940*	93,580	92,490	2,32	2,61
7-8	40	68,41	0,0035	450	0,96	0,46	0,21	0,14	95,10	95,00	92,700	92,560	92,490	92,350	2,61	2,65
8-9	500	76,45	0,0035	450	0,98	0,49	0,22	1,75	95,00	95,05	92,560	90,810	92,340	90,590	2,66	4,46
9-ПК	150	99,82	0,003	500	1,00	0,51	0,26	0,45	95,05	95,00	91,040*	90,590*	90,540	90,090	4,51	4,91
ПК-10	80	99,82	0,003	500	1,00	0,51	0,26	0,24	95,00	95,00	88,160*	87,920*	87,660	87,420	7,34	7,58
10-Нс2	20	141,22	0,0025	600	1,01	0,49	0,29	0,05	95,00	95,00	87,920*	87,870*	87,320	87,270	7,68	<u>7,73 Нс2</u>
11-12	320	141,22	0,0025	600	1,01	0,49	0,29	0,80	95,00	94,90	94,210*	93,410*	93,610	92,810	1,39	2,09
12-13	460	185,33	0,0025	700	1,09	0,46	0,32	1,15	94,90	94,80	93,410*	92,260*	92,710	91,560	2,19	3,24
13-ГКНС	450	222,11	0,0025	700	1,14	0,51	0,36	1,13	94,80	94,00	91,880	90,750	91,520	90,390	3,28	3,61
Боковой приток																
14-15	780	7,55	0,007	200	0,71	0,37	0,07	5,46	99,74	98,00	98,180	92,720	98,110	92,650	1,63	5,35
15-16	250	9,65	0,007	200	0,76	0,42	0,08	1,75	98,00	97,00	92,720	90,970	92,640	90,890	5,36	6,11
16-17	180	17,02	0,005	250	0,78	0,47	0,12	0,90	97,00	96,40	91,090*	90,190*	90,840	89,940	6,16	6,46
17-18	110	43,82	0,003	350	0,81	0,55	0,19	0,33	96,40	96,00	90,190*	89,860*	89,840	89,510	6,56	6,49
19-10	43	43,82	0,003	350	0,81	0,55	0,19	0,13	94,00	95,00	88,050*	87,920*	87,700	87,570	6,30	7,43

Примечание * - показаны отметки шельги

Примечание:

1 – на участке сети КК₁ – КК₂ выполнение условия самоочищающейся скорости не представляется возможным ввиду малого расхода сточных вод.

2 – определение начальной глубины заложения сети в точках КК₄ и КК₁₁ см. п. 5.4.

По результатам гидравлического расчета хозяйственно-бытовой сети строим продольный профиль главного коллектора (рис.13) и бокового притока (рис.14).

5.6. РАСЧЁТ ДЮКЕРА

Переход трубопровода через реку, овраг, суходол, канал, а в некоторых случаях пересечение с другими трубопроводами или подземными сооружениями (тоннель и т.п.) могут быть осуществлены дюкером.

Дюкер состоит из следующих основных элементов: напорных трубопроводов, верхней и нижней камер. Напорные трубопроводы дюкера выполняются не менее чем из двух ниток стальных труб диаметром ≥ 150 мм, причём обе нитки являются рабочими. В случае аварии одна нитка должна пропустить 0,75 от расчётного расхода. Скорость течения в дюкере должна быть не менее 1,0 м/с, и не менее скорости движения в подводящем трубопроводе. Угол наклона восходящих ветвей дюкера следует принимать не более 20° к горизонту, расстояние между линиями – не менее $0,7 \div 1,5$ м. Глубина заложения от отметки дна реки до верха трубы должна быть не менее 0,5 м, а в пределах фарватера – не менее 1,0 м.

Гидравлический расчёт дюкера на самотечном коллекторе заключается в определении потерь напора на разделение и слияние потоков и трение по длине при пропуске расчётного расхода по одной линии дюкера.

Определение отметок в верхней (ΔH_v) и в нижней (ΔH_n) камере ведётся по формуле:

$$\Delta H_v - \Delta H_n = 0,5 + h,$$

где h – полное сопротивление в дюкере, м.

Величина h определится как:

$$h = h_1 + h_i + h_2 + h_3 \text{ м,}$$

где h_1 – сопротивление по всей длине дюкера, м

$$h_i = i \cdot L = 0,0164 \cdot 75 = 1,23 \text{ м}$$

Величина i и v – принята по таблице 44 [3].

h_1 – сопротивление при входе, при скорости в дюкере $v=1,38$ м/с (по табл. 45 [3]) составит:

$$h_1 = 0,0561 \approx 0,056 \text{ м}$$

h_2 – сопротивление при выходе, при $v-v_{тр}=1,39-0,81=0,58$ м/с, где $v_{тр}=0,81$ м/с – скорость движения воды за дюкером (по табл. 46 [3]) составит:

$$h_2 = 0,0177 \approx 0,018 \text{ м}$$

Сопротивления в закруглениях при четырёх отводах по 10° и при скорости движения сточной жидкости в дюкере $v=1,39$ м/с (по табл. 47 [3]) составит:

$$h_3 = 0,0015 \cdot 4 = 0,006 \text{ м}$$

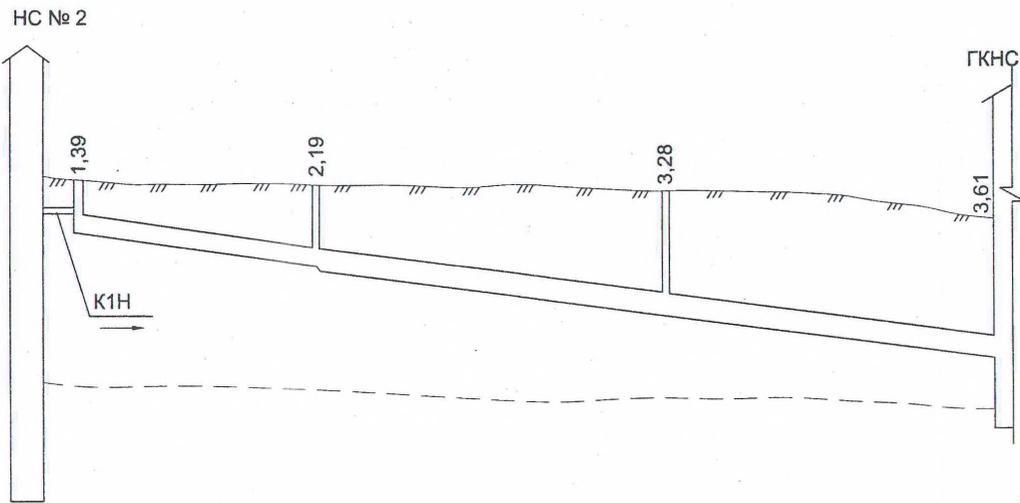
$$h = 1,23 + 0,056 + 0,018 + 0,006 = 1,31 \text{ м}$$

Отметка шельги трубы дюкера в нижней камере определится как:

$$\Delta H_n = \Delta H_v - 0,5 - h = (89,510 + 0,200) - 0,5 - 1,31 = 87,900 \text{ м}$$

Отметка шельги трубы отводящего трубопровода (в нижней камере) определится как:

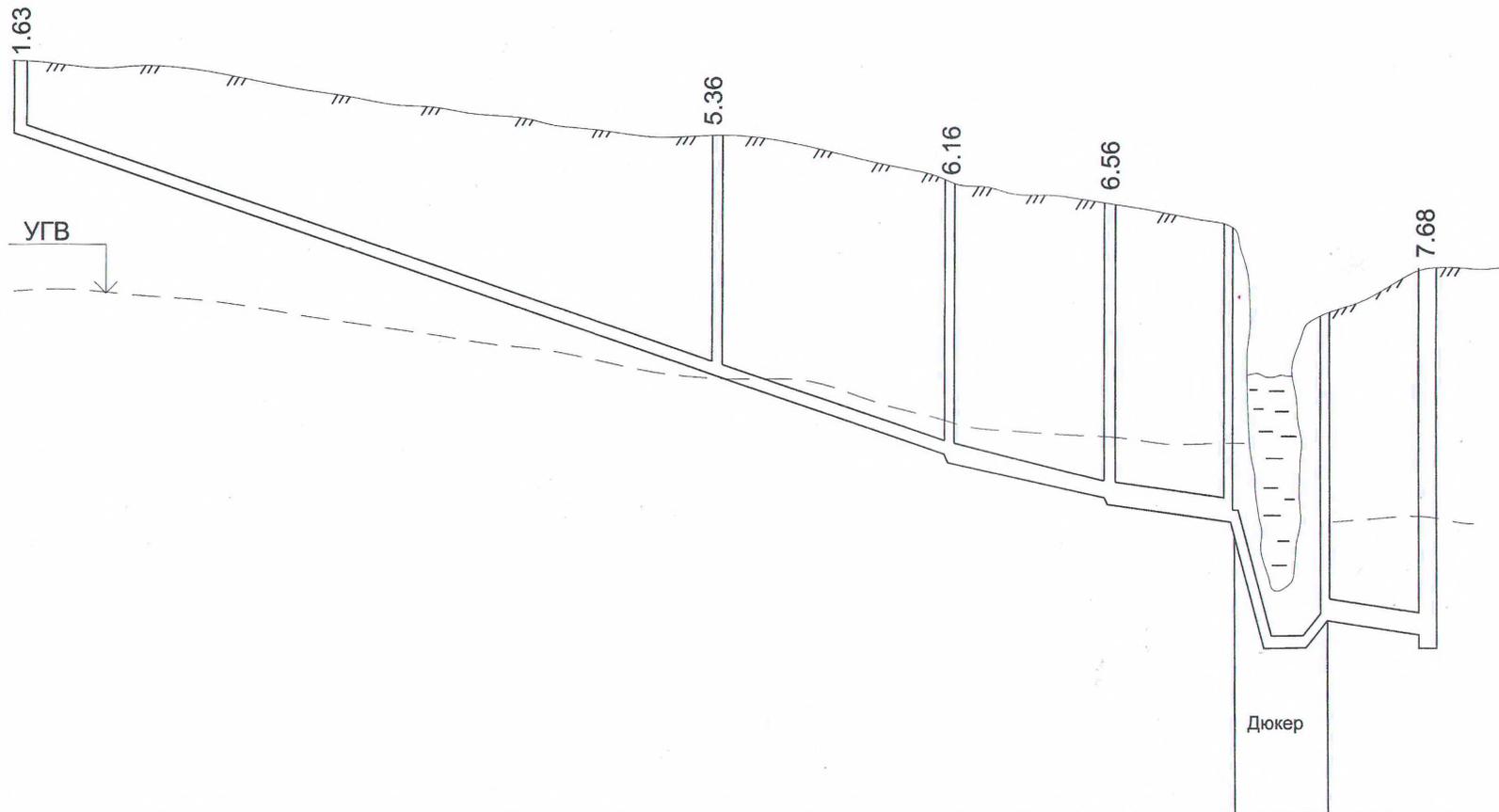
$$\nabla = 87,900 - 0,2 + 0,35 = 88,050 \text{ м}$$



Условный горизонт
83,000

Отметка низа или лотка трубы, м		93,610	92,810 92,710	91,560 91,520	90,390
Проектная отметка земли, м		95,000	94,900	94,800	94,000
Натурная отметка земли, м		95,000	94,900	94,800	94,000
Обозначение трубы, тип изоляции		Бетонные Ø600 ГОСТ 20054-82		Бетонные Ø700 ГОСТ 20054-82	
Основание	Е С Т Е С Т В Е Н Н О Е.				
Длина, м / Уклон		1230		0,0025	
Расстояние, м		320	460	450	
Номера колодцев, точки угла поворотов	НС № 2	КК11	КК12	КК13	ГКНС

Рис. 13. Продолжение продольного профиля главного коллектора.



Масштаб
 Мг 1:5000
 Мв 1:100

Условный горизонт
 83,000

Отметка низа или лотка трубы, м	98,110	92,650 92,640	90,890 90,840	89,940 89,840	89,510	87,700	87,570
Проектная отметка земли, м	99,740	98,000	97,000	96,400	96,000	94,000	95,000
Натурная отметка земли, м	99,740	98,000	97,000	96,400	96,000	94,000	95,000
Обозначение трубы, тип изоляции	А/ц Ø200 ГОСТ 1839-80*		А/ц Ø200 ГОСТ 1839-80* битумная	А/ц Ø250 ГОСТ 1839-80* битумная	А/ц Ø350 ГОСТ 1839-80* битумная	А/ц Ø350 ГОСТ 1839-80* битумная	
Основание							
Длина, м	Уклон 1030	0,005		180	0,004	110	0,003
Расстояние, м	780	250	180	110	75	43	0,003
Номера колодцев, точки угла поворотов	КК14 ○	КК15 ○	КК16 ○	КК17 ○	КК18 ○	КК19 ○	КК10 ○

Рис. 14. Продольный профиль бокового притока.

5.7. ПОСТРОЕНИЕ ГРАФИКА ПРИТОКА СТОЧНЫХ ВОД НА ГЛАВНУЮ КАНАЛИЗАЦИОННУЮ НАСОСНУЮ СТАНЦИЮ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЕМКОСТИ ЕЕ ПРИЕМНОГО РЕЗЕРВУАРА

Характер притока сточной воды к насосной станции определяет режим её работы. В условиях неравномерного притока для обеспечения нормальной работы насосов на канализационных станциях устраивают приёмные резервуары достаточной вместимости, что позволяет в течении некоторого времени накопить определённый объём сточных вод при неработающих насосах, а затем после их включения откачать скопленную воду на очистные сооружения. После откачки насосы отключают и цикл повторяется вновь.

Суммарная подача насосов канализационных насосных станций, перекачивающих хозяйственно-бытовые сточные воды, назначается равной максимальному часовому стоку по графику.

Определение расчетного расхода поступающих сточных вод на канализационную насосную станцию.

Суммарный средний суточный расход сточных вод поступающих на очистную станцию определяется по формуле:

$$Q_{\text{ср.сут}} = Q_{\text{ср.сут}}^{\text{быт}} + Q_{\text{ср.сут}}^{n/n}, \text{ м}^3 / \text{сут}$$

где $Q_{\text{ср.сут}}^{\text{быт}}$ - средний суточный расход бытовых сточных вод, м³/сут, определяемый по формуле:

$$Q_{\text{ср.сут}}^{\text{быт}} = \sum_1^i \frac{n \cdot N}{1000}, \text{ м}^3 / \text{сут}$$

где n- норма среднесуточного водоотведения на одного жителя, л/сут.чел.;
N- количество жителей в городе, чел;
i- количество районов в городе.

$$Q_{\text{ср.сут}}^{\text{быт}} = \frac{280 \cdot 34813}{1000} + \frac{220 \cdot 4575}{1000} = 10754 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Определим средний часовой и секунднй расход: - средний часовой:

$$Q_{\text{ср.ч}}^{\text{быт}} = \frac{Q_{\text{ср.сут}}}{24} = \frac{10754}{24} = 448,1 \text{ м}^3 / \text{ч} - \text{средний секунднй} :$$

$$q_{\text{ср.с}} = \frac{Q_{\text{ср.ч}}}{3600} = \frac{448,1}{3,6} = 124,5 \text{ л / с}$$

$Q_{\text{ср.сут}}^{n/n}$ - средний суточный расход сточных вод предприятием, м³/сут,
 $Q_{\text{ср.сут}}^{n/n} = 560 \text{ м}^3 / \text{сут}.$

$$\text{Тогда } Q_{\text{ср.сут}} = 10754 + 560 = 11314 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Составим таблицу притока сточных вод по часам суток, распределение среднесуточного расхода бытовых сточных вод по часам суток определяем из приложения 11, а распределение сточных вод от промышленного предприятия принимаем в зависимости от коэффициента неравномерности приложение 2. Приток сточных вод по часам суток представлен таблицей 5.7.

Таблица 5.7. Приток сточных вод по часам суток

Часы суток	Приток сточных вод от населения		Приток сточных вод от п/п		Суммарные расходы сточных вод	
	%	м3/ч	%	м3/ч	%	м3/ч
0-1	1,55	166,7	8,5	15,85	10,05	182,55
1-2	1,55	166,7	8,5	15,85	10,05	182,55
2-3	1,55	166,7	25,0	46,63	26,55	213,33
3-4	1,55	166,7	8,0	15,0	9,55	181,70
4-5	1,55	166,7	8,5	15,85	10,05	182,55
5-6	4,35	467,8	8,5	15,85	12,85	483,65
6-7	5,95	639,9	25,0	46,63	30,95	686,53
7-8	5,80	623,8	8,0	15,0	13,80	638,80
8-9	6,70	720,5	8,5	15,85	15,2	736,35
9-10	6,70	720,5	8,5	15,85	15,2	736,35
10-11	6,70	720,5	25,0	46,63	31,7	767,13
11-12	4,80	516,1	8,0	15,0	12,8	531,1
12-13	3,95	424,8	8,5	15,85	12,45	440,65
13-14	5,55	596,8	8,5	15,85	14,05	612,65
14-15	6,05	650,6	25,0	46,63	31,05	697,23
15-16	6,05	650,6	8,0	15,0	14,05	665,60
16-17	5,60	602,2	8,5	15,85	14,10	618,05
17-18	5,60	602,2	8,5	15,85	14,10	618,05
18-19	4,30	462,4	25,0	46,63	29,30	509,03
19-20	4,35	467,8	8,0	15,0	12,35	482,80
20-21	4,35	467,8	8,5	15,85	14,85	483,65
21-22	2,35	252,8	8,5	15,85	10,85	268,65
22-23	1,55	166,7	25,0	46,65	26,55	213,35
23-24	1,55	166,7	8,0	15,0	9,55	181,70
Итого	100	10754	300	560	400	11314

Определение регулирующей вместимости приёмного резервуара

Как было отмечено выше, суммарная подача канализационной насосной станции назначается равной максимальному часовому притоку. Следовательно, в часы максимального притока регулирующей ёмкости не требуется. Во все остальные часы суток с притоком, меньшим максимального, суммарная подача насосов окажется больше притока и нормальная работа их нарушится. Чтобы обеспечить равномерную работу насосов, практикуют периодическое наполнение и откачку приёмного резервуара.

Учитывая циклический режим работы канализационных насосных станций, для определения регулирующей вместимости используют суммарный график часового притока и откачки сточных вод (рис.15).

По вертикальной оси графика откладывают расходы сточных вод, выраженные в процентах от суточного их притока, а по горизонтальной – продолжительность притока в минутах. Если принять, что приток (расход) сточных вод к насосной станции в течении часа остаётся неизменным, то в соответствии с табл.5.7 графики, характеризующие часовые притоки, будут иметь вид прямых линий.

Так, графиком максимального часового притока (31,7%) будет прямая ОЕ. Примем за расчётный час со средним притоком $\frac{31,7}{2} = 15,85\%$ - линия Ое и назначим трёхкратное за час опорожнение (откачку) резервуара. Поделив отрезок Ое на три равные части, получим точки б,г,е, соответствующие моментам полного опорожнения регулирующей ёмкости, а следовательно, и моментам выключения насосов. Отрезки аб, вг, де, параллельные линии ОЕ, будут представлять собой графики откачки. Отрезки Оа, бв, гд соответствуют периодам времени, в течении которых насосы не работают и, следовательно, происходит наполнение приёмного резервуара. Максимальная регулирующая вместимость (в процентах от суточного притока) при выбранных $Q_{н.с.}$ (31,7%), интенсивности притока (15,85%) и режиме работы насосов (три включения) определится одним из равных отрезков – а-1, в-2 или д-3. Точки а, в и д соответствуют моментам включения насосов, т.е. началам опорожнения ёмкости, а линия Оабвгде представляет собой часовой график работы насосов.

$$W = \frac{Q_{cp.сут} \cdot 2,6}{100} = \frac{11314 \cdot 2,6}{100} = 294,2 \text{ м}^3$$

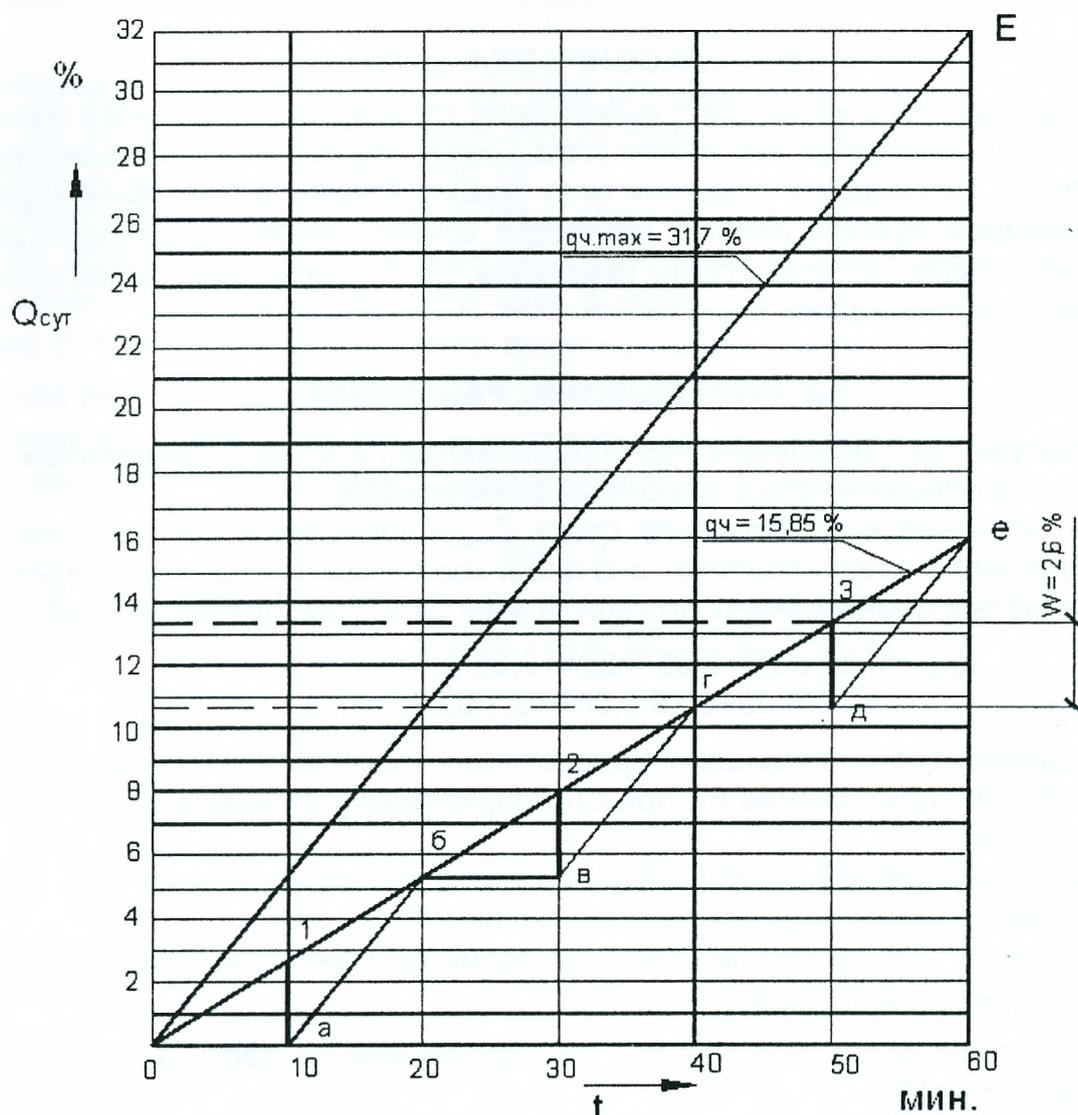


Рис.15 Суммарный график часового притока и откачки сточных вод

6. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЁТА ЛИВНЕВОЙ СЕТИ ДЛЯ ОДНОГО БАССЕЙНА СТОКА

Исходные данные для проектирования

Проектируемый объект расположен в Брестской области, г. Ивацевичи. Бассейн канализования приведен на рис. 16. Характеристика микрорайонов бассейна стока по роду покрова приведена в табл.6.1.

Таблица 6.1

Поверхность	%
Кровля зданий и сооружений, асфальтобетонные покрытия дорог	35
Брусчатые мостовые	5
Булыжные мостовые	5
Щебеночные покрытия	10
Гравийные садово-парковые дорожки	10
Грунтовые поверхности	25
Газоны	10

6.1. ТРАССИРОВКА СЕТИ

Проектирование сети начинаем с выполнения трассировки и подсчета площадей стока. Площади определяем в осях улиц. Схему трассировки принимаем перпендикулярную. Трассировку ливневой сети осуществляем по пониженной грани для 1-4 кварталов, так как рельеф местности крутой ($i>0,007$) и размеры этих кварталов небольшие, а трассировку кварталов 5 и 6 – по объемлющей схеме. Трассировка показана на рис. 17.

6.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДОВ

Расчетные расходы дождевых вод определяются по методу предельных интенсивностей, в основу которых положена формула (19).

Среднее значение коэффициента стока Z_{mid} определяем как средневзвешенную величину в зависимости от значений коэффициента Z , характеризующих поверхность и принимаемых по табл. 9 и 10 СНиП (см. приложение 4).

$$Z_{mid} = 0,35 \cdot 0,26 + 0,05 \cdot 0,224 + 0,05 \cdot 0,145 + 0,1 \cdot 0,125 + 0,1 \cdot 0,09 + 0,25 \cdot 0,064 + 0,1 \cdot 0,038 = 0,151$$

Период однократного превышения расчетной интенсивности определяем по табл. 5 СНиП (см. приложение 6); при благоприятных условиях расположения коллекторов - $P=1$.

Параметр n , зависящий от географического местонахождения города, определяем по табл. 4 СНиП, (см. приложение 8); $n=0,71$

Коэффициент γ , учитывающий климатические особенности, определяем по табл. 4 СНиП, (см. приложение 5); $\gamma = 1,54$

Среднее количество дождей за год m_r , принимаем по табл. 4 СНиП, (см. приложение 5); $m_r=150$

Интенсивность дождя q_{20} продолжительностью 20 мин определяется по чертежу 1 СНиП, (см. приложение 9); $q_{20}=95$ л/с га

Параметр А определяем по формуле (20):

$$A = 95 \cdot 20^{0.71} \cdot \left(1 + \frac{\lg 1}{\lg 150}\right)^{1.54} = 797$$

Определение расходов дождевых вод выполняем способом, основанным на построении графика удельного стока. Время t_r определяем по формуле (21), принимая при наличии внутриквартальной дождевой закрытой сети время поверхностной концентрации $t_{\text{con}}=5$ минут, время протока дождевых вод по уличным лоткам $t_{\text{can}}=0$.

Определяем расход дождевых вод с единицы площади по формуле (19) в зависимости от величины водонепроницаемых поверхностей (при величине расчетной продолжительности протекания дождевых вод, меньшей 10 мин, в формулу (1) следует вводить поправочный коэффициент, равный 0,8 при $t_r = 5$ мин и 0,9 при $t_r = 7$ мин):

$$q_r = \frac{0.151 \cdot 797^{1.2} \cdot 1}{(t_p + 5)^{1.2 \cdot 0.71 - 0.1}} = \frac{458}{(t_p + 5)^{0.752}}$$

Расход по формуле (19) определяем для десяти значений t_p : 0, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 минут. Решив эти 10 уравнений, строим график удельного стока q_r от t_p , показанный на рис.18.

Расчётный расход дождевых вод для гидравлического расчета дождевых сетей определяем по формуле (22), принимая коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости сети в момент возникновения напорного режима $\beta=0,65$ (табл. 11 СНиП или приложение 7 пособия).

Зная значение площади стока F для любого участка дождевой сети и время протока по этому участку, t_p , вычисляем расчетный расход дождевых вод как произведение найденной по графику величины $q_{уд}$ на площадь F :

$$q_{\text{cal}} = q_{\text{уд}} \cdot F, \text{ л/с}$$

Площади стока составляют (см. рис. 16): для кварталов 1-4 – 2,04 га, для частей кварталов 5а, 5в, 6а, 6в – 0,72 га, 5б, 5г, 6б, 6г – 2 га.

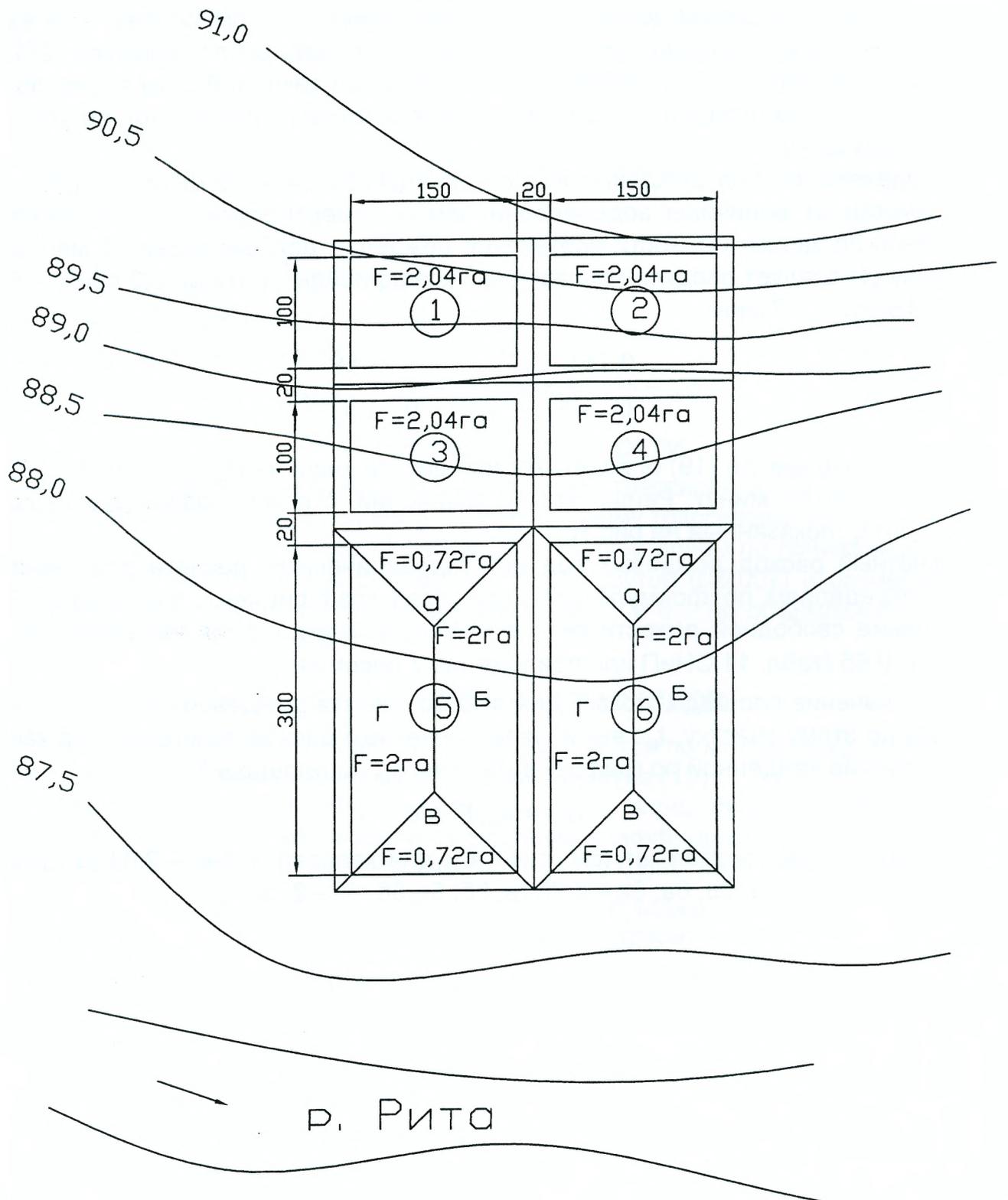


Рис. 16. Бассейн канализования ливневой сети

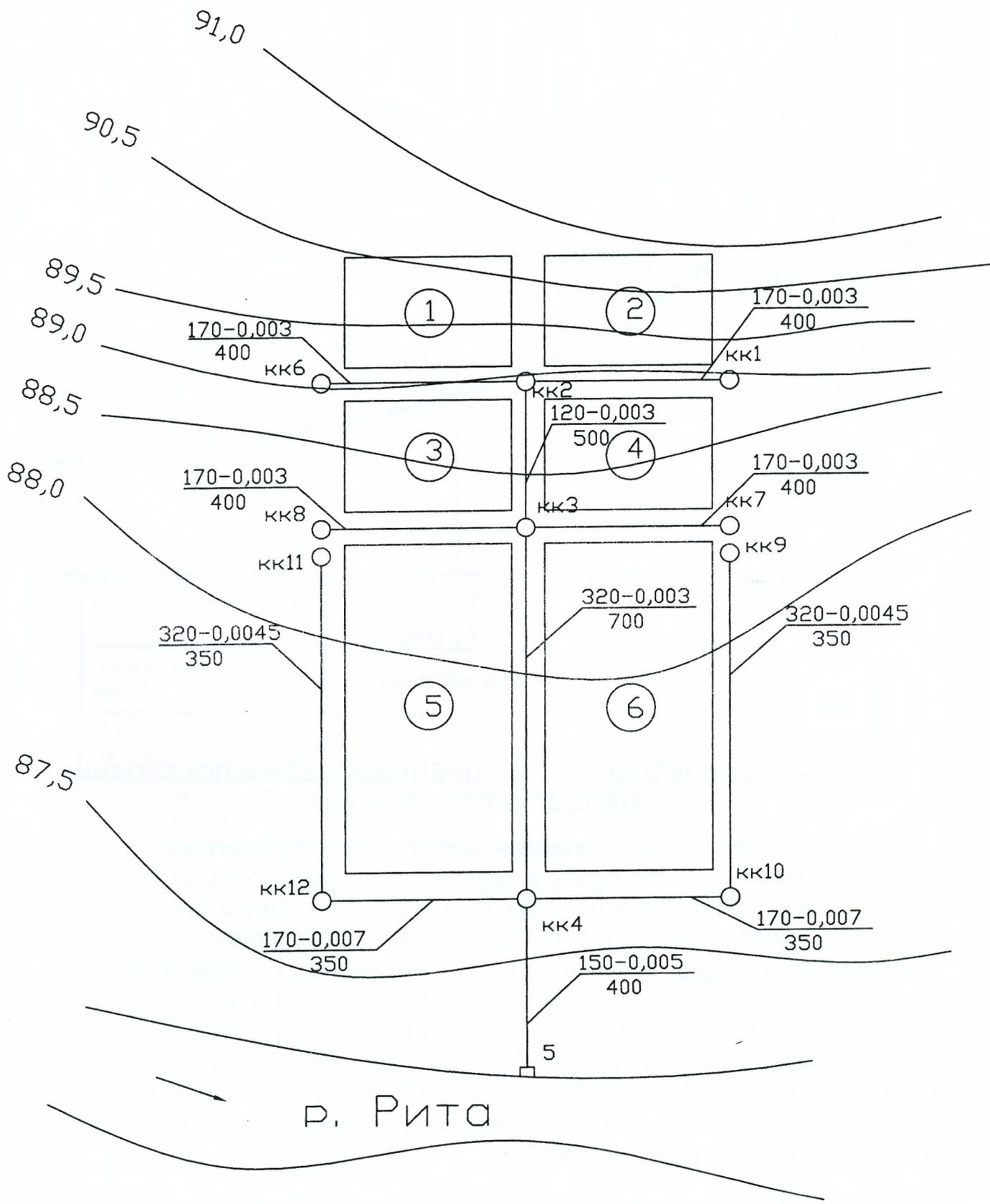


Рис. 17. Трассировка ливневой сети

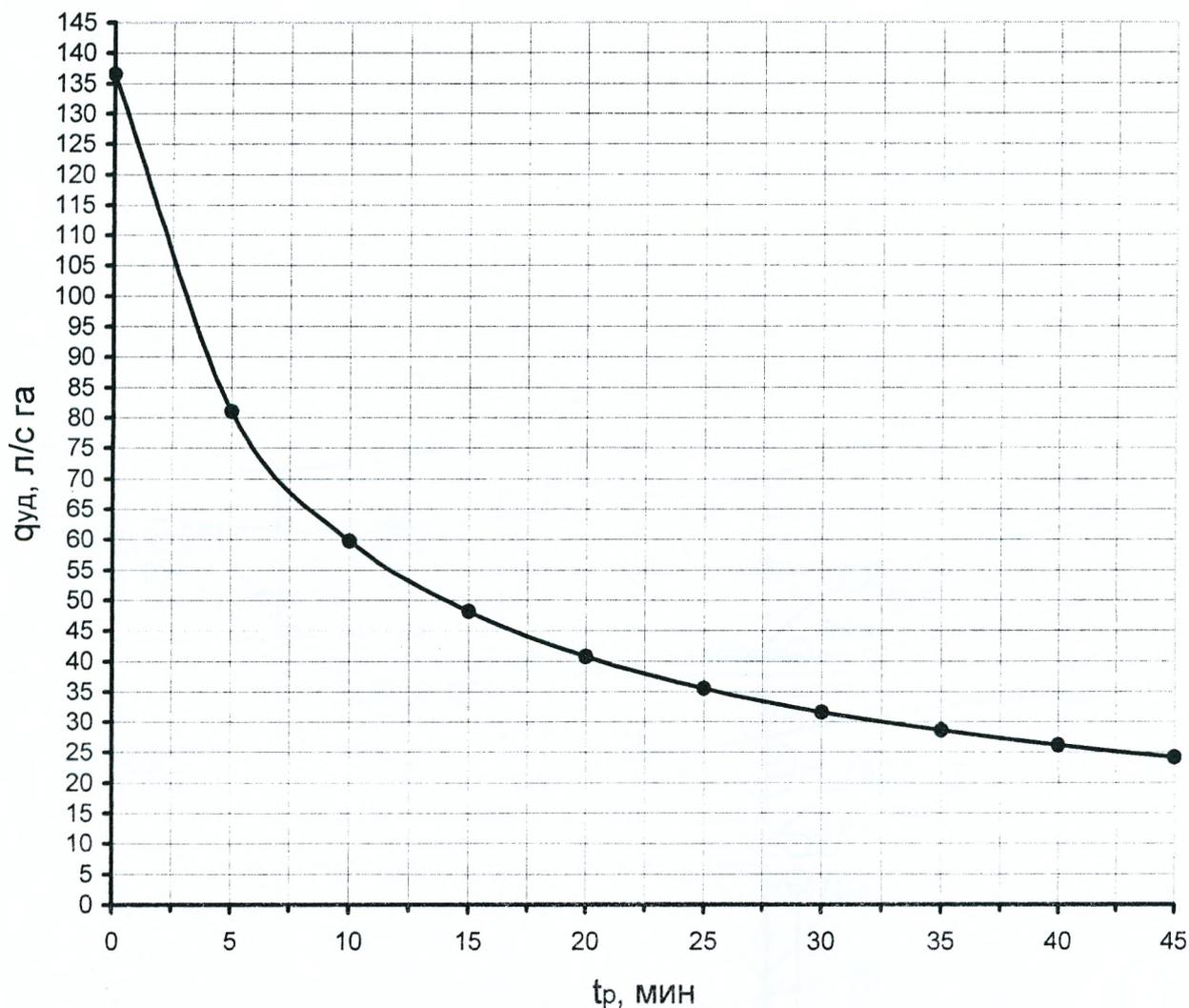


Рис.18. График удельного стока

6.3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ И ПОСТРОЕНИЕ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

Расчёт ливневой сети производим методом последовательных приближений. Задаемся скоростью пробегая воды в трубе, затем определяем t_p , находим $q_{уд}$ и вычисляем расход. По расходу подбираем диаметр и уклон трубопровода (в соответствии с п.2.33 СНиП наименьшие диаметры труб самотечных сетей для дождевой уличной сети – 250 мм), проверяем значение фактического расхода и пропускной способности трубы (расхождение 10% для труб диаметром до 600 мм, 5% - для труб большего диаметра). Глубина заложения должна быть не менее, чем $0,7м + D_{тр}$; соединение труб в колодцах осуществляем по шельгам. Гидравлический расчет сведен в таблицу 6.2. Параллельно с гидравлическим расчетом ведем построение продольного профиля дождевой сети (см. рис.19).

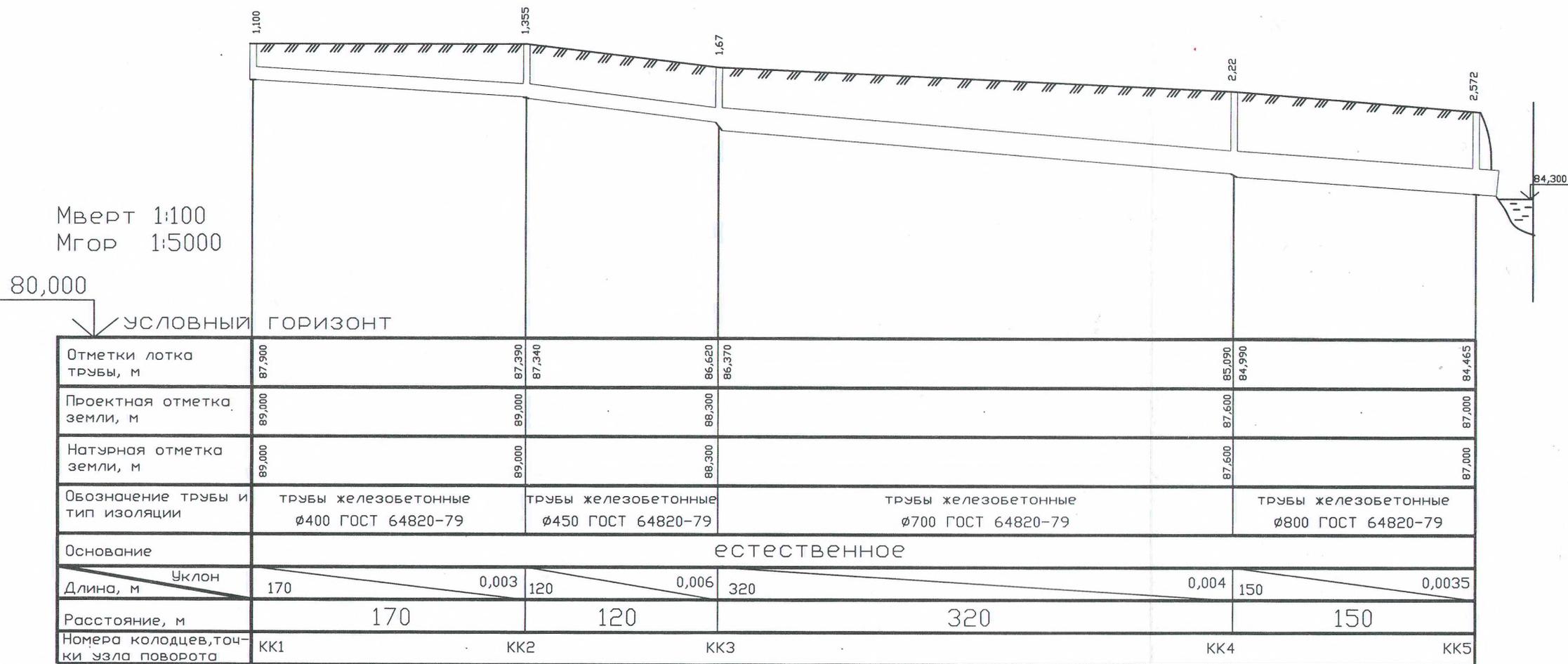


Рис. 19 Продольный профиль главного коллектора ливневой сети

Таблица 6.2 Гидравлический расчет ливневой сети

№ участка	длина участка L, м	площадь стока			скорость, м/с	время пробега по участку t _р , мин	время пробега от начала t _р , мин	расходы			диаметр d, мм	уклон i	падение уклона, м	пропускная способность, л/с	погрешность, %	отметки, м						глубина заложения, м		
		собственная	вышележащая	расчетная				в начале	в конце	в начале						в конце	в начале	в конце	в начале	в конце	в начале	в конце	средняя	
																								поверхности земли
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23		
6-2	170	2,04	0	2,04	0,85	3,33	3,33	83,69	170,72	110,97	400	0,003	0,51	107,1	-3,6	89,000	89,000	88,300	87,790	87,900	87,390	1,100	1,610	1,355
7-3	170	2,04	0	2,04	0,85	3,33	3,33	83,69	170,72	110,97	400	0,003	0,51	107,1	-3,6	88,300	88,300	87,600	87,090	87,200	86,690	1,100	1,610	1,355
8-3	170	2,04	0	2,04	0,85	3,33	3,33	83,69	170,72	110,97	400	0,003	0,51	107,1	-3,6	88,300	88,300	87,600	87,090	87,200	86,690	1,100	1,610	1,355
11-12	320	2	0	2	0,78	6,84	6,84	71,41	142,82	92,84	400	0,0025	0,8	97,7	5,0	88,200	87,600	87,500	86,700	87,100	86,300	1,100	1,300	1,2
12-4	170	0,72	2	2,72	0,85	3,33	10,17	59,26	161,18	104,77	400	0,003	0,51	107,1	2,2	87,600	87,600	86,110	85,600	85,710	85,200	1,890	2,400	2,145
9-10	320	2	0	2	0,78	6,84	6,84	71,41	142,82	92,84	400	0,0025	0,8	97,7	5,0	88,200	87,600	87,500	86,700	87,100	86,300	1,100	1,300	1,2
10-4	170	0,72	2	2,72	0,85	3,33	10,17	59,26	161,18	104,77	400	0,003	0,51	107,1	2,2	87,600	87,600	86,110	85,600	85,710	85,200	1,890	2,400	2,145
1-2	170	2,04	0	2,04	0,85	3,33	3,33	83,69	170,72	110,97	400	0,003	0,51	107,1	-3,6	89,000	89,000	88,300	87,790	87,900	87,390	1,100	1,610	1,355
2-3	120	0	4,08	4,08	1,31	1,53	4,86	81,93	334,29	217,29	450	0,006	0,72	207,7	-4,6	89,000	88,300	87,790	87,070	87,340	86,620	1,660	1,680	1,67
3-4	320	4	9,6	13,6	1,43	3,73	8,59	64,37	875,45	569,04	700	0,004	1,28	549,7	-3,5	88,300	87,600	87,070	85,790	86,370	85,090	1,930	2,510	2,22
4-5	150	0	19,04	19,04	1,46	1,71	10,30	58,88	1120,99	728,64	800	0,0035	0,53	734,4	0,8	87,600	87,000	85,790	85,265	84,990	84,465	2,610	2,535	2,572

7. РАСЧЕТ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ С ПРИМЕНЕНИЕ ЭВМ

7.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

На ЭВМ по программе kans.exe можно рассчитывать сети, отводящие бытовые и производственные сточные воды.

Канализационные сети должны обеспечивать пропуск расчетных расходов при допустимых в соответствии со СНиП 2.04.03-85 наполнениях трубопроводов и скорости течения жидкости. Скорость течения сточных вод и наполнение трубопровода при заданных значениях расходов будет зависеть от уклонов и диаметров. Для каждого диаметра (в соответствии с действующим сортаментом на трубы) найдены предельные значения расходов и уклонов, при которых обеспечиваются незаиляющие скорости.

Расчет водоотводящих сетей включает:

- вычисление расчетных расходов сточных вод на участках;
- определение диаметров труб на участках;
- назначение такого уклона трубопровода, чтобы соблюдались соотношения: $V_{\min} < V_{\phi} < V_{\max}$;

$$\frac{h}{d} < \left(\frac{h}{d} \right)_{\text{доп.}},$$

где V_{\min} - минимальная расчетная скорость движения сточной жидкости, принимаемая по табл.16 СНиП 2.04.03-85 в зависимости от расчетного наполнения

$$\frac{h}{d};$$

V_{\max} - максимальная допустимая скорость движения сточной жидкости, принимаемая в зависимости от материала труб п. 2.36 СНиП 2.04.03-85;

V_{ϕ} - расчетная скорость движения сточной жидкости, м/с;

$\frac{h}{d}$ доп - наибольшее допустимое наполнение труб, принимаемое по таблице 16 СНиП 2.04.03-85.

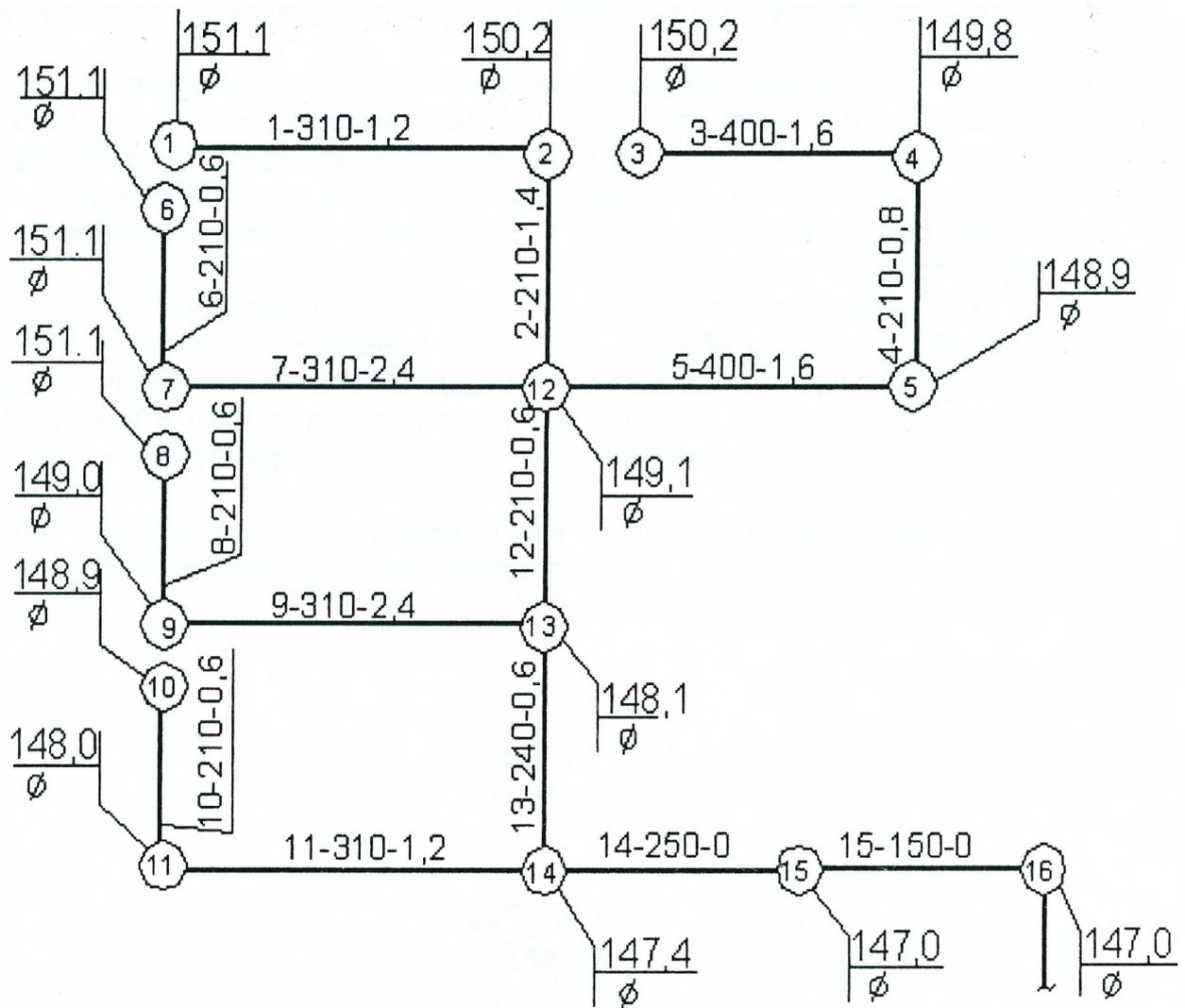
Для производственных сточных вод наименьшие скорости следует принимать в соответствии с указаниями по строительному проектированию предприятий отдельных отраслей промышленности или по эксплуатационным данным. Если по характеру взвешенных веществ, производственные сточные воды близки к бытовым, то наименьшие скорости надлежит принимать как для бытовых сточных вод.

7.2. ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ РАБОТЫ. ПОДГОТОВКА ИСХОДНЫХ ДАННЫХ

На генплане населенного пункта трассируется водоотводящая сеть (рис. 20).

Если квартал жилой застройки представляет собой прямоугольник, параллелограмм, трапецию, треугольник или квадрат, в этом случае проводят биссектрисы углов и, соединив точки их пересечения, получают площадь стока (рис. 20). Площади стока, примыкающие к участку, называются тяготеющими, и принимается, что весь сток от тяготеющей площади поступает в начало участка.

Определив с помощью линейки геометрические размеры, вычисляют их площади. Площади стока наносят на расчетную схему.



Ключ обозначений:

NU - номер участка

L - длина участка, м

F - площадь стока, га

Ni - номер узла

Z3 - отметка земли в узле, м

q с - сосредоточенный расход, сточной жидкости, л/с

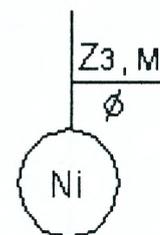
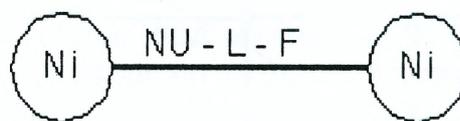


Рис.21 Расчетная схема сети.

Таблица 7.1 Информация об участках сети

№ участка	№№ узлов		Длина участка, L, м	Площадь стока, F, га
	начало	конец		
1	1	2	310	1,2
2	2	12	210	1,4
3	3	4	400	1,6
4	4	5	210	0,8
5	5	12	400	1,6
...
14	14	15	250	0
15	15	16	150	0

Таблица 7.2 Информация об узлах сети

№ узла	Отметка земли, z_3 , м	Сосредоточенный расход q_c , л/с
1	151,1	0
2	150,2	0
...
14	147,4	10,5
15	147,0	0
16	146,0	0

Расчет хозяйственно-бытовой водоотводящей сети выполняется по программе "KANS.EXE" в диалоговом режиме.

Результаты расчета выводятся на печатающее устройство. По результатам расчета строится профиль главного коллектора (от наиболее удаленного узла сети до главной канализационной насосной станции ГКНС).

Перед вводом данных в ЭВМ, бланк с исходными данными проверяется преподавателем.

8. ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1. Нормы водоотведения и коэффициенты неравномерности для отдельных предприятий

№ п/п	Наименование предприятия	Единица измерения	Норма водоотведения	Коэффициент неравномерности
1	Школы	л/учащ.	20-45	1,8-1,5
2	Детские сады	л/ребёнка	75	1,4
3	Больницы	л/чел.-койку	250	2,5
4	Бани	л/чел.час	180	1,0
5	Прачечные	л/кг.сух.бел.	60	1,0
6	Гостиница	л/чел	200	1,7
7	Гараж легковых автомобилей	л/маш	1000	1,0
8	Гараж грузовых автомобилей	л/маш	1200	1,0
9	Гараж автобусов	л/маш	1500	1,0
	Время работы гаражей (мойка автомобилей) принять 4 часа. Из них: 2 часа до выезда на линию и 2 часа после съезда в гараж			
10	Молочный завод	м ³ /т	4,5	1,7
11	Рыбоконсервный комбинат	м ³ /т	20	1,7
12	Сыродельный завод	м ³ /т	4,0	2,5
13	Мясокомбинат	м ³ /т	15	2,0
14	Завод пластмасс	м ³ /т	20	1,3
15	Коксохимический завод	м ³ /т	10	1,2
16	Бумажный комбинат	м ³ /т	60	1,1
17	Сахарный завод	м ³ /т	10	1,5
18	Кожевенный завод	м ³ /т	100	2,0
19	Овощеконсервный завод	м ³ /т	12	1,4
20	Хлопчатобумажная фабрика	м ³ /т	15	1,4
21	Текстильная фабрика	м ³ /т	14	1,2
22	Комбинат искусственного волокна	м ³ /т	150	1,5
23	Завод машиностроения	м ³ /т	4,5	1,6

**Приложение 2. Коэффициенты неравномерности
(для определения расходов от жилой застройки)**

Таблица 2 СНиПа

Общий коэффициент неравномерности притока сточных вод	Средний расход сточных вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000 и более
Максимальный $K_{ген, max}$	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44
Минимальный $K_{ген, min}$	0,38	0,45	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

Примечания: 1. Общие коэффициенты неравномерности притока сточных вод, приведенные в табл. 2, допускается принимать при количестве производственных сточных вод, не превышающем 45% общего расхода. При количестве производственных сточных вод свыше 45% общие коэффициенты неравномерности следует определять с учетом неравномерности отведения бытовых и производственных сточных вод по часам суток согласно данным фактического притока сточных вод и эксплуатации аналогичных объектов.

2. При средних расходах сточных вод менее 5 л/с расчетные расходы надлежит определять согласно СНиП 2.04.01-85.

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

Разбивка расходов сточных вод промпредприятия по часам смены в зависимости от коэффициента неравномерности, %.

Коефф. Часы смен	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	2
1	11,3	11	10,7	10,5	10,3	9	8,7	8,5	8
2	13	12	11,5	11	10,5	10,5	10	9,5	8,5
3	13	12	11,5	11	10,5	10,5	10	9,5	8,5
4	13,7	15	16,3	17,5	18,7	20	21,3	22,5	25
5	11,3	11	10,7	10,5	10,3	9	8,7	8,5	8
6	13	12	11,5	11	10,5	10,5	10	9,5	8,5
7	13	12	11,5	11	10,5	10,5	10	9,5	8,5
8	11,7	15	16,3	17,5	18,7	20	21,3	22,5	25
итого	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Приложение 3. Расчётные скорости и наполнения труб

Таблица 16 СНиПа

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	-
900	-	-	1,15	-
1000-1200	-	-	-	1,15
1500	-	-	-	1,3
Св.1500	-	-	-	1,5

Примечания: 1. Для производственных сточных вод наименьшие скорости следует принимать в соответствии с указаниями по строительному проектированию предприятий отдельных отраслей промышленности или по эксплуатационным данным.
 2. Для производственных сточных вод, близких по характеру взвешенных веществ к бытовым, наименьшие скорости надлежит принимать как для бытовых сточных вод.
 3. Для дождевой канализации при $P = 0,33$ года наименьшую скорость следует принимать 0,6 м/с.

Приложение 4. Значение коэффициента стока z_{mid}

Таблица 9 СНиПа

Поверхность	Коэффициент Z
Кровля зданий и сооружений, асфальтобетонные покрытия дорог	Принимается по табл. 10
Брусчатые мостовые и черные щебеночные покрытия дорог	0,224
Булыжные мостовые	0,145
Щебеночные покрытия, не обработанные вяжущими	0,125
Гравийные садово-парковые дорожки	0,09
Грунтовые поверхности (спланированные)	0,064
Газоны	0,038

Таблица 10 СНиПа

Параметр А	Коэффициент Z для водонепроницаемых поверхностей
300	0,32
400	0,30
500	0,29
600	0,28
700	0,27
800	0,26
1000	0,25
1200	0,24
1500	0,23

Приложение 5. Нормативные данные для проектирования ливневой канализации

Фрагмент таблицы 4 СНиПа

Район	Значение n при		m_γ	γ
	$P \geq 1$	$P < 1$		
Равнинные области запада и центра европейской части СССР	0,71	0,59	150	1,54

Приложение 6. Значения периода однократного превышения расчетной интенсивности дождя P

Таблица 5

Условия расположения коллекторов		Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P, годы, для населенных пунктов при значениях q_{20}			
на проездах местного значения	на магистральных улицах	до 60	св. 60 до 80	св. 80 до 120	св. 120
Благоприятные и средние	Благоприятные	0,33 - 0,5	0,33 - 1	0,5 - 1	1 - 2
Неблагоприятные	Средние	0,5 - 1	1 - 1,5	1 - 2	2 - 3
Особо неблагоприятные	Неблагоприятные	2 - 3	2 - 3	3 - 5	5-10
-	Особо неблагоприятные	3-5	3-5	5-10	10-20

Примечания: 1. Благоприятные условия расположения коллекторов: бассейн площадью не более 150 га имеет плоский рельеф при среднем уклоне поверхности 0,005 и менее; коллектор проходит по водоразделу или в верхней части склона на расстоянии от водораздела не более 400 м.

2. Средние условия расположения коллекторов: бассейн площадью свыше 150 га имеет плоский рельеф с уклоном 0,005 м и менее; коллектор проходит в нижней части склона по тальвегу с уклоном склонов 0,02 м и менее, при этом площадь бассейна не превышает 150 га.

3. Неблагоприятные условия расположения коллекторов: коллектор проходит в нижней части склона, площадь бассейна превышает 150 га; коллектор проходит по тальвегу с крутыми склонами при среднем уклоне склонов свыше 0,02.

4. Особо неблагоприятные условия расположения коллекторов: коллектор отводит воду из замкнутого пониженного места (котловины).

Таблица 6

Результат кратковременного переполнения сети	Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P , годы, для территории промышленных предприятий при значениях q_{20}		
	до 70	св.70 до 100	св.100
Технологические процессы предприятия:			
не нарушаются	0,33-0,5	0,5-1	2
нарушаются	0,5-1	1-2	3-5
Примечание. Для предприятий, расположенных в замкнутой котловине, период однократного превышения расчетной интенсивности дождя следует определять расчетом или принимать равным не менее чем 5 годам.			

Таблица 7

Характер бассейна, обслуживаемого коллектором	Значение предельного периода превышения интенсивности дождя P , годы, в зависимости от условий расположения коллектора			
	благоприятных	средних	неблагоприятных	особо неблагоприятных
Территории кварталов и проезды местного значения	10	10	25	50
Магистральные улицы	10	25	50	100

Приложение 7. Значение коэффициента β

Таблица 11 СНиПа

Показатель степени n	$\leq 0,4$	0,5	0,6	$\geq 0,7$
Значение коэффициента β	0,8	0,75	0,7	0,65

Приложение 8. Карта изменения параметра n

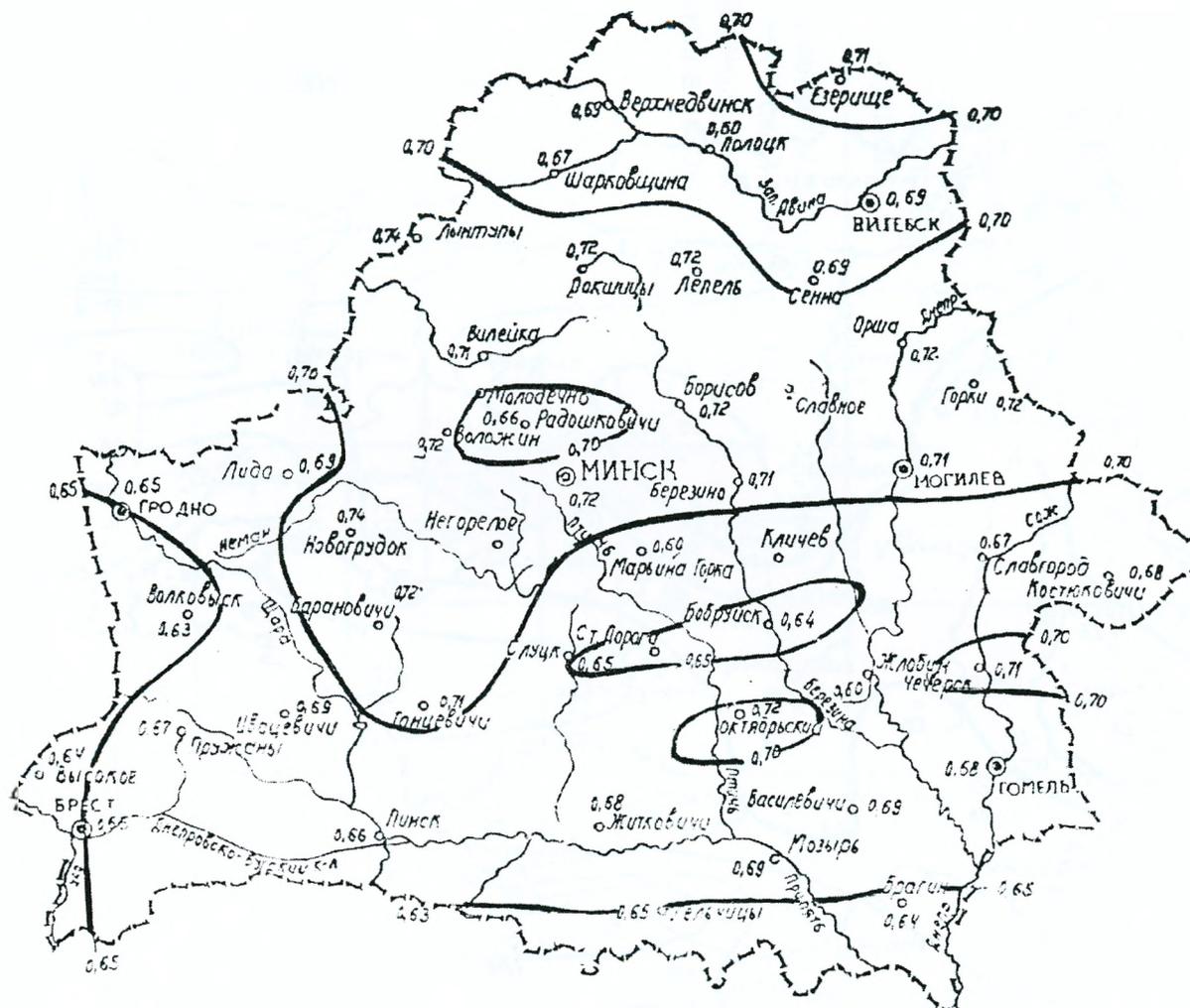


Рисунок Д.1 - Карта изменения параметра (n)
 Условные обозначения:

69  - изолиния параметра (n)

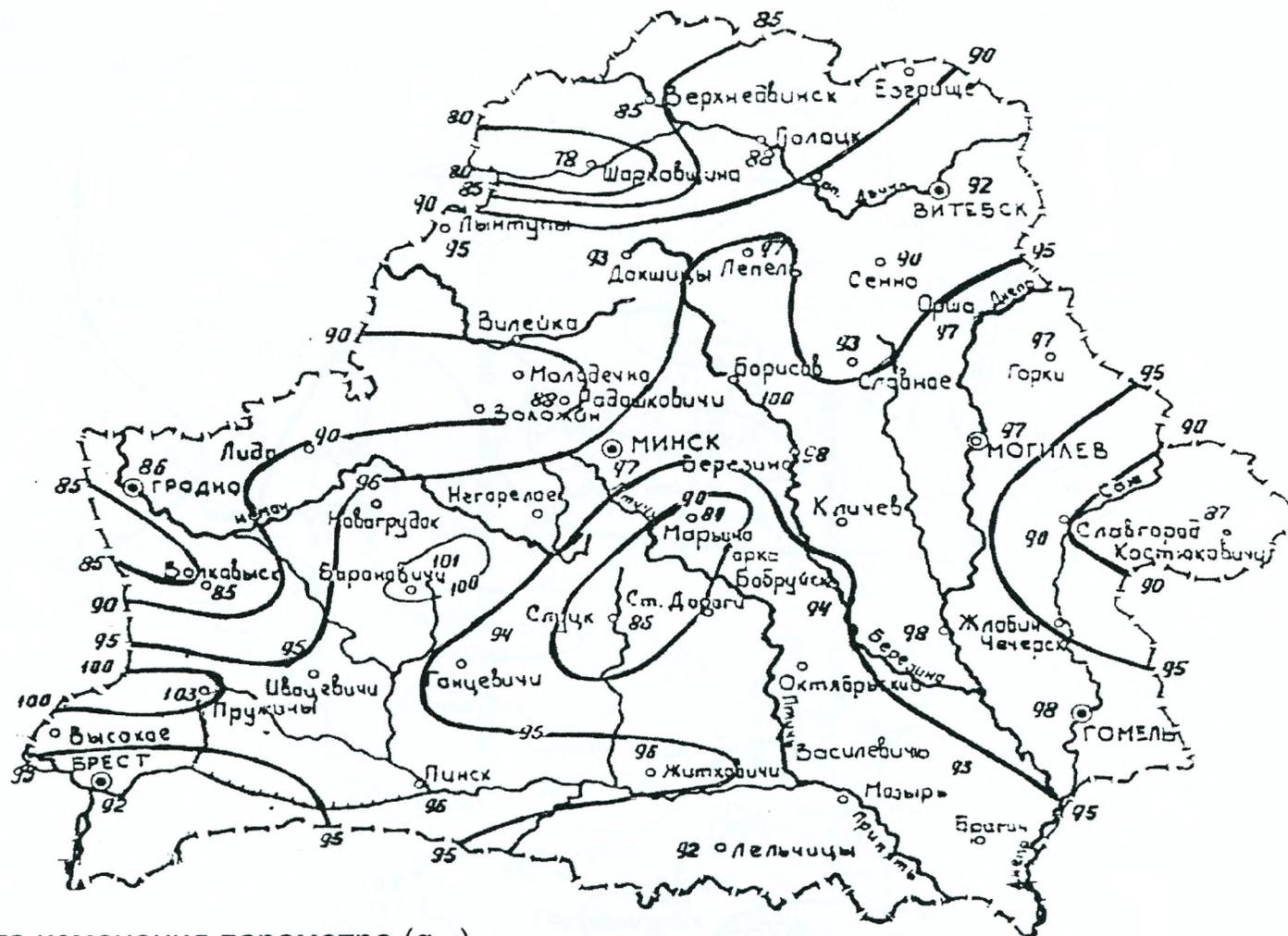


Рисунок Д.2 - Карта изменения параметра (q_{20})

Условные обозначения:

 - изолиния параметра (q_{20})

Приложение 10. Санитарно-защитные зоны

Таблица 1 СНиПа

Сооружения	Санитарно-защитная зона, м, при расчетной производительности сооружений, тыс.м ³ /сут			
	до 0,2	св. 0,2 до 5	св. 5 до 50	св. 50 до 280
Сооружения механической и биологической очистки с иловыми площадками для сброженных осадков, а также отдельно расположенные иловые площадки	150	200	400	500
Сооружения механической и биологической очистки с термомеханической обработкой осадков в закрытых помещениях	100	150	300	400
Поля фильтрации	200	300	500	-
Земледельческие поля орошения	150	200	400	-
Биологические пруды	200	200	300	300
Сооружения с циркуляционными окислительными каналами	150	-	-	-
Насосные станции	15	20	20	30
<p>Примечания:</p> <p>1. Санитарно-защитные зоны канализационных сооружений производительностью свыше 280 тыс.м³/сут, а также при отступлении от принятой технологии очистки сточных вод и обработки осадка устанавливаются по согласованию с главными санитарно-эпидемиологическими управлениями министерств здравоохранения союзных республик.</p>				

Продолжение таблицы 1 СНиПа

2. Санитарно-защитные зоны, указанные в табл. 1, допускается увеличивать, но не более чем в 2 раза в случае расположения жилой застройки с подветренной стороны по отношению к очистным сооружениям или уменьшать не более чем на 25% при наличии благоприятной розы ветров.
3. При отсутствии иловых площадок на территории очистных сооружений производительностью свыше $0,2 \text{ тыс. м}^3/\text{сут}$ размер зоны следует сокращать на 30%.
4. Санитарно-защитную зону от полей фильтрации площадью до 0,5 га и от сооружений механической и биологической очистки на биофильтрах производительностью до $50 \text{ м}^3/\text{сут}$ следует принимать 100 м.
5. Санитарно-защитную зону от полей подземной фильтрации производительностью менее $15 \text{ м}^3/\text{сут}$ следует принимать 15 м.
6. Санитарно-защитную зону от фильтрующих траншей и песчано-гравийных фильтров следует принимать 25 м, от септиков и фильтрующих колодцев - соответственно 5 и 8 м, от аэрационных установок на полное окисление с аэробной стабилизацией ила при производительности до $700 \text{ м}^3/\text{сут}$ - 50 м.
7. Санитарно-защитную зону от сливных станций следует принимать 300 м.
8. Санитарно-защитную зону от очистных сооружений поверхностных вод с селитебных территорий следует принимать 100 м, от насосных станций - 15 м, от очистных сооружений промышленных предприятий - по согласованию с органами санитарно-эпидемиологической службы.
9. Санитарно-защитные зоны от шламонакопителей следует принимать в зависимости от состава и свойств шлама по согласованию с органами санитарно-эпидемиологической службы.

Приложение 11. Примерное распределение среднесуточного расхода бытовых сточных вод по часам суток

Часы суток	Q _{ср.сек} В Л								
	15	30	50	100	200	300	500	800	1250 и более
	K _{общ}								
	1,9	1,8	1,7	1,6	1,4	1,35	1,25	1,2	1,15
0-1	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,6
1-2	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,6
2-3	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,6
3-4	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,6
4-5	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,6
5-6	3,1	3,3	3,5	4,35	4,2	4,8	5,05	4,9	4,8
6-7	4,8	5	5,2	5,95	5,8	5	5,15	4,9	4,8
7-8	7,4	7,2	7	5,8	5,8	5	5,15	5	4,8
8-9	7,95	7,5	7,1	6,7	5,85	5,65	5,2	5	4,8
9-10	7,95	7,5	7,1	6,7	5,85	5,65	5,2	5	4,8
10-11	7,95	7,5	7,1	6,7	5,85	5,65	5,2	5	4,8
11-12	6,3	6,4	6,5	4,8	5,05	5,25	5,1	5	4,8
12-13	3,6	3,7	3,8	3,95	4,2	5	5	4,8	4,7
13-14	3,6	3,7	3,8	5,55	5,8	5,25	5,1	5	4,8
14-15	3,8	4	4,2	6,05	5,8	5,65	5,2	5	4,8
15-16	5,6	5,7	5,8	6,05	5,8	5,65	5,2	5	4,8
16-17	6,2	6,3	6,4	5,6	5,8	5,65	5,2	5	4,8
17-18	6,2	6,3	6,4	5,6	5,75	4,85	5,15	5	4,7
18-19	6,2	6,3	6,4	4,3	5,2	4,85	5,1	5	4,8
19-20	5,25	5,25	5,35	4,35	4,75	4,85	5,1	5	4,8
20-21	3,4	3,4	3,4	4,35	4,1	4,85	5,1	5	4,8
21-22	2,2	2,2	2,2	2,35	2,85	3,45	3,8	4,5	4,8
22-23	1,25	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,4	3
23-24	1,25	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,6
Итого	100	100	100	100	100	100	100	100	100

ЛИТЕРАТУРА

1. Калицун В.И. Водоотводящие системы и сооружения. М.: Стройиздат, 1987. - 336 с.
2. Карелин Я.А. и др. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей из пластмассовых труб круглого сечения. - М.: Стройиздат, 1986. - 55 с.
3. Лукиных А.А., Лукиных М.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров. - М.: Стройиздат, 1987. - 160 с.
4. Пособие по укладке и монтажу чугунных, ж/б и а/ц трубопроводов водоснабжения и канализации. ВНИИ ВОДГЕО. - М.: Стройиздат, 1989. - 140 с.
5. Справочник проектировщика. Канализация населенных мест и промпредприятий. - М.: Стройиздат, 1981. - 638 с.
6. Справочник строителя. Монтаж систем внешнего водоснабжения и канализации. / Под ред. Перешивкина А.К. - М.: Стройиздат, 1988. - 654 с.
7. Москвитин А.С. Справочник монтажника. Оборудование водопроводно-канализационных сооружений. - М.: Стройиздат, 1979. - 430 с.
8. СНИП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения. - М.: Стройиздат, 1986. - 73 с.
9. Типовые проектные решения. 902-09-22.84. Колодцы канализационные. Альбом I-VI.
10. Яковлев С.В. и др. Канализация. - М.: Стройиздат, 1975. - 632 с.
11. Яковлев С.В. и др. Водоотведение и очистка сточных вод. - М.: Стройиздат, 1996. - 591 с.

Учебное издание

*Пойта Людмила Лаврентьевна
Новосельцев Владимир Геннадьевич
Ковальчук Вячеслав Леонтьевич
Сторожук Наталья Юрьевна*

ВОДООТВОДЯЩАЯ СЕТЬ ГОРОДА

Пособие к выполнению курсового проекта по дисциплине
“Сети водоотведения города”
для студентов специальности

70 04 03 – “Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов”
дневной и заочной форм обучения

Ответственный за выпуск *Пойта Л.Л.*
Редактор *Строкач Т.В.*
Компьютерная верстка *Боровикова Е.А.*
Корректор *Никитчик Е.В.*

Лицензия № 02330/0133017 от 30.04.2004 г.
Подписано в печать 26.12.2006 г. Формат 60×84 ¹/₈. Бумага «Чайка».
Усл. п. л. 10,2. Уч.-изд. л. 11,0. Заказ № 1198. Тираж 150 экз.
Отпечатано на ризографе учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».
Лицензия № 02330/0148711 от 30.04. 2004 г.
224017, Брест, ул. Московская, 267.

ISBN 985-493-053-X



9 789854 930534