

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

**КАФЕДРА ВОДОСНАБЖЕНИЯ, ВОДООТВЕДЕНИЯ
И ОХРАНЫ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ**

ВОДООТВОДЯЩАЯ СЕТЬ ГОРОДА

пособие к выполнению курсового проекта по дисциплине

«Сети водоотведения»

для студентов специальности

1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение
и охрана водных ресурсов»

Брест 2018

УДК 628.2.001.2 (075.8)

ББК 38.761.2

П47

Пособие подготовлено для студентов вузов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов», изучающих курс «Сети водоотведения».

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 отдельной системы канализации и отдельных сооружений на сети.

Составители: Н. Ю. Сторожук, старший преподаватель
С. В. Андреюк, старший преподаватель

Рецензент: гл. специалист отдела комплексного проектирования
№ 2 УП «Институт Брестстройпроект» С. А. Новик

начальник группы ВиК УКП «Брестдорпроект» Л. Н. Кишкевич

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1. СОСТАВ И ОБЪЁМ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	5
2. КРАТКИЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ СВЕДЕНИЯ, НЕОБХОДИМЫЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	6
2.1. Системы водоотведения.....	6
2.2. Хозяйственно-бытовая и производственная сеть города	7
2.2.1. Выбор схемы и трассировка сети.....	7
2.3. Определение расчётных расходов.....	8
2.3.1. Определение расходов от населения, постоянно проживающего в данном городе	8
2.3.2. Определение расходов от населения, временно проживающего в городе.....	10
2.3.3. Определение расходов от промышленных предприятий	11
2.3.4. Определение расчетных расходов по участкам сети.....	12
2.4. Определение глубины заложения водоотводящих сетей	13
2.5. Гидравлический расчет хозяйственно-бытовой канализационной сети	14
2.6. Построение продольных профилей.....	15
2.7. Расчет насосных станций	15
2.7.1. Описание схемы станции и определение притока сточных вод	15
2.7.2. Расчет напорных и всасывающих трубопроводов, определение требуемого давления и подбор насосов	16
2.7.3. Определение емкости приемного резервуара	17
3. РАСЧЁТ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ	18
3.1. Трассировка сети	18
3.2. Определение расчётных расходов.....	18
3.3. Гидравлический расчёт ливневой сети и построение профилей	20
3.4. Особенности конструирования ливневой сети.....	21
3.5. Регулирование расхода дождевых вод.....	23
3.6. Пример расчета емкости резервуара на дождевой сети.....	24
3.7. Выпуск дождевых вод	25
4. СООРУЖЕНИЯ НА СЕТИ	25
4.1. Пример расчета перепадного колодца с водосливом практического профиля	35
4.2. Пример расчета и конструирования перепадного колодца со стояком и водобойным приемком	37
5. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ	40
5.1. Выбор и обоснование системы водоотведения	41
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	46
5.3.4. Определение расчетных расходов по участкам сети	47
5.4. Определение глубины заложения водоотводящих сетей	51
5.5. Гидравлический расчет хозяйственно-бытовой канализационной сети	51
5.6. Расчёт дюкера при самотечно-напорном режиме	53
5.7. Конструирование сооружения на сети	54
6. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ЛИВНЕВОЙ СЕТИ ДЛЯ ОДНОГО БАССЕЙНА СТОКА	61
6.1. Трассировка сети	61
6.2. Определение расходов	61
6.3. Гидравлический расчёт ливневой сети и построение продольного профиля	65
ПРИЛОЖЕНИЯ	67
Приложение 1. Нормы водоотведения и коэффициенты неравномерности для отдельных предприятий	67
Приложение 2. Коэффициенты неравномерности (для определения расходов от жилой застройки)	68
Приложение 3. Расчётные скорости и наполнения труб сети бытовой канализации	69
Приложение 4. Значение коэффициента стока Z_{mid} и параметра A	69
Приложение 5. Нормативные данные для проектирования ливневой канализации	70
Приложение 6. Значения периода однократного превышения расчетной интенсивности дождя P	72
Приложение 7. Значение коэффициента β	73
Приложение 8. Генплан населенного пункта с трассировкой сети и результатами гидравлического расчета	74
Приложение 9. Продольный профиль главного коллектора $K1$	75
Приложение 10. Продольный профиль бокового притока $K1$	77
Приложение 11. Продольный профиль главного коллектора ливневой сети $K2$	78
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ	79

ВВЕДЕНИЕ

Одной 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).

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 или с использованием графических редакторов.

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, кюветом 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

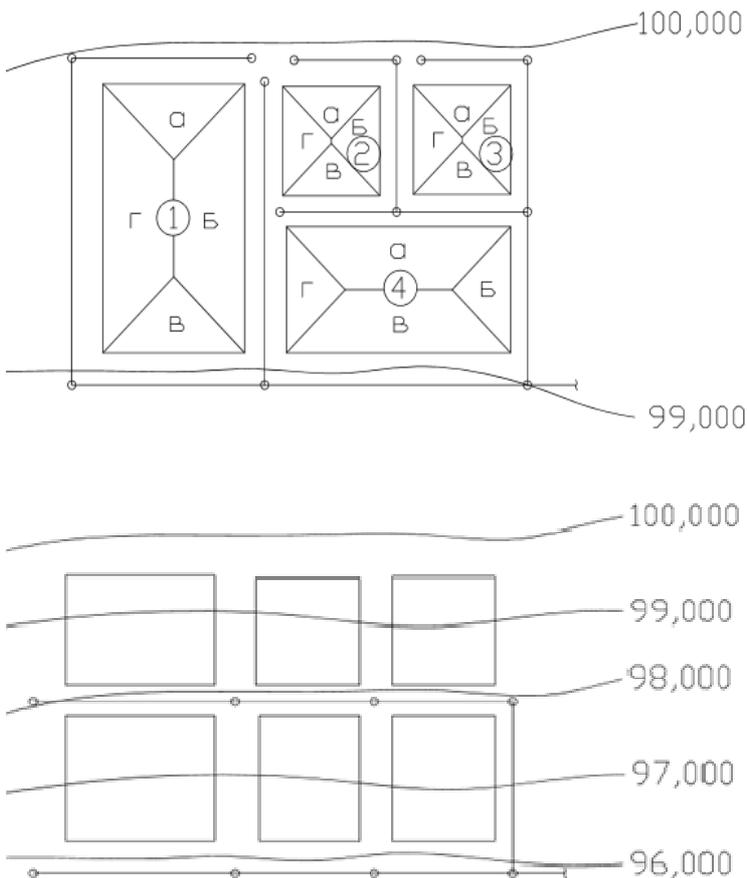
Предназначена для отведения загрязненных сточных вод от жилой застройки, коммунальных и промышленных предприятий к местам их переработки.

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 населенных 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.



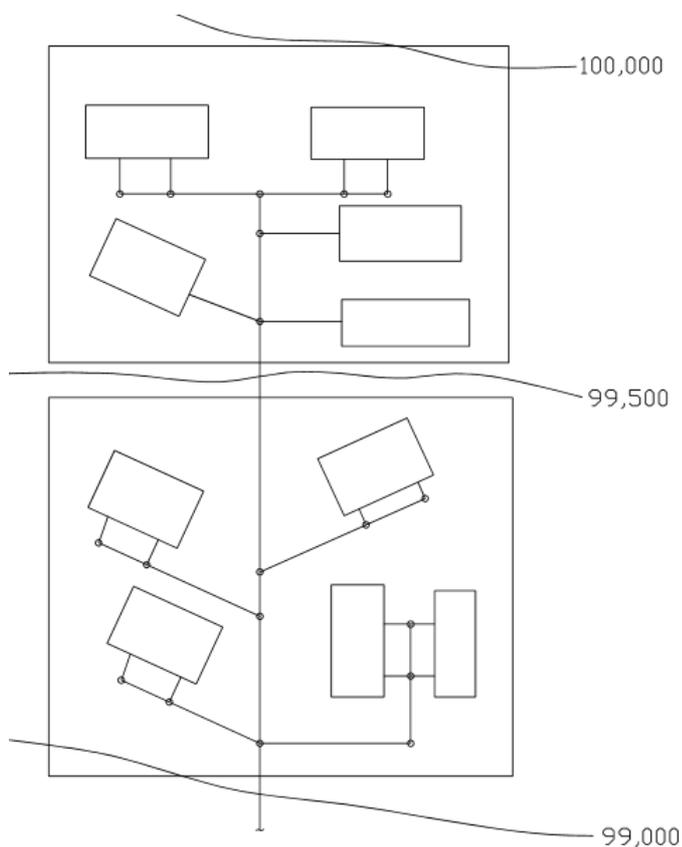
Трассировка по объемлющей схеме (Рисунок – 1а) применяется при больших размерах кварталов и плоском рельефе местности.

Рисунок 1а – Трассировка по объемлющим квартал линиям

При хорошо выраженном рельефе местности применяется трассировка по пониженной стороне (Рисунок – 1б). Наиболее рациональным приемом начертания сети является черезквартальная трассировка (Рисунок – 1в). Однако её применение возможно лишь при наличии детального проекта застройки кварталов.

Рисунок 1б – Трассировка по пониженной стороне

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 протоками, 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 объём 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.

Рисунок 1в – Черезквартальная трассировка

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, 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 плывунах – 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 скалах.

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.

При расчете расходов сточных вод по методу площадей следует вычислять удельный расход сточных вод (модуль стока) q_0^F , л/с·га, с 1 га жилой застройки по формуле:

$$q_0^F = \frac{q_n \cdot \rho}{86400}, \text{ л/с·га}, \quad (1)$$

где q_n – среднесуточная норма водоотведения (принимают по заданию или согласно п. 6.1.1 [1]: при проектировании систем канализации населенных пунктов расчетное удельное среднесуточное (за год) водоотведение бытовых сточных вод жилой застройки следует принимать равным удельному среднесуточному (за год) водопотреблению согласно [2] без учета расхода воды на полив территорий и зеленых насаждений, в зависимости от степени санитарно-технического оборудования зданий), л/чел·сут.;

ρ – плотность населения жилой застройки, чел./га.

Средний секундный расход сточных вод на участке сети q_w , л/с, следует вычислять по формуле

$$q_w = q_0^F \cdot F, \text{ л/с}, \quad (1.1)$$

где F – площадь жилой застройки, га.

Считают, что весь расход сточных вод от жилых кварталов поступает в сеть пропорционально площади стока и в начале расчетного участка.

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

Расход за сутки определяют по формуле:

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

где n – норма водоотведения от коммунального предприятия, л на 1 единицу. Принимают равной норме водопотребления соответствующего потребителя по [3] (при выполнении курсового проекта можно воспользоваться приложением 1);

m – производительность данного коммунального предприятия.
Остаточная норма водоотведения определится по формуле:

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

где N – число жителей населенного пункта (района);

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

Затем определяется новый модуль стока, уточненный:

$$(q_0^F)^I = \frac{q_{n(\text{ост})} \cdot \rho}{86400}, \text{ л/с}\cdot\text{га}. \quad (4)$$

Если в городе несколько районов с разной нормой водоотведения, то уточненную норму водоотведения $q_{n(\text{ост})}$ и расходы $(q_0^F)^I$ вычисляют отдельно по каждому району.

Средний путевой расход от жилой застройки с площадок стока можно вычислить по формуле (1.1) как произведение уточненного модуля стока $(q_0^F)^I$ на соответствующую величину площади стока:

$$q_{\text{пл.ст.}} = (q_0^F)^I \cdot F_{\text{пл.ст.}}, \text{ л/с}, \quad (5)$$

где $F_{\text{пл.ст.}}$ – 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 (рисунок 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, $F_{\text{пл.ст.}}$, га	Удельный расход, $(q_0^F)^I$, л/с·га	Средний расход с площади, стока, $q_{\text{пл.ст.}}$, 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.

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

где $Q_{\text{ср.сут.}}$ – 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 ген-плану	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:

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

где $n^{\text{пр.}}$ – норма водоотведения на единицу продукции в м^3 , принимается согласно [1,4], при выполнении курсового проекта можно воспользоваться приложением 1;

M – общая производительность предприятия, т/сут.;

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

где T – число часов работы промпредприятия в сутки;

$$\text{расчетный секундный} - q_{\text{произв.}} = \frac{n^{\text{пр.}} \cdot M \cdot K_{\text{час}} \cdot 1000}{T \cdot 3600}, \text{ л/с}, \quad (9)$$

где $K_{\text{час}}$ – коэффициент часовой неравномерности;

M – производительность предприятия в смену с максимальной выработкой, т/смен;

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 [3];

$$\text{максимальный часовой} - Q_{\text{быт.}}^{\text{макс.час.}} = \frac{25 \cdot N_3 \cdot K_1 + 45 \cdot N_4 \cdot K_2}{T \cdot 1000}, \text{ м}^3/\text{час}, \quad (11)$$

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 [3];

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; K – коэффициент неравномерности, для душевых вод, принимается равным 1.

Водоотведение душевых сточных вод осуществляется в час, следующий за окончанием смены.

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, при-

нимаемый по [1], получают расчетный расход от жилой застройки. Прибавляя к нему расчетные сосредоточенные расходы от коммунальных и промышленных предприятий, получают общий расчетный расход по участку.

$$q_{\text{рас}} = \left[(q_{\text{pop}} + q_{\text{tr}} + q_{\text{бок}}) \cdot k_{\text{genmax}} \right] + q_{\text{сос}}, \text{ л/с}, \quad (17)$$

где q_{pop} – попутный (путевой) расход сточных вод на участке от жилой застройки, примыкающей непосредственно к данному участку сети л/с;

$q_{\text{бок}}$ – расход сточных вод от боковых присоединений, подключенных к начальной точке участка сети, л/с;

q_{tr} – транзитный расход от жилой застройки, л/с;

$q_{\text{сос}}$ – сосредоточенный расчетный расход сточных вод от коммунальных и промышленных предприятий, л/с;

k_{genmax} – максимальный коэффициент общей неравномерности притока сточных вод; принимают по таблице 6.1 [1] (приложение 2 данного пособия). При промежуточных значениях расхода сточных вод коэффициент неравномерности определяется интерполяцией.

Все расчеты заносят в таблицу 2.4.

Таблица 2.4 – 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 пlyingунах, до 7-8 м в сухих, песчаных.

Минимально допустимую глубину уличной сети в начальной точке H_0 , м, следует определять по формуле

$$H_0 = h_{\text{min}} + i \cdot \Sigma L + z_0 - z + \Delta d, \quad (18)$$

где h_{min} – глубина заложения выпуска из самого удаленного здания квартала, м;
 z_0 – отметка поверхности земли в начальной точке уличной сети, м;

z – отметка поверхности земли у выпуска, м;
 ΣL – суммарная длина внутриквартальной сети и соединительной ветки, м;
 Δd – разница в диаметрах городской и внутриквартальной сетей, м;
 i – уклон внутриквартальной сети.

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 [1]. Хозяйственно-бытовая и производственная канализационные сети рассчитываются на неполное наполнение, принимаемое в зависимости от диаметра [1] по таблице, которая приводится в приложении 3 данного пособия.

При выбранном уклоне расчётные скорости должны обеспечить скорости незаиления.

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 условия:

- 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 [5]. Расчёт ведётся для главного и отводного коллекторов, а также для двух-трёх диктующих линий.

Данные гидравлического расчета сводятся в таблицу 2.5.

Таблица 2.5 – 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.

Расположение канализационных трубопроводов в пределах проездов должно быть увязано с положением других подземных и наземных сооружений и сетей.

Профиль вычерчивается на миллиметровой бумаге в масштабах: вертикальный – 1:100, горизонтальный – 1:5000, 1:10000.

Под профилем помещают таблицу основных данных по ГОСТ.

Профиль составляется по образцу, приведенному в расчёте хозяйственно-бытовой сети (см. приложения 8,9).

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: санитарно-защитная зона при расчетной производительности насосных станций до 0,2 тыс.м³/сут принимается 15 м, св.0,2 до 50 тыс.м³/сут – 20 м, св.50 тыс.м³/сут – от 30 м. Санитарно-защитную зону от сливных станций следует принимать 300 м.

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 среднесекундных 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 (см. табл.2.8).

Таблица 2.8 – 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

2.7.2. Расчет напорных и всасывающих трубопроводов, определение требуемого давления 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 обеспечивании в них самоочищающих ско-

ростей (но не менее 1,60 м/с). На подводящем коллекторе, перед насосной станцией, предусматривается аварийный выпуск.

Требуемое давление насосов определяется по формуле:

$$P = (H_{\Gamma} + h_{\text{вс}} + h_{\text{н}} + h_{\text{нс}} + h_3) \cdot \rho \cdot g \cdot 10^{-6}, \text{ МПа,}$$

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

$h_{\text{вс}}$ – потери напора во всасывающем трубопроводе, м;

$h_{\text{н}} = i \cdot l_{\text{н}}$ – потери напора в напорном трубопроводе длиной $l_{\text{н}}$, м;

i – пьезометрический уклон или сопротивление трубопровода;

$h_{\text{нс}}$ – потери напора на внутренних трубных коммуникациях насосной станции, ($h_{\text{нс}} = 1,8$ м);

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 давлению P (напору H) 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 во 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.

Расчитанная 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:

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

где z_{mid} – среднее значение коэффициента стока, характеризующего поверхность бассейна стока, определяемое по [1] п.8.2.1 (см. приложение 4);

t_r – расчётная продолжительность дождя, мин, равная продолжительности протекания поверхностных вод по поверхности и трубам до расчетного участка, определяемая согласно п.8.2.1.7 [1];

n – параметр, зависящий от географического местонахождения города, определяемый по [1] п.8.2.1.4 (см. приложение 5);

A – определяется по формуле:

$$A = 20^n \cdot q_{20} \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r}\right)^{1,54}, \quad (20)$$

где q_{20} – интенсивность дождя, продолжительностью 20 минут, л/с га, определяется по [1], табл. А1(см. приложение 5);

m_r – среднее количество дождей за год, принимаемое по табл. А.3[1] (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 [1] п.8.2.1.5 (см. приложение 6);

k – коэффициент, учитывающий снижение расхода при расчетной продолжительности протекания дождевых вод, менее 10 мин. Значение коэффициента следует принимать:

0,8 – при t_r , мин. до 5,0 включит.;

0,9 – то же от 5,0 до 7,0;

0,93 – то же от 7,0 до 8,0;

0,96 – то же от 8,0 до 9,5;

1,00 – то же свыше 9,5.

Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя необходимо выбирать в зависимости от характера объекта канализования, условий расположения коллектора с учетом последствий, которые могут быть вызваны выпадением дождей, превышающих расчетные, и принимать по табл.Б1 и Б2 [1] или определять расчетом 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 Б3 [1]. При этом периоды однократного превышения расчетной интенсивности дождя, определенные расчетом, не должны быть менее указанных в табл. Б1 и Б2 [1].

При определении периода однократного превышения расчетной интенсивности дождя расчетом следует учитывать, что при предельных периодах однократного превышения 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 от 3 до 5 минут, при отсутствии такой сети – от 5 до 10 минут;

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

$$t_{can} = 0,021 \sum \frac{l_{can}}{v_{can}}, \text{ мин.}, \quad (22)$$

где l_{can} – длина лотка, м;

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

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

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

где 0,017 – коэффициент, учитывающий заполнение;

l_p – длина расчётного участка в метрах;

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

Расчётный расход дождевых вод для гидравлического расчёта дождевых сетей следует определять по формуле:

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

где β – коэффициент, учитывающий заполнение свободной ёмкости сети в момент возникновения напорного режима, определяемый по [1] п.8.2.1.11 (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 $q_{уд}$ на площадь F :

$$q_{cal} = q_{уд} \cdot F \cdot \beta + q_{усл.чист.вод}, \quad (25)$$

где $q_{усл.чист.вод}$ – расход условно чистых вод промышленного предприятия, которое сбрасывает их в ливневую сеть города в данном бассейне канализования, л/с.

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	выше-лежащая	расчетная				$q_{уд}$, л/с*га	$q_{усл.чист.вод}$, л/с	q_{cal} , л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ам стр	ук ло ни е	укл	спо со бн	ост	Отметки, м					

				поверхности земли		шелыги 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 $q_{уд}$ 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 $0,7м + D_{тр}$; 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 шелыгам.

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 трапецеидального 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 трапецеидального 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 0,8 м/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)

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

в которой Q_p – расчетный расход дождевых вод в месте присоединения к пруду, $\text{м}^3/\text{с}$, 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		
0,85	0,06	0,60	0,25	0,35	0,52	0,15	0,90
0,80	0,09	0,55	0,30	0,30	0,59	0,125	1,00
0,75	0,12	0,50	0,35	0,25	0,65	0,10	1,15
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 :

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

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

обход 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 площадей 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 ЕМКОСТИ РЕЗЕРВУАРА НА ДОЖДЕВОЙ СЕТИ

При расширении существующей дождевой сети требуется устроить новый коллектор, расчетный расход которого 700 л/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 125 л/с . Принимая, что расход при опорожнении резервуара 55 л/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 55 л/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-й зоны санитарной охраны источников водоснабжения
 - б) в непроточные пруды;
 - в) в размываемые овраги (при нецелесообразности мероприятий по их укреплению);
 - г) в замкнутые лощины и низины, подверженные заболачиванию;
 - д) в водоёмы – 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 зависи-

мости 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. Рисунок 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. Рисунок 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. Рисунок 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).

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 тру-

бы 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 допускается 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 приемком, расположенным в рабочей камере смотрового колодца (см. Рисунок 5).

В колодце над стояком устраивают приемную воронку, а под стояком – водобойный приемок с металлической плитой в основании. При диаметре стояка до 300 мм допускается установка направляющего колена взамен водобойного приемка. 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. Рисунок 6) с водобойным приемком 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.

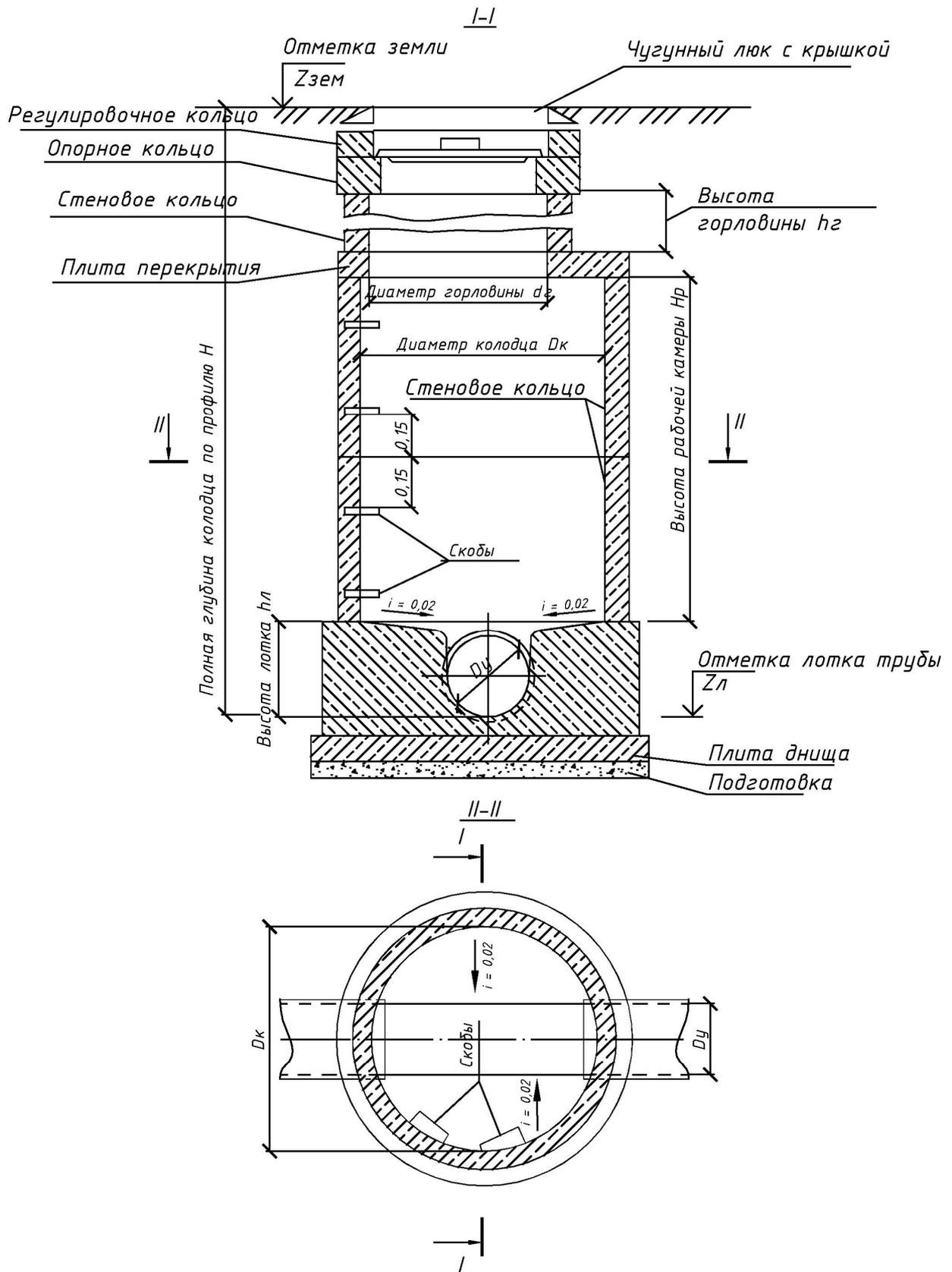


Рисунок 2 – Смотровой линейный колодец

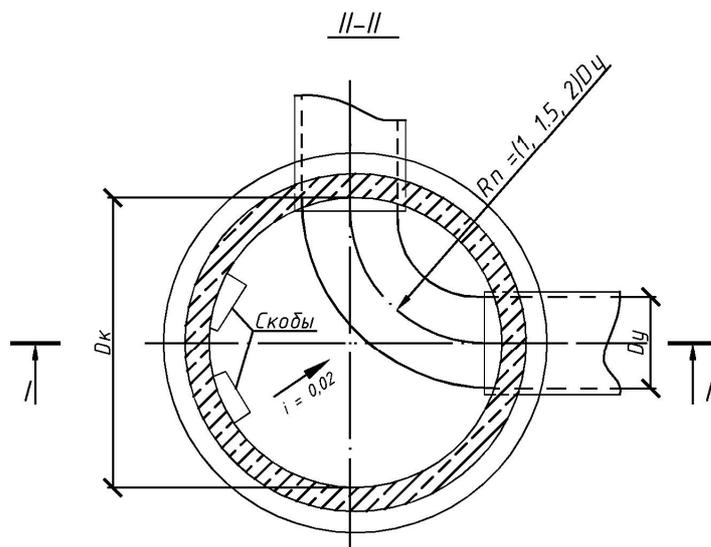
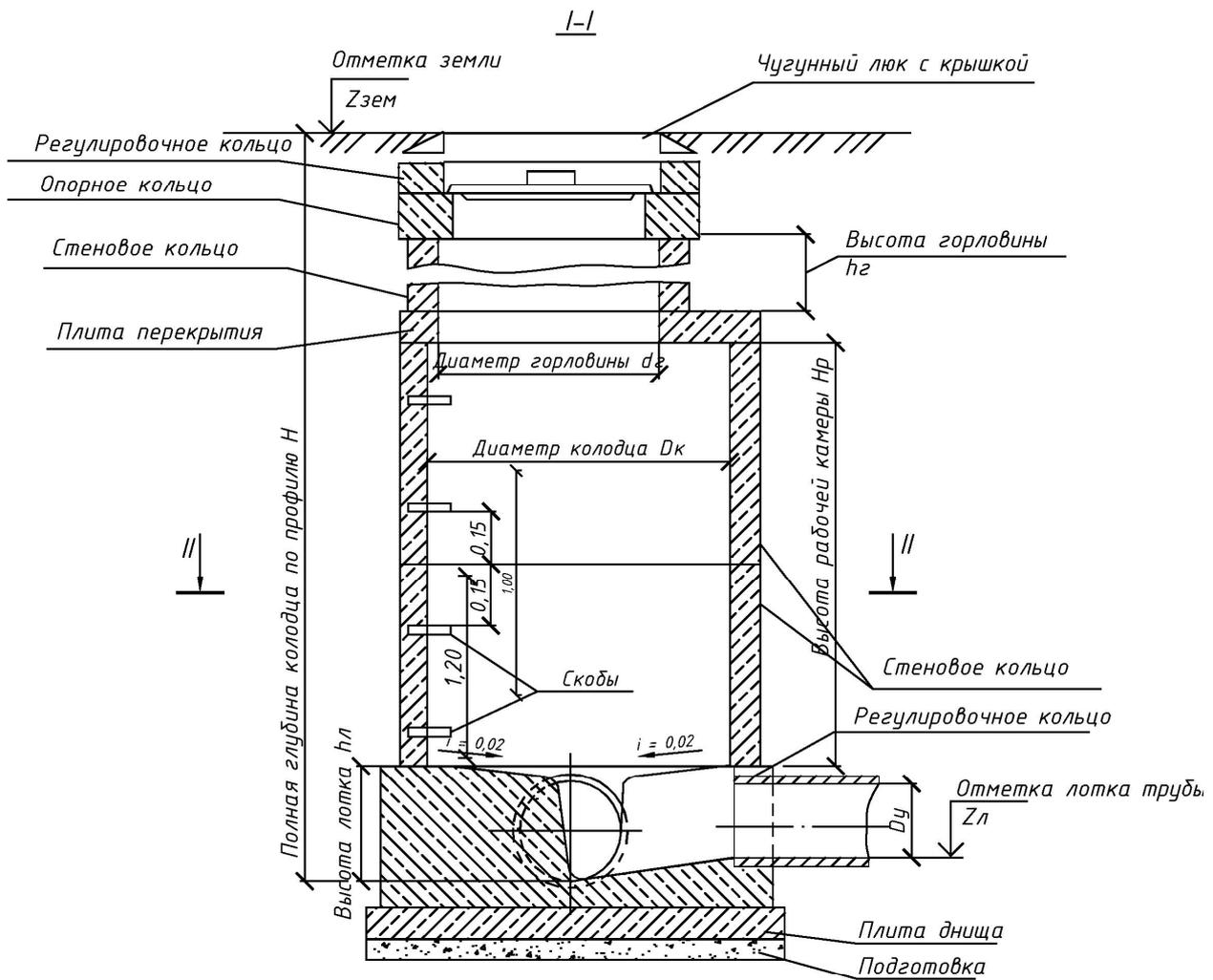


Рисунок 3 – Смотровой поворотный колодец

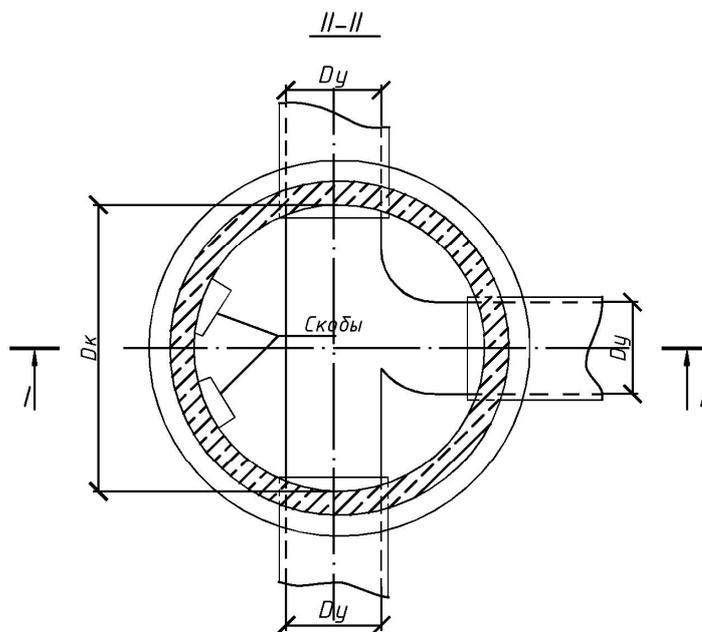
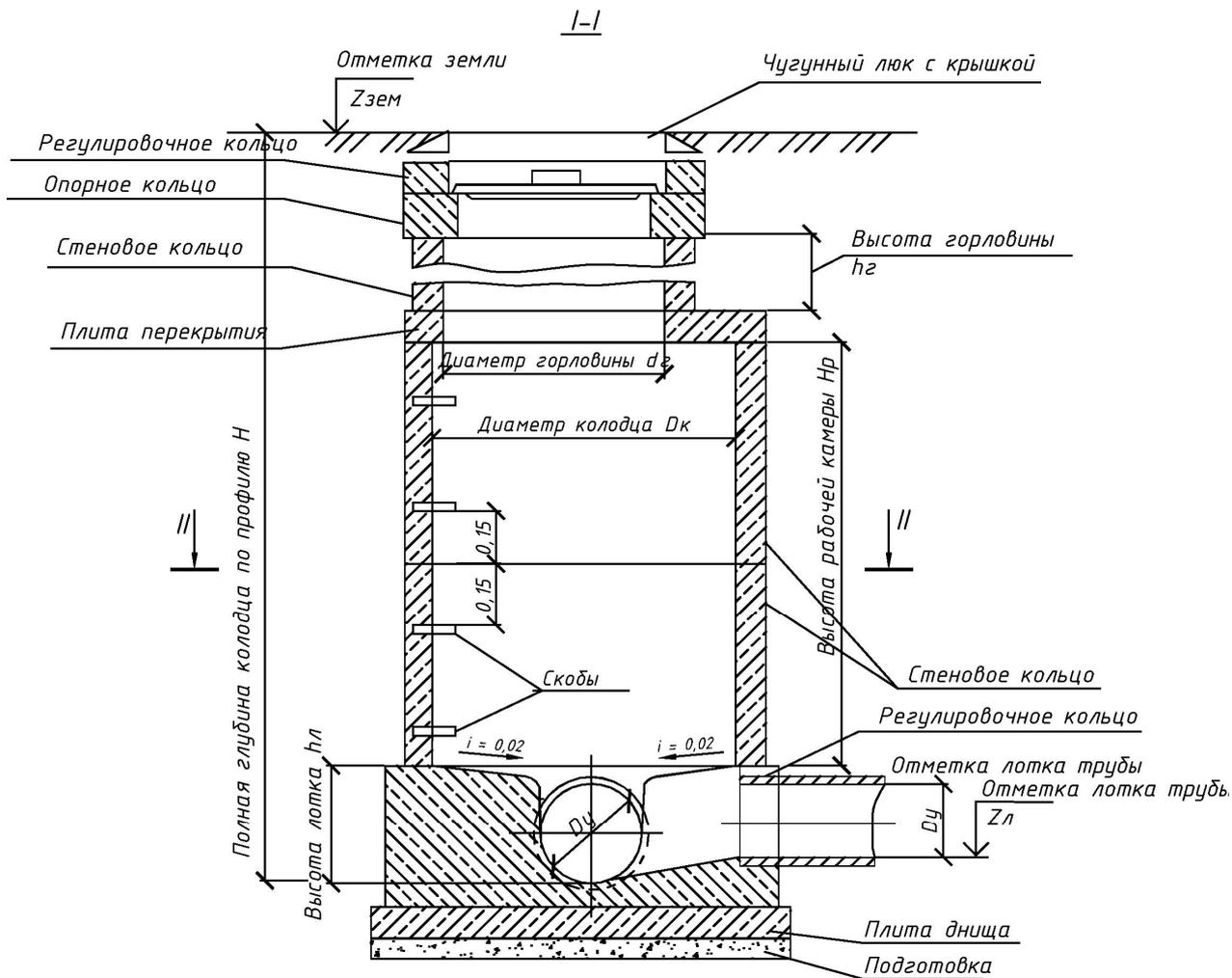
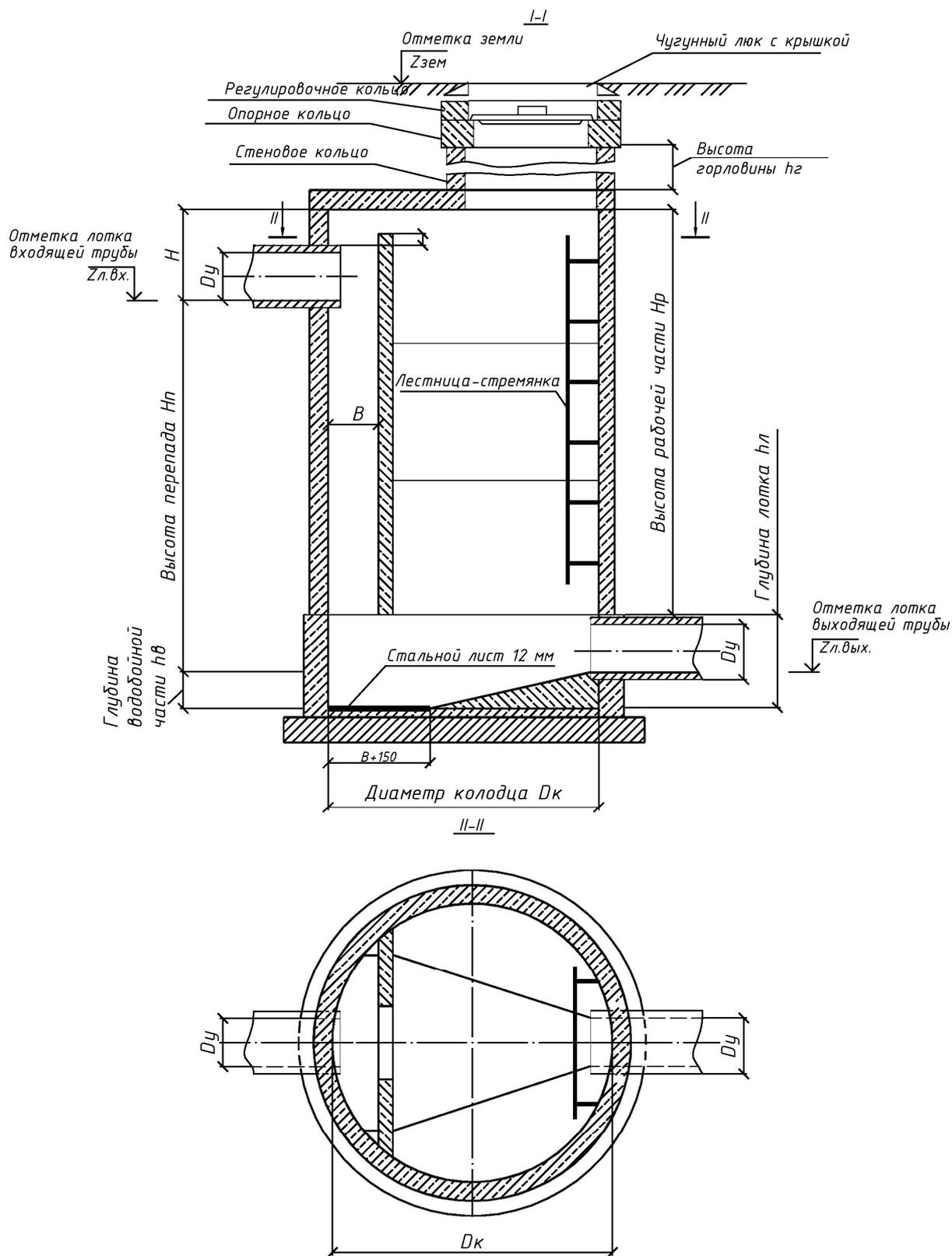
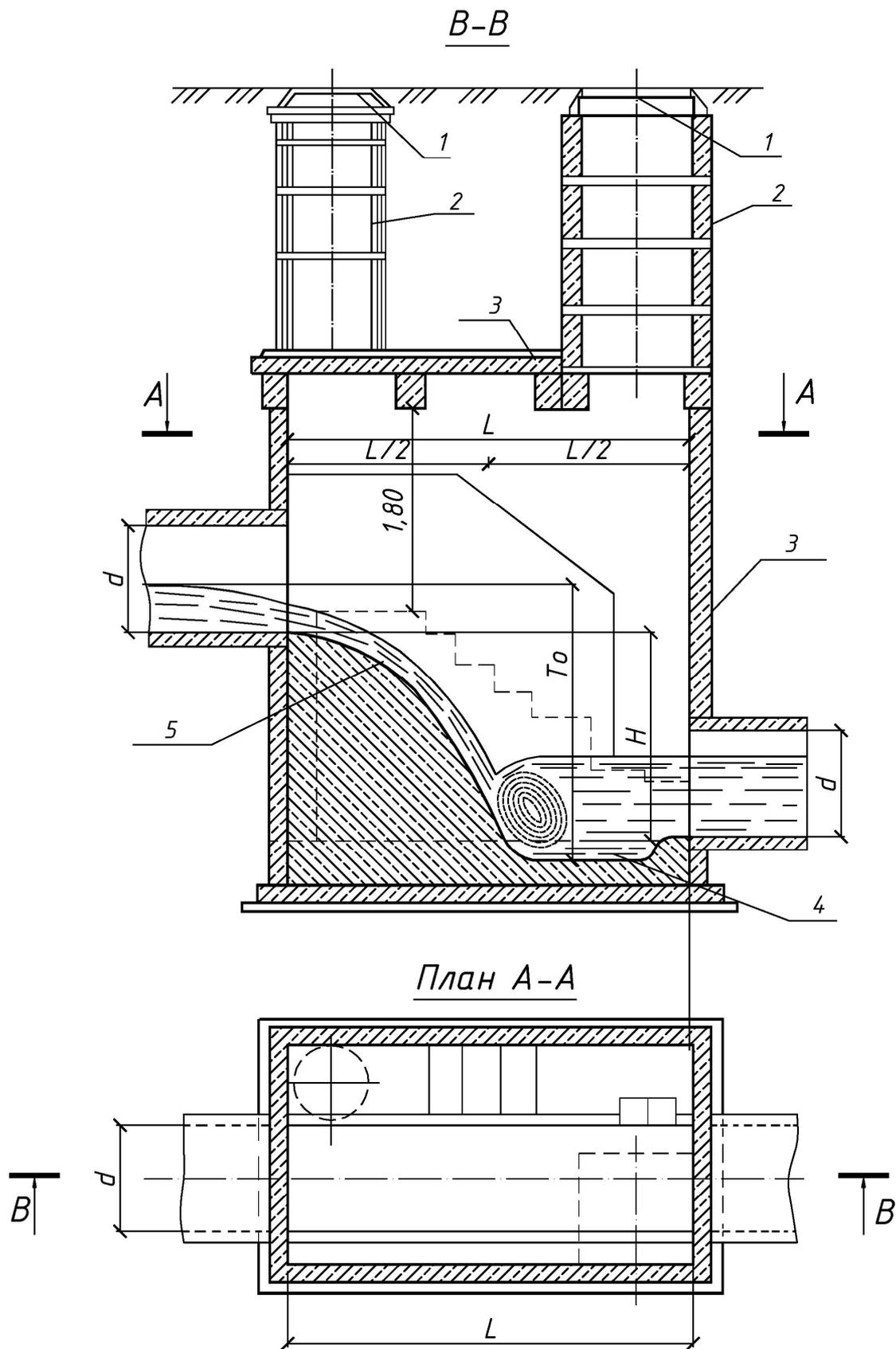


Рисунок 4 – Узловой колодец



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



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

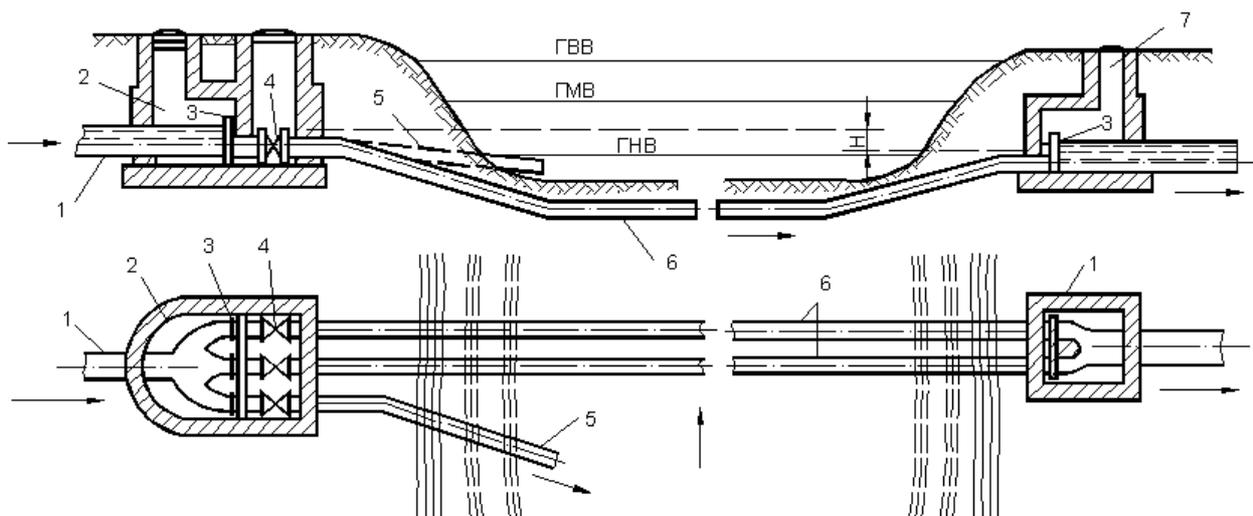
Дюкер

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

Дюкер состоит из входной (верхней) и выходной (нижней) камер и трубопровода (Рисунок 7). Напорные трубопроводы дюкера выполняют не менее чем из двух ниток стальных труб с усиленной антикоррозионной изоляцией. Диаметр их должен быть не менее 150 мм.

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.



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

Рисунок 7 – Схема дюкера

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

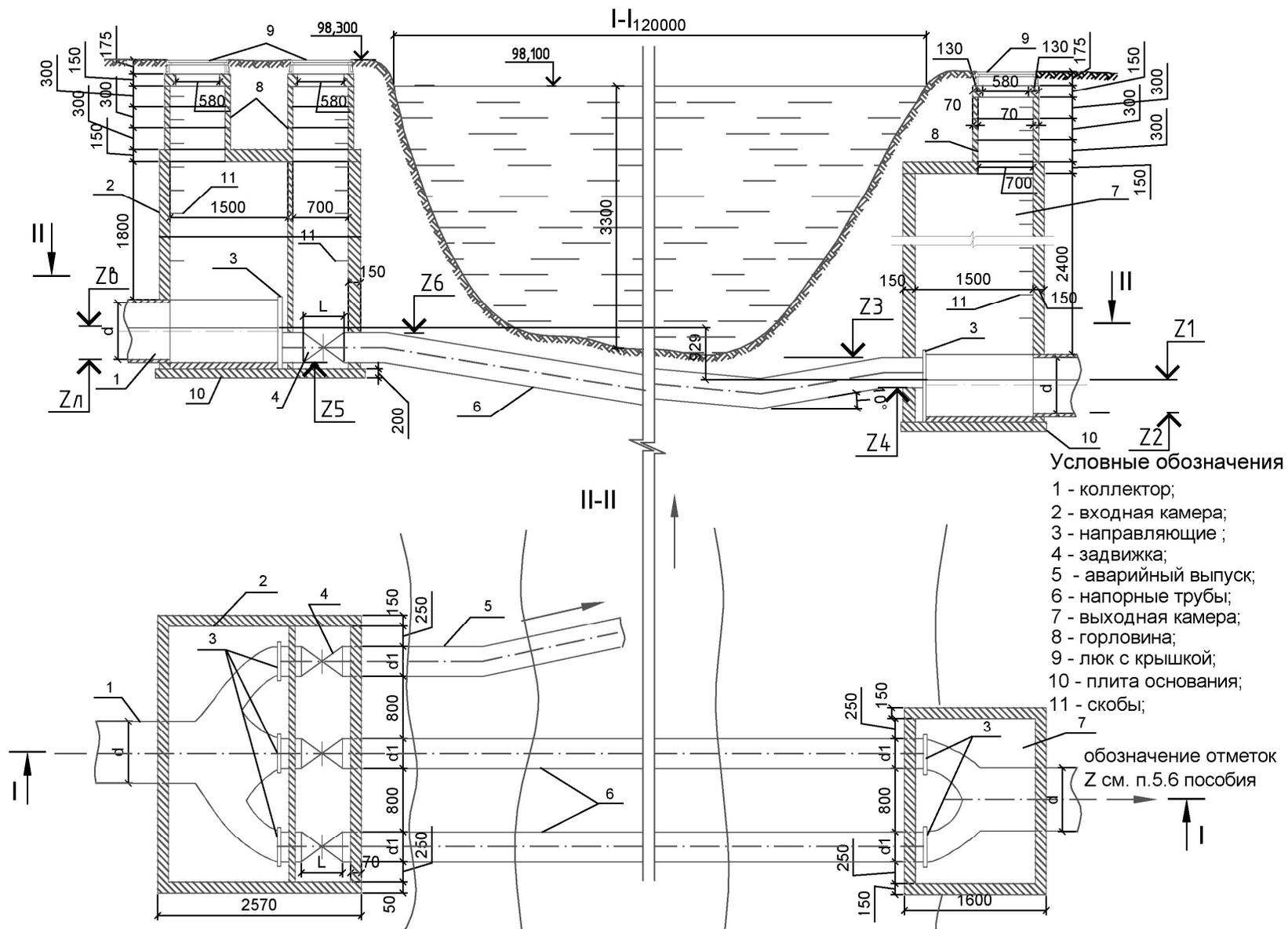


Рисунок 8 – Конструкция дюкера

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 .

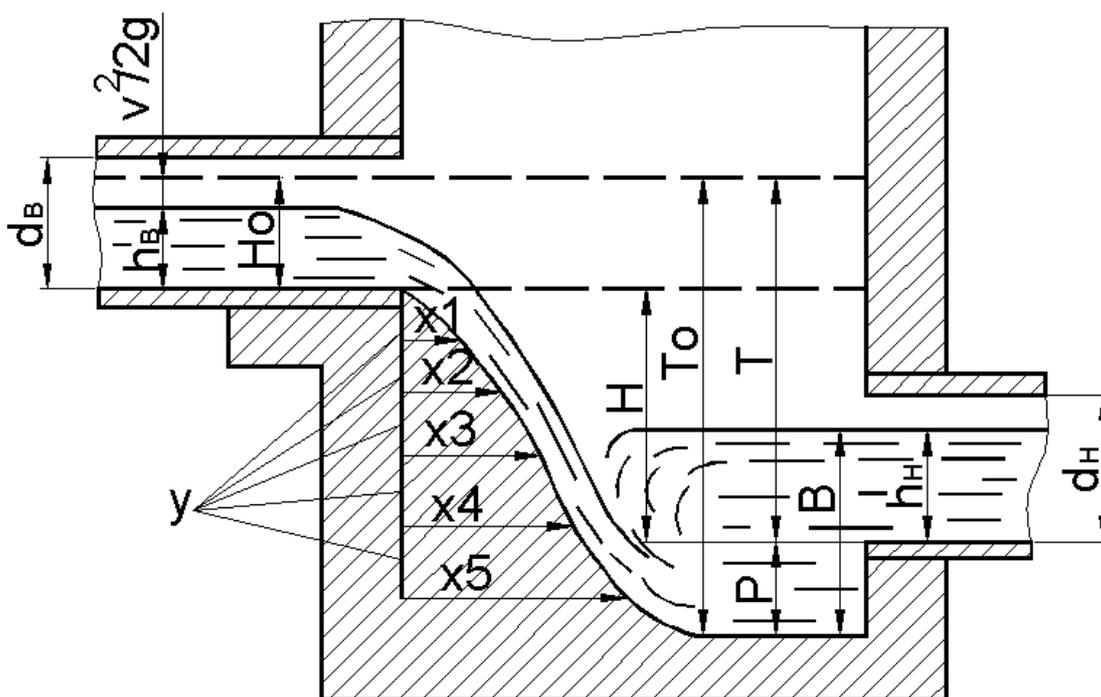


Рисунок 9 – Расчетная схема перепадного колодца с водосливом практического профиля

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

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

где h_B – наполнение подводящего коллектора, м:

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

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 (первое приближение): $B = 1,2$ м

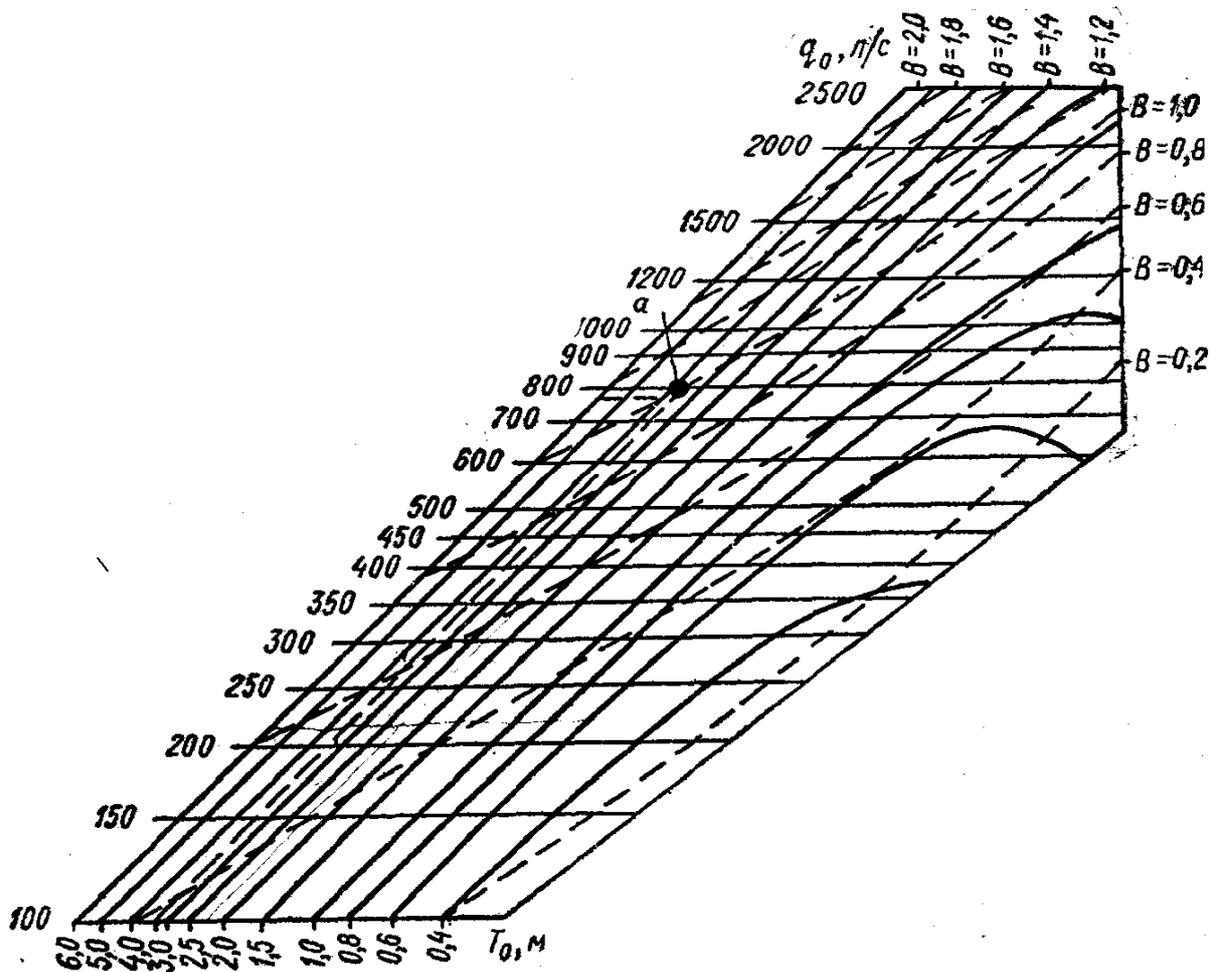


Рисунок 10 – Номограмма для гидравлического расчета перепадных колодцев с водосливом практического профиля

4. Определяется глубина водобоя (первое приближение):

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

где h_n – наполнение отводящего коллектора $h_n = 0,42$ м.

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

$$T_0 = H + P + h_n + \frac{v^2}{2g} = 1,5 + 0,78 + 0,42 + \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,81} = 2,78 \text{ м}$$

6. По номограмме находится высота водяной подушки в зависимости от $T_0 = 2,78$ м и q_0 (второе приближение): $B = 1,5$ м.

7. Определяется глубина водобоя (второе приближение):

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

8. Определяется длина водобойной части:

$$l_1 = 1,15 \sqrt{H_0 \cdot (H + 0,33 \cdot H_0)} = 1,15 \sqrt{0,5 \cdot (1,5 + 0,33 \cdot 0,5)} = 1,05 \text{ м}$$

$$H_0 = h_b + \frac{v^2}{2g} = 0,42 + \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,81} = 0,5 \text{ м}$$

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 РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ПЕРЕПАДНОГО КОЛОДЦА СО СТОЯКОМ И ВОДОБОЙНЫМ ПРИЯМКОМ

Исходные данные: диаметры подводящего и отводящего трубопроводов $D_y = 300$ мм; отметка лотка подводящего трубопровода $z_{л1} = 92,910$ м; отметка лотка трубы отводящего трубопровода $z_{л2} = 90,825$ м.

Колодец располагается вне проезжей части, отметка поверхности земли в месте расположения колодца $z_{п.з.} = 95,000$ м.

Расчет и конструирование (см. рис.5):

1. Глубина колодца:

$$H = z_{п.з.} - z_{л2} = 95,000 - 90,825 = 4,175 \text{ м} = 4175 \text{ мм}$$

Так как колодец располагается вне проезжей части, то люк колодца располагается на 50 мм выше поверхности земли. Поэтому с учетом расположения люка глубина колодца составит:

$$H_1 = H + 50 = 4175 + 50 = 4225 \text{ мм}$$

2. Диаметр колодца принят $D_k = 1500 \text{ мм}$ (в соответствии с табл. 4.1)

Таблица 4.1 – Рекомендуемые диаметры колодцев

Типы колодцев	Диаметры трубопроводов D_y , мм			Диаметр колодца D_k , мм
	подводящего	присоединяемого	отводящего	
Перепадной	150-360		150-360	1500
	400-600		400-600	2000
Перепадной с одним присоединением	150-300 350	150-300 150-30	200-400 400-500	1500 2000

3. Принята плита днища – ПН15. Согласно табл. 5.9 (см. п.5.7 данного пособия) размеры плиты следующие: наружный диаметр – 2000 мм, высота – 120 мм.

4. Глубина лотка принята $h_n = 500 \text{ мм}$ (согласно табл. 4.2).

Таблица 4.2 – Рекомендуемые глубины лотков колодцев

Диаметр отводящего трубопровода D_y , мм	Глубина лотка принята h_n , мм
150	200
200	300
250	350
300	500
350	550
400	650
450	700
500	800 (750*)
600	900

* – в скобках указана глубина лотка, принимаемая для колодца с одним присоединением.

5. Глубина водобойной части колодца принята $h_b = 100 \text{ мм}$ (согласно табл. 4.3).

Таблица 4.3 – Глубина водобойной части

Диаметр отводящего трубопровода D_y , мм	Глубина водобойной части h_b , мм
150-250	–
300-350	100
400-450	150
500-600	200

6. Высота рабочей части H_p определяется по табл. 4.4 в зависимости от высоты перепада H_n , которая равна разности отметок лотков подводящего и отводящего трубопроводов:

$$H = z_{n1} - z_{n2} = 92,910 - 90,825 = 2,085 \text{ м} = 2085 \text{ мм.}$$

Таблица 4.4 – Высота рабочей части

Высота перепада H_n , мм	Высота рабочей части H_p , мм
500-940	1200
950-1240	1500
1250-1540	1800
1550-1840	2100
1850-2140	2400
2150-2440	2700
2450-2740	3000
2750-3040	3300
3050-3340	3600
3350-3640	3900
3650-3940	4200
3950-4250	4500

Высота рабочей части $H_p = 2400$ мм.

Низ подводящей трубы должен располагаться ниже плиты перекрытия на расстоянии не более:

$H = 750$ мм для трубопроводов $D_y = 150...250$ мм;

$H = 850$ мм для трубопроводов $D_y = 300...500$ мм;

$H = 1150$ мм для трубопроводов $D_y = 600$ мм.

Отметка лотка подводящего трубопровода в проектируемом колодце располагается ниже плиты перекрытия на $H = 850$ мм.

Ширина шахты B принимается в зависимости от диаметра подводящего трубопровода:

для труб диаметром $D_y = 150...350$ мм $B = 350$ мм;

для труб диаметром $D_y = 400...600$ мм $B = 400$ мм

Ширина шахты проектируемого колодца B принята равной 350 мм. Рабочая часть набирается с помощью двух колец марки КС15.9 (высота каждого 890 мм) и одного кольца марки КС15.6 (высота 590 мм).

7. Плита перекрытия принята марки 1ПП15 (согласно табл. 5.9 наружный диаметр плиты 1680 мм, высота – 150 мм).

Высота горловины составит:

$$h_r = H_1 - (H_p + h_{пл} + h_{р.с.}) = 4225 - (2 \cdot 890 + 590 + 500 + 4 \cdot 10) = 1315 \text{ мм}$$

где $h_{р.с.}$ – общая высота растворного слоя между конструкциями, мм.

Горловина набирается из плиты перекрытия высотой $h_{пл} = 150$ мм, трех колец марки КС7.3 (каждое высотой $h_{КС} = 290$ мм), кольца опорного КО6 высотой $h_{КО} = 70$ мм и люка высотой $h_{люк} = 100$ мм. Каждый элемент горловины соединяется между собой раствором слоем $h_{р.с.} = 10$ мм.

$$h_r' = h_{пл} + \Sigma h_{КС} + h_{КО} + \Sigma h_{р.с.} + h_{люк} = 150 + 3 \cdot 29 + 70 + 6 \cdot 10 + 100 = 1250 \text{ мм}$$

Если по расчету невозможно горловину колодца набрать с помощью только типовых конструкций, то между опорным кольцом и люком делается кирпичная кладка от 1 до 3 рядов (размеры кирпичей 250×125×65 мм).

Недостающая высота $1315 - 1250 = 65$ мм набирается с помощью кирпичной кладки в один ряд 65 мм.

8. Производится конструирование колодца по высоте (проверочный расчет).

Таблица 4.5 – Конструирование колодца по высоте, мм

Н _{общ} = 4445	Н ₁ = 4225	h _г = 1315	Люк	100
			Растворный слой	10
			Ряд кирпичной кладки	65
			Растворный слой	10
			Кольцо опорные КО6	70
			Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС7.3	290
			Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС7.3	290
			Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС7.3	290
			Растворный слой	10
			Плита перекрытия 1ПП15	150
		Н _р = 2400	Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС15.6	590
			Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС15.9	890
			Растворный слой	10
		h _л = 510	Кольцо стеновое КС15.9	890
			Растворный слой	10
Лоток	500			
		Плита днища	120	
		Песчаная подготовка	100	

5. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ

Исходные данные для проектирования:

Месторасположение объекта канализования – Витебская область;

Генплан населенного пункта – Рисунок – 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 – $n_1=210$ л/сут·чел.;

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

2. Район:

норма водоотведения – $n_2=180$ л/сут·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 м³;

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 отдельной 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.

5.2. ВЫБОР СХЕМЫ ВОДООТВЕДЕНИЯ И ТРАССИРОВКА СЕТИ

В данном курсовом проекте для хозяйственно-бытовой канализационной сети была принята пересеченная схема водоотведения с трассировкой по объемлющей схеме, так как, исходя из генплана населенного пункта, у нас имеется практически плоский рельеф местности на сравнительно большом расстоянии ($i \leq 0,005$) (приложение – 8).

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):

$$q_0^{F1} = \frac{210 \cdot 215}{86400} = 0,52 \text{ л/с га};$$

$$q_0^{F2} = \frac{180 \cdot 150}{86400} = 0,31 \text{ л/с га}.$$

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 про-

изводится 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	Коеф. фиц. неравномерности	Расходы	
			по расчёту	типовая				Среднесуточный, л/сут.	Расчётный, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1. Район									
Бл	Больница	койко-место	450	450	200	24	2,5	90000	2,60
Шк	Школа	учащийся	700	700	10,0	12	1,8	7000	0,29
Пр	Прачечная	кг сух. белья	9000	9000	75	16	1,0	675000	11,72
Бн	Баня	посетитель	350	350	180	12	1,0	63000	1,46
Итого:								Σ835000	
2. Район									
Шк	Школа	учащийся	678	700	10,0	12	1,8	7000	0,29
Бн	Баня	посетитель	240	350	180	12	1,0	63000	1,46
Д/с	Дет. сад	ребёнок	300	300	21,5	12	2,5	6450	0,37
Итого:								Σ76450	

Остаточную норму водоотведения определяем по формуле (3):

$$q_{n(\text{ост})}^1 = 210 - \frac{835000}{34813} = 186 \text{ л/сут.};$$

$$q_{n(\text{ост})}^2 = 180 - \frac{76450}{4575} = 163 \text{ л/сут.}$$

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

$$(q_0^{F1})^I = \frac{186 \cdot 215}{86400} = 0,46 \text{ л/с га};$$

$$(q_0^{F2})^I = \frac{163 \cdot 150}{86400} = 0,28 \text{ л/с га}.$$

Средний путевой расход от жилой застройки – это произведение уточнённого модуля стока ($q_{уд}^I$) 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	0,46	2,88
	Б	1,95	0,46	0,90
	В	5,10	0,46	2,35
	Г	2,10	0,46	0,97
2	А	4,49	0,46	2,07
	Б	1,96	0,46	0,90
	В	4,55	0,46	2,09
	Г	2,10	0,46	0,97
3	А	4,88	0,46	2,24
	Б	1,65	0,46	0,76
	В	4,62	0,46	2,13
	Г	1,65	0,46	0,76
4	А	3,38	0,46	1,55
	Б	0,25	0,46	0,12
	В	2,76	0,46	1,27
	Г	1,15	0,46	0,53
5	А	4,68	0,46	2,15
	Б	1,27	0,46	0,58
	В	4,0	0,46	1,84
	Г	1,15	0,46	0,53
6	А	3,66	0,46	1,68
	Б	1,15	0,46	0,53
	В	3,83	0,46	1,76
	Г	1,15	0,46	0,53
7	А	3,85	0,46	1,77
	Б	1,10	0,46	0,51
	В	3,60	0,46	1,66
	Г	1,15	0,46	0,53
8	А	3,60	0,46	1,66
	Б	1,16	0,46	0,53
	В	3,00	0,46	1,38
	Г	1,20	0,46	0,55
9	А	3,60	0,46	1,66
	Б	0,81	0,46	0,37
	В	3,32	0,46	1,53
	Г	0,77	0,46	0,35

Продолжение таблицы 5.2

1	2	3	4	5
10	А	3,35	0,46	1,54
	Б	0,72	0,46	0,33
	В	3,40	0,46	1,56
	Г	0,72	0,46	0,33
11	А	3,37	0,46	1,55
	Б	0,63	0,46	0,29
	В	3,19	0,46	1,47
	Г	0,63	0,46	0,29
12	А	2,60	0,46	1,20
	Б	0,72	0,46	0,33
	В	2,60	0,46	1,20
	Г	0,72	0,46	0,33
13	А	3,96	0,46	1,82
	Б	1,50	0,46	0,69
	В	3,41	0,46	1,57
	Г	1,38	0,46	0,63
14	А	4,68	0,46	2,15
	Б	1,50	0,46	0,69
	В	4,60	0,46	2,12
	Г	1,50	0,46	0,69
15	А	3,85	0,46	1,77
	Б	1,25	0,46	0,58
	В	3,85	0,46	1,77
	Г	1,25	0,46	0,58
16	А	3,45	0,46	1,59
	Б	1,25	0,46	0,58
	В	3,50	0,46	1,61
	Г	1,25	0,46	0,58
Итого по району		Σ161,72		74,39
2. Район				
17	А	4,51	0,28	1,26
	Б	1,00	0,28	0,28
	В	4,60	0,28	1,29
	Г	1,80	0,28	0,50
18	А	1,80	0,28	0,50
	Б	0,90	0,28	0,25
	В	1,63	0,28	0,46
	Г	1,00	0,28	0,28
19	А	2,25	0,28	0,63
	Б	0,46	0,28	0,13
	В	2,15	0,28	0,60
	Г	0,70	0,28	0,20
20	А	1,65	0,28	0,46
	Б	0,49	0,28	0,14
	В	1,35	0,28	0,38
	Г	0,39	0,28	0,11
21	А	1,49	0,28	0,42
	Б	0,42	0,28	0,12
	В	1,49	0,28	0,42
	Г	0,42	0,28	0,12
Итого по району		Σ30,5		8,54
Итого по городу		Σ192,22		82,93

Количество населения, проживающего в населённом пункте:

$$N = F_1 \cdot P_1 + F_2 \cdot P_2 = 161,72 \cdot 215 + 30,5 \cdot 150 = 34813 + 4575 = 39388 \text{ чел.},$$

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 районах, 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

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

Количество людей, посещающих бани определим как

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

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	Кэф-фиц. 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).

1. Расходы производственных сточных вод:

среднесуточный – $Q_{\text{произв.}} = n^{\text{пр.}} \cdot M = 20 \cdot (10 + 10 + 8) = 560, \text{ м}^3/\text{сут.};$

среднечасовой (при работе предприятия в три смены) –

$$Q_{\text{произв.}}^{\text{ср. час}} = \frac{n^{\text{пр.}} \cdot M}{T} = \frac{20 \cdot (10 + 10 + 8)}{3 \cdot 8} = 23,3, \text{ м}^3/\text{ч};$$

расчетный секундный

$$q_{\text{произв.}} = \frac{n^{\text{пр.}} \cdot M \cdot K_{\text{час}} \cdot 1000}{T \cdot 3600} = \frac{20 \cdot 10 \cdot 2,1 \cdot 1000}{8 \cdot 3600} = 14,58, \text{ л/с.}$$

2). Расходы бытовых сточных вод на промпредприятии:

суточный: –

$$Q_{\text{быт.}} = \frac{25 \cdot N_1 + 45 \cdot N_2}{1000} = \frac{25 \cdot (60 + 60 + 40) + 45 \cdot (90 + 90 + 60)}{1000} = \frac{25 \cdot 160 + 45 \cdot 240}{1000} = 14,8, \text{ м}^3/\text{сут};$$

максимальный часовой –

$$Q_{\text{быт.}}^{\text{макс. час.}} = \frac{25 \cdot N_3 \cdot K_1 + 45 \cdot N_4 \cdot K_2}{T \cdot 1000} = \frac{25 \cdot 60 \cdot 3 + 45 \cdot 90 \cdot 2,5}{T \cdot 1000} = 1,83, \text{ м}^3/\text{час};$$

расчетный секундный (для смены с максимальной выработкой, в данном примере – для первой смены):

$$q_{\text{быт.}} = \frac{25 \cdot N_3 \cdot K_1 + 45 \cdot N_4 \cdot K_2}{T \cdot 3600} = \frac{25 \cdot 60 \cdot 3 + 45 \cdot 90 \cdot 2,5}{8 \cdot 3600} = 0,51, \text{ л/с.}$$

3. Расходы душевых сточных вод предприятия:

среднесуточный:

$$Q_{\text{душ.}} = \frac{40 \cdot N_5 + 60 \cdot N_6}{1000} = \frac{40 \cdot (30 + 30 + 20) + 60 \cdot (45 + 45 + 30)}{1000} = \frac{40 \cdot 80 + 60 \cdot 120}{1000} = 10,4, \text{ м}^3/\text{сут};$$

среднечасовой (водоотведение осуществляется в течение одного первого часа после окончания смены) $Q_{душ.}^{ср.час.} = \frac{40 \cdot N_7 + 60 \cdot N_8}{1000} = \frac{40 \cdot 30 + 60 \cdot 45}{1000} = 3,9$, м³/ч;

расчетный секундный (для смены с максимальной выработкой, в данном примере – для первой смены):

$$q_{душ} = \frac{40 \cdot N_7 \cdot K + 60 \cdot N_8 \cdot K}{45 \cdot 60} = \frac{40 \cdot 30 \cdot 1 + 60 \cdot 45 \cdot 1}{45 \cdot 60} = 1,44$$
 , л/с,

где 45 минут – время помывки; K – коэффициент неравномерности, для душевых вод принимается равным 1.

Водоотведение душевых сточных вод осуществляется в час, следующий за окончанием смены. Так как в период смены с максимальной выработкой (в данном примере – первой смены) будут принимать душ работники третьей смены, определим секундный расход душевых вод для третьей смены:

расчетный секундный (для третьей смены):

$$q_{душ} = \frac{40 \cdot N_7 \cdot K + 60 \cdot N_8 \cdot K}{45 \cdot 60} = \frac{40 \cdot 20 \cdot 1 + 60 \cdot 30 \cdot 1}{45 \cdot 60} = 0,96$$
 , л/с.

Суммарный расчетный расход сточных вод от промпредприятия определяется по смене с максимальным водоотведением:

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

5.3.4. Определение расчетных расходов по участкам сети

Определение расчетных расходов по участкам сети выполняют по формуле (17) п.2.3.4. Все расчеты заносят в таблицу 5.4.

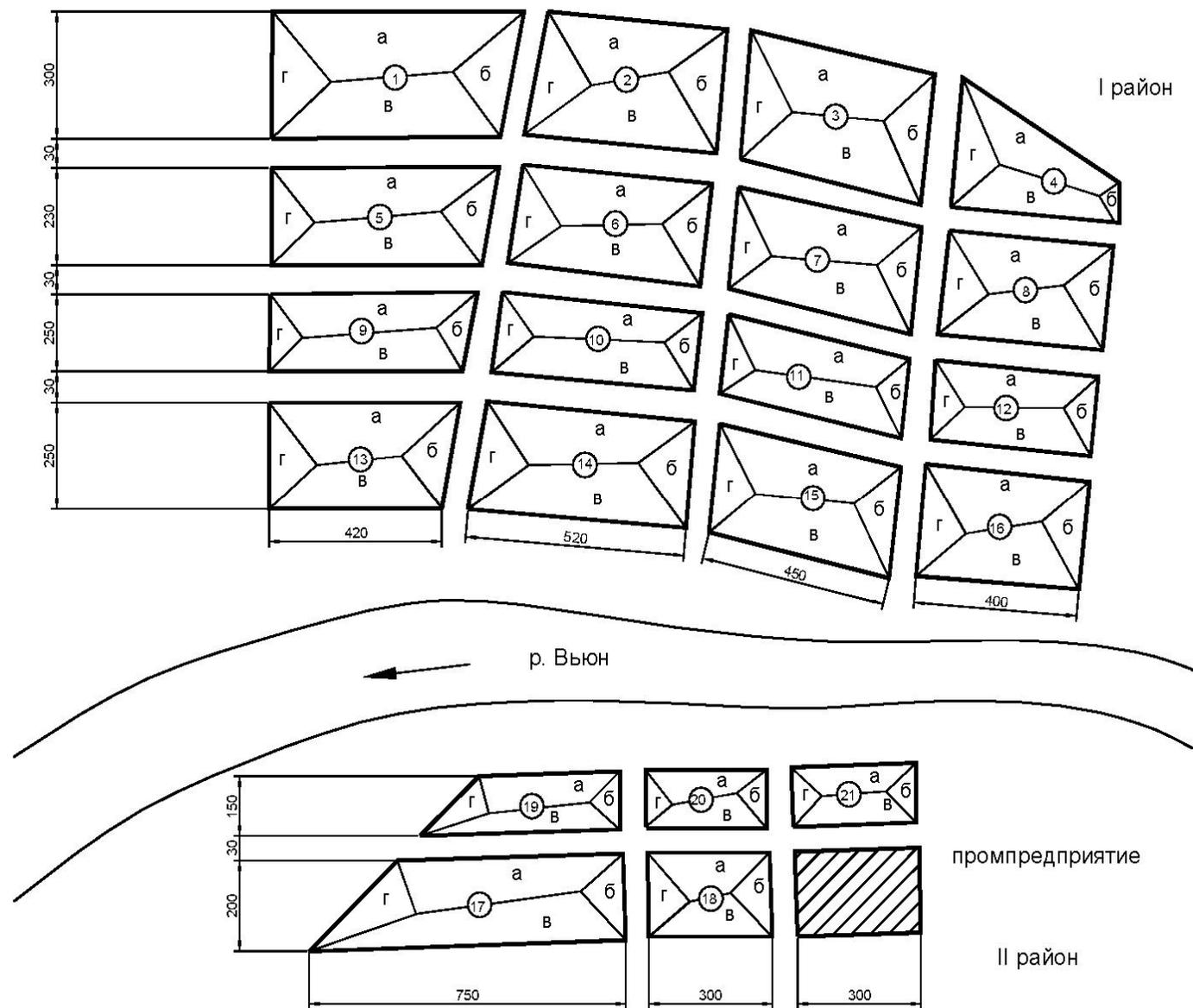


Рисунок 11 – Генплан населенного пункта с разделением на площади стока

Условные обозначения к генплану (рис.11, приложение 8):

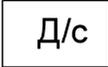
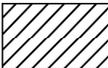
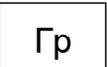
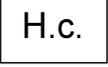
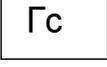
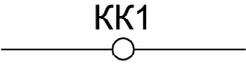
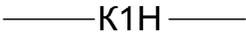
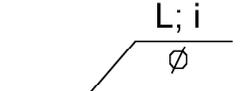
	- школа		- детский сад
	- больница		- промышленное предприятие
	- гараж		- главная канализационная насосная станция
	- баня		- площадка очистных сооружений
	- прачечная		- насосная станция подкачки
	- гостиница		
	КК1		- канализационный колодец хозяйственно-бытовой водоотводящей сети
	К1		- самотечная хозяйственно-бытовая водоотводящая сеть
	К1Н		- напорная хозяйственно-бытовая водоотводящая сеть
	L; i ∅		длина; уклон диаметр

Таблица 5.4 – Определение расчетных расходов по участкам сети

	Шифры площадей стока, № участков			Средние расходы, л/с				Общий коэффициент неравномерности	Расчетные расходы, л/с			
	Путевых	Боковых	Транзитных	Путевые	Боковые	Транзитные	Общие		От жилой застройки	Сосредоточенные		Суммарные
										Боковые	Транзитные	
<i>Главный коллектор</i>												
1-2	4А	-	-	1,55	0,00	0,00	1,55	3	4,66	0,00	0,00	4,66
2-3	4Б	-	1-2	0,12	0,00	1,55	1,67	3	5,01	0,00	0,00	5,01
3-4	4В,8А	-	2-3	2,93	0,00	1,67	4,60	3	13,79	0,00	0,00	13,79
4-5	8Г,7Б	3АБВ,4Г,7А	3-4	1,06	7,43	4,60	13,08	2,04	26,69	0,00	0,29	26,98
5-6	11Б,12Г	8БВ,12А,7В,11А	4-5	0,62	6,32	13,08	20,02	1,90	38,04	0,00	0,29	38,33
6-7	15Б,16Г	12БВ,16А,11В,15А	5-6	1,15	6,35	20,02	27,52	1,85	50,92	0,00	0,29	51,21
7-8	-	-	6-7	0,00	0,00	27,52	27,52	1,85	50,92	0,00	0,29	51,21
8-9	15В	16БВ	7-8	1,77	2,19	27,52	31,48	1,82	57,29	0,00	0,29	57,58
9-10	0.5 14В	3Г,7Г,11Г,15Г,2Б,6Б,10Б,14Б	8-9	1,06	4,60	31,48	37,14	1,79	66,48	0,00	12,01	78,49
10-12	0.5 14В	19-10	9-10	1,06	8,54	37,14	46,74	1,72	80,39	0,00	33,38	113,77
12-13	13В	2АВГ,6АВГ,10АВГ,14АГ,1Б,5Б,9Б,13Б	10-11	1,57	17,92	46,74	66,23	1,67	110,60	0,00	38,06	148,66
13-ГКНС	-	1АВГ,5АВГ,9АВГ,13АГ	11-12	0,00	16,70	66,23	82,93	1,63	135,18	0,00	39,52	174,70
<i>Боковой приток</i>												
14-15	17В	-	-	1,29	0,00	0,00	1,29	3	3,86	2,72	0	6,58
15-16	17Б,18Г	-	14-15	0,56	0,00	1,29	1,85	3	5,54	0,00	2,72	8,26
16-17	19Б,20Г	17АГ,19В	15-16	0,24	2,37	1,85	4,45	3	13,36	0,37	2,72	16,45
17-18	-	19АГ,18АБВ,20АБВ,21АБВГ	16-17	0,00	4,09	4,45	8,54	2,21	18,87	0,00	21,26	40,13
18-19	-	-	17-18	0,00	0,00	8,54	8,54	2,21	18,87	0,00	21,260	40,13

5.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ВОДООТВОДЯЩИХ СЕТЕЙ

Начальная глубина заложения определяется по формуле (18).

В нашем случае для главного коллектора начальная глубина составит:

$$H_0^1 = 0,85 + 0,007 \cdot (85 + 10) + 98,80 - 98,50 + (0,2 - 0,15) = 1,87 \text{ м,}$$

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

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

ΣL – суммарной длиной внутриквартальной сети и соединительной ветки, м, можно задаться или снять это расстояние с генплана;

Δd – разница в диаметрах городской и внутриквартальной сетей, м, определяется с учетом принятого диаметра внутриквартальной сети 150 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:

$$H_0^{14} = 0,85 + 0,007(50 + 10) + 99,74 - 99,43 + (0,2 - 0,15) = 1,63 \text{ м.}$$

При максимальном заглублении самотечной сети устраиваются станции подкачки и определяется начальная глубина заложения в данной точке сети. В нашем случае этой точкой является КК4:

$$H_0^4 = 0,85 + 0,007 \cdot (50 + 10) + 97,80 - 97,65 + (0,3 - 0,15) = 1,57 \text{ м.}$$

5.5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ХОЗЯЙСТВЕННО-БЫТОВОЙ КАНАЛИЗАЦИОННОЙ СЕТИ

Данные гидравлического расчёта сводим в таблицу 5.5.

Примечание:

1 – определение начальной глубины заложения сети в точках КК1, КК4, КК14 см. п. 5.4.;

2 – участки КК1-КК2, КК2-КК3, КК14-КК15 являются безрасчетными: выполнение условия самоочищающей скорости не представляется возможным ввиду малого расхода сточных вод; присоединение последующего участка к безрасчетному осуществляется путем опускания отводящего лотка на величину диаметра безрасчетного участка;

3 – расчетные участки в местах их соединения, а также в местах присоединения боковых притоков выравнены по расчетному уровню воды (для труб одного диаметра) или по уровню шельги (для труб разного диаметра);

4 – расчет дюкера при самотечно-напорном режиме и подсоединение его к самотечным участкам приведено в п.5.6.;

5 – устройство перепадного колодца на участке 9-10 выполнено с учетом присоединения боковой ветки 19-10 (расчетной отметкой является отметка шельги боковой ветки 89,928 м).

По результатам гидравлического расчета хозяйственно-бытовой сети строим продольный профиль главного коллектора (приложение 9) и бокового притока (приложение 10).

Таблица 5.5 – Гидравлический расчет хозяйственно-бытовой канализационной сети

№ участка	Длина, м	Расчетный расход, л/с	Уклон, i	Диаметр, мм	Скорость, м/с	Наполнение		Глубина уклона, м	Отметка, м						Глубина заложения, м	
						h/D	h, м		Поверхности земли		Поверхности воды или <u>щельи</u> ³⁾		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
Главный коллектор																
1-2	430	4,66	0,007	200	0,625	0,287	0,0574	3,01	98,800	98,800	96,987	93,977	96,930	93,920	1,87 ¹⁾	4,88
2-3	150	5,01	0,007	200	0,638	0,299	0,0598	1,05	98,800	98,300	93,780	92,730	93,720 ²⁾	92,670	5,08	5,63
3-4 (Нс1)	380	13,79	0,007	200	0,832	0,52	0,104	2,66	98,300	97,800	92,574	90,010	92,470 ²⁾	89,810	5,83	7,99
4-5	300	26,98	0,0045	300	0,832	0,465	0,1395	1,35	97,800	96,600	96,370	95,020	96,230	94,880	1,57 ¹⁾	1,72
5-6	250	38,33	0,004	300	0,868	0,597	0,179	1,00	96,600	95,900	95,020	94,140	94,840	93,840	1,76	2,06
6-7	310	51,21	0,0035	350	0,891	0,577	0,2019	1,09	95,900	95,100	94,140	92,907	93,790	92,705	2,11	2,39
7-8	40	51,21	0,0035	350	0,891	0,577	0,2019	0,14	95,100	95,000	92,907	92,762	92,700	92,560	2,40	2,44
8-9	500	57,58	0,0035	350	0,914	0,623	0,2180	1,75	95,000	95,050	92,762	91,144	92,544	90,794	2,46	4,26
9-ПК	150	78,49	0,003	400	0,932	0,636	0,2544	0,45	95,050	95,000	91,144	90,549	90,744	90,294	4,31	4,71
ПК-10	80	78,49	0,003	400	0,932	0,636	0,2544	0,24	95,000	94,978	90,022	89,928 ⁵⁾	89,768	89,528	5,23	5,45
10-11	20	113,77	0,0025	500	0,960	0,583	0,2915	0,05	94,978	95,000	89,928 ⁵⁾	89,669	89,428	89,378	5,55	5,62
11-12	320	113,77	0,0025	500	0,960	0,583	0,2915	0,80	95,000	94,900	89,669	89,073	89,373	88,573	5,63	6,33
12-13	460	148,66	0,0025	550	1,023	0,588	0,3234	1,15	94,900	94,800	89,073	87,696	88,523	87,373	6,38	7,43
13-ГКНС	450	174,70	0,0025	550	1,061	0,655	0,3602	1,13	94,800	94,000	87,696	86,571	87,336	86,211	7,46	7,79
Боковой приток																
14-15	780	6,58	0,005	200	0,601	0,377	0,0754	3,90	99,740	98,000	98,185	94,285	98,110	94,210	1,63 ¹⁾	3,79
15-16	250	8,26	0,007	200	0,729	0,389	0,0778	1,75	98,000	97,000	94,088	92,460	94,010 ²⁾	92,260	3,99	4,74
16-17	180	16,45	0,005	250	0,770	0,451	0,1128	0,90	97,000	96,400	92,460	91,560	92,210	91,310	4,79	5,09
17-18	110	40,13	0,0035	300	0,838	0,644	0,1932	0,39	96,400	96,000	91,560	91,068	91,260	90,875	5,14	5,13
18-19	75	40,13	0,0138	200	1,280	Σ Ндюкер: 1,097 ⁴⁾			96,000	94,000	90,975	90,078	90,775	89,878	5,23	4,12
19-10	43	40,13	0,0035	300	0,838	0,644	0,1932	0,15	94,000	94,978	89,971	89,928	89,778	89,628	4,22	5,35

5.6. РАСЧЁТ ДЮКЕРА ПРИ САМОТЕЧНО-НАПОРНОМ РЕЖИМЕ

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.

Дюкер должен пропустить количество сточной жидкости $q=40,13$ л/с. Длина дюкера $l=75$ м и скорость в коллекторе за дюкером $v_0=0,838$ м/с. Дюкер укладывается из чугунных труб. Указанный расход проходит по трубе $d=200$ мм со скоростью движения сточной жидкости $v=1,28$ м/с при единичном сопротивлении $i=0,0138$ (табл. 44 [5]).

Сопротивление по всей длине дюкера:

$$h_L = i \cdot L = 0,0138 \cdot 75 = 1,035 \text{ м.}$$

Сопротивление при входе при скорости в дюкере $v=1,28$ м/с (по табл. 45 [5]):

$$h_1 = 0,04686 \approx 0,047 \text{ м.}$$

Сопротивление при выходе при $v-v_0=1,28-0,838=0,442$ м/с (по табл. 46 [5]):

$$h_2 \approx 0,010 \text{ м.}$$

Сопротивления в закруглениях при четырёх отводах по 10° и при скорости движения сточной жидкости в дюкере $v=1,28$ м/с (по табл. 47 [5]) составит

$$h_3 = 0,00127 \cdot 4 = 0,005 \text{ м.}$$

Полное сопротивление в дюкере:

$$H = h_L + h_1 + h_2 + h_3 = 1,035 + 0,047 + 0,01 + 0,005 = 1,097 \text{ м.}$$

Определение отметок в верхней и в нижней камерах дюкера (см. рис.8) при самотечно-напорном режиме ведётся на основании результатов расчёта самотечных участков до и после дюкера (табл.5.7), а также полного сопротивления в дюкере:

1. Отметка воды в отводящей самотечной трубе в нижней камере дюкера по отношению к отметке воды в подводящей самотечной трубе в верхней камере дюкера ∇Z_B :

$$\nabla Z_1 = 91,068 - 1,097 = 89,971 \text{ м.}$$

2. Отметка лотка отводящей самотечной трубы в нижней камере дюкера:

$$\nabla Z_2 = 89,971 - 0,1932 = 89,778 \text{ м.}$$

3. Отметка шельги подводящей напорной трубы в нижней камере дюкера при выравнивании по шельгам:

$$\nabla Z_3 = 89,778 + 0,3 = 90,078 \text{ м.}$$

4. Отметка лотка подводящей напорной трубы $d=200$ мм в нижней камере дюкера:

$$\nabla Z_4 = 90,078 - 0,2 = 89,878 \text{ м.}$$

5. Отметка лотка отводящей напорной трубы в верхней камере дюкера при конструктивном опускании лотка на 10 см по отношению к отметке лотка $\nabla Z_{л}$ подводящей самотечной ветки:

$$\nabla Z_5 = 90,875 - 0,1 = 90,775 \text{ м.}$$

6. Отметка шельги отводящей напорной трубы $d=200$ мм в верхней камере дюкера:

$$\nabla Z_6 = 90,775 + 0,2 = 90,975 \text{ м.}$$

7. Отметка лотка самотечной трубы в конце участка 19-10:

$$\nabla = 89,778 - 0,15 = 89,628 \text{ м.}$$

8. Отметка шельги самотечной трубы в конце участка 19-10:

$$\nabla = 89,628 + 0,3 = 89,928 \text{ м.}$$

5.7. КОНСТРУИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЯ НА СЕТИ

В данном примере согласно результатам гидравлического расчета требуется рассчитать и сконструировать узловой колодец КК10 с одним присоединением.

Исходные данные

Главный коллектор: диаметр подводящего трубопровода $D_{y(\text{подв})}^{\text{ГК}} = 400$ мм; диаметр отводящего трубопровода $D_{y(\text{отв})}^{\text{ГК}} = 500$ мм; отметка лотка трубы подводящего трубопровода $Z_{л1}^{\text{ГК}} = 89,528$ м; отметка лотка трубы отводящего трубопровода $Z_{л2}^{\text{ГК}} = 89,428$ м.

Боковой приток: диаметр подводящего трубопровода $D_{y(\text{подв})}^{\text{БП}} = 300$ мм; отметка лотка трубы подводящего трубопровода $Z_{л1}^{\text{БП}} = 89,628$ м.

Колодец располагается вне проезжей части, отметка поверхности земли в месте расположения колодца $Z_{г3} = 94,978$ м.

Расчет и конструирование

1. Определяется глубина колодца H , исходя из глубины заложения, по формуле

$$H = Z_{г3} - Z_{л2}, \text{ м}$$

$$H = 94,978 - 89,428 = 5,550 \text{ м, или } 5550 \text{ мм.}$$

Если колодец находится вне проезжей части, то люк располагается на 50 мм выше поверхности земли. Общая глубина колодца тогда составит:

$$H_1 = H + 50 = 5550 + 50 = 5600 \text{ мм.}$$

2. Определяется размер колодца в плане в зависимости от наибольшего диаметра трубопровода (обычно отводящего). Так, диаметры круглых колодцев следует принимать на трубопроводах диаметрами: до 600 мм включительно – 1000 мм; 700 мм – 1250 мм; 800 1000 мм – 1500 мм, 1200 мм – 2000 мм, свыше 1200 мм – 2500 мм. При этом следует учитывать глубину колодца. Если глубина заложения свыше 3 м, то диаметр колодца должен быть не менее 1500 мм для трубопроводов диаметром до 700 мм.

Принимаем диаметр колодца по наибольшему диаметру трубопровода (в нашем случае $D_{y(отв)}^{ГК} = 500 \text{ мм}$). Ввиду того, что глубина колодца более 3 м, не можем запроектировать колодец диаметром 1000 мм, поэтому принимаем диаметр колодца $D_K = 1500 \text{ мм}$.

3. Выбирают плиту днища в зависимости от принятого диаметра колодца. Обычно наружный диаметр плиты днища больше на 500 мм диаметра кольца.

Для колодца $D_K = 1500 \text{ мм}$ принимаем плиту днища наружным диаметром – 2000 мм высотой $h_{ГД} = 120 \text{ мм}$.

4. Принимают глубину лотка h_L в зависимости от диаметра отводящего трубопровода D_y (таблица 5.8).

Таблица 5.6 – Рекомендуемая глубина лотков колодцев

Диаметр трубопровода D_y , мм	Глубина лотка h_L , мм
1	2
150	200
200	300
250	350
300	400
350	450
400	500
450	550
500	600
600	700
700	800
800	950
900	1050
1000	1150
1200	1350

Принимаем глубину лотка колодца в зависимости от диаметра отводящего трубопровода: $D_{y(отв)}^{ГК} = 500 \text{ мм}$; $h_L = 600 \text{ мм}$.

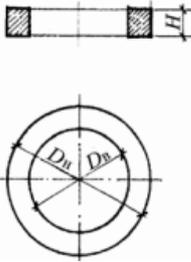
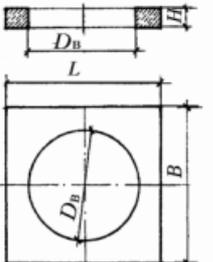
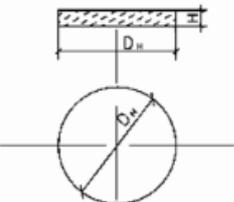
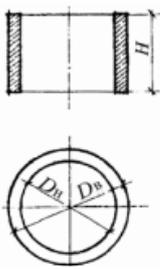
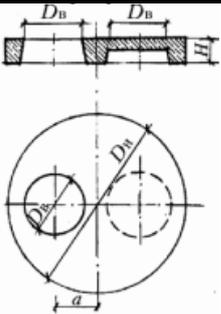
Бетонный набивной лоток является важнейшим технологическим элементом колодца, так как по нему протекает сточная жидкость. Лотки в колодцах объединяют между собой подводящие и отводящие трубы. В поперечном сечении размеры лотков соответствуют размерам трубопроводов по внутреннему диаметру D_y . Ниже горизонтального диаметра лотки выполняют полукруглыми, а выше – с вертикальными стенками.

Лоток набивают непосредственно на плиту днища. Обычный размер лотка по высоте определяется по следующей зависимости:

$$h = h_L + C + 30,$$

где C – толщина стенки трубы, мм.

Таблица 5.7 – Форма и основные размеры конструкций колодцев

Наименование и форма конструкции	Марка конструкции	Размеры, мм			
		Внутренний диаметр колец и лазов D_B	Наружный диаметр, D_H	Высота конструкции H	Расстояние между осями a или $L \times B$
1	2	3	4	5	6
 <p>Опорное кольцо</p>	КО6	580	840	70	-
 <p>Опорная плита</p>	ПО10	1000	-	150	1700×1700
 <p>Плита днища</p>	ПН10 ПН15 ПН20	- - -	1500 2000 2500	100 120 120	- - -
 <p>Стеновое кольцо рабочей камеры или горловины</p>	КС7.3	700	840	290	-
	КС7.9	700	840	890	-
	КС10.3	1000	1160	290	-
	КС10.6	1000	1160	590	-
	КС10.9	1000	1160	890	-
	КС13.9	1250	1410	890	-
	КС15.6	1500	1680	590	-
	КС15.9	1500	1680	890	-
	КС20.6	2000	2200	590	-
	КС20.9	2000	2200	890	-
 <p>Плита перекрытия</p>	ПП10	700	1160	150	150
	ПП13	700	1410	150	275
	1ПП15	700	1680	150	400
	2ПП15	700	1680	150	200
	3ПП15	1000	1680	150	240;250
	1ПП20	700	2200	160	200
	2ПП20	1000	2200	160	500
	3ПП20	700	2200	160	650
	1ПП25	700	2700	180	200
	2ПП25	700	2700	180	900

5. Принимают высоту рабочей части колодца. Высоту рабочей части (от верха лотка, с учетом одного растворного слоя, до плиты перекрытия), как правило, необходимо принимать 1800 мм, допускается также ее уменьшать или увеличивать, если это обосновывается расчетами. Используя справочные рекомендации, принимают следующие размеры рабочей части колодцев H_p : 900, 1200, 1500, 1800, 2100 мм. Диаметры колец для рабочей части колодца соответствуют диаметру колодца D_k : 1000, 1500, 2000, 2500 мм.

Принимаем высоту рабочей части $H_p = 1800$ мм. Рабочую часть набираем с помощью двух колец диаметром 1500 мм и высотой 890 мм каждое.

6. Принимают плиту перекрытия и набирают необходимые элементы горловины колодца. Обычно наружный диаметр плиты перекрытия равен наружному диаметру колец рабочей части. Горловину колодцев следует принимать диаметром 700 мм. Ее размер по высоте зависит от общей глубины колодца. Иногда высота горловины настолько мала, что набирается с помощью кирпичной кладки. Расчет горловины ведется от плиты перекрытия (включительно) до верха люка:

$$h_f = H_l - (H_p + h_{пл} + h_{р.с}),$$

где $h_{р.с}$ – общая высота растворного слоя между конструкциями, мм.

Определяем высоту горловины:

$$h_f = 5600 - (2 \cdot 890 + 600 + 3 \cdot 10) = 5600 - 2410 = 3190 \text{ мм.}$$

Производим набор элементов горловины. Горловина состоит из плиты перекрытия, размер которой определяем, учитывая размер колец рабочей части (высота плиты $h_{пл} = 150$ мм); стеновых колец с внутренним диаметром 700 мм; опорного кольца (высотой $h_{ко} = 70$ мм); люка высотой $h_{люк} = 100$ мм.

Размер колец горловины вычисляется по формуле:

$$h' = h_f - (h_{пл} + h_{ко} + h_{люк} + h_{р.с}), \text{ мм;}$$

$$h' = 3190 - (150 + 70 + 100 + 2 \cdot 10) = 3190 - 340 = 2850 \text{ мм.}$$

Принимаем 3 стеновых кольца горловины, высота каждого – 890 мм. С учетом растворного слоя 3×10 мм рассчитываем остаток:

$$2850 - 3 \cdot 890 - 3 \cdot 10 = 150 \text{ мм.}$$

Если по расчету невозможно горловину колодца набрать с помощью только типовых конструкций, то между опорным кольцом и люком делается кирпичная кладка от 1 до 3 рядов (размеры кирпичей $250 \times 125 \times 65$ мм).

Недостающую высоту 150 мм набираем с помощью кирпичной кладки в два ряда по 65 мм: $65 \cdot 2 + 2 \cdot 10 = 150$ мм.

7. Производим конструирование колодца по высоте (поверочный расчет, мм).

Таблица 5.10 – Конструирование колодца по высоте, мм

H _{общ} =5910	H ₁ =5600	h _г = 3190	Люк	100
			Растворный слой	10
			Ряд кирпичной кладки	65
			Растворный слой	10
			Ряд кирпичной кладки	65
			Растворный слой	10
			Кольцо опорное КО6	70
			Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС7.9	890
			Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС7.9	890
			Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС7.9	890
			Растворный слой	10
			Плита перекрытия 1ПП15	150
		H _р = 1800	Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС15.9	890
			Растворный слой	10
			Кольцо стеновое КС15.9	890
		h _{лт} = 610	Растворный слой	10
			Лоток	600
			Итого	5600
			Толщина стенки трубы +30 мм	90
			Плита днища ПН15	120
			Песчаная подготовка	100

Итого с основанием: 5910 мм

По результатам расчета и конструирования на рисунке 12 выполнен план и разрез узлового колодца.

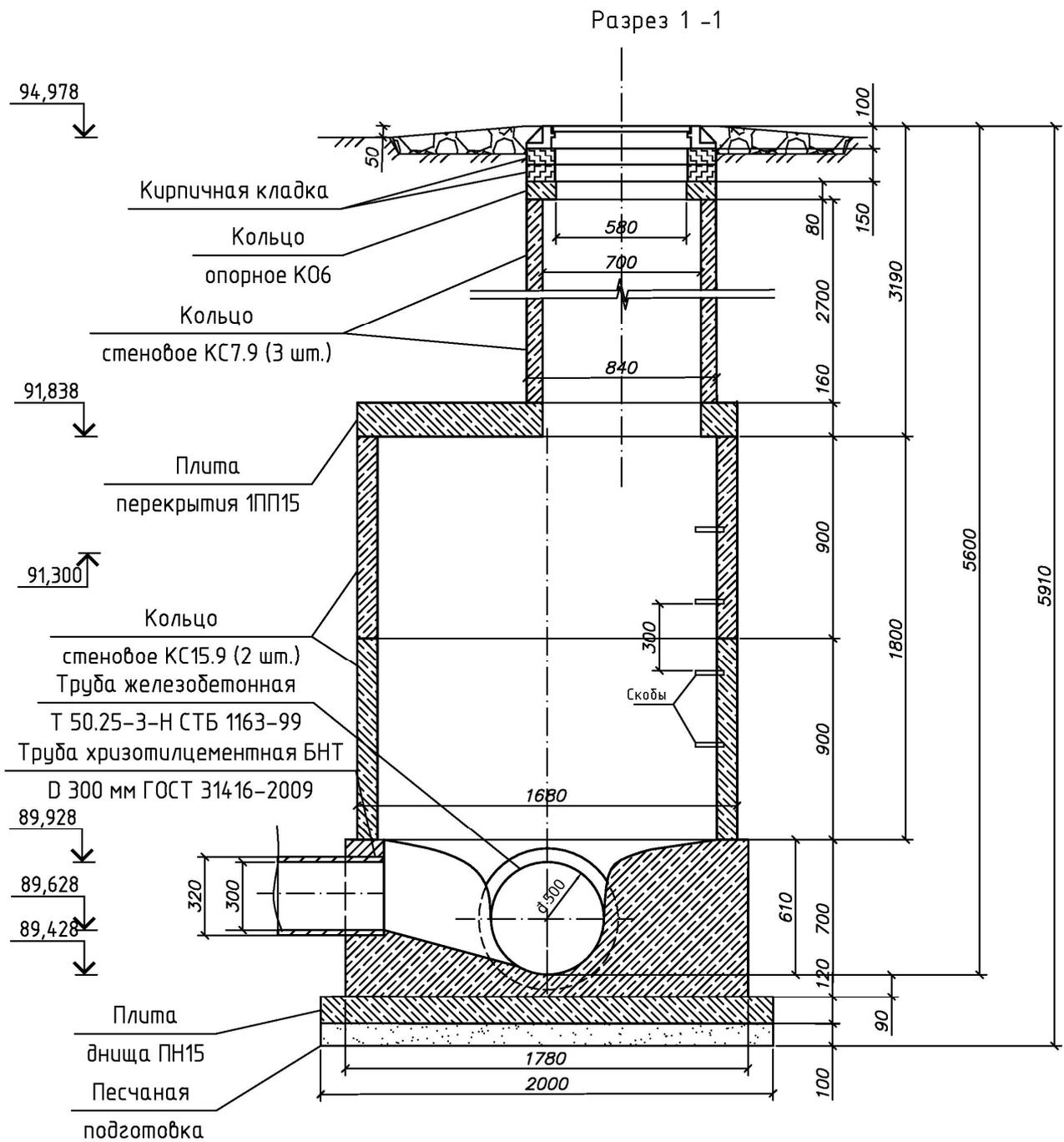


Рисунок 12.1 – Разрез узлового колодца КК10

План на отметке 91,300 м

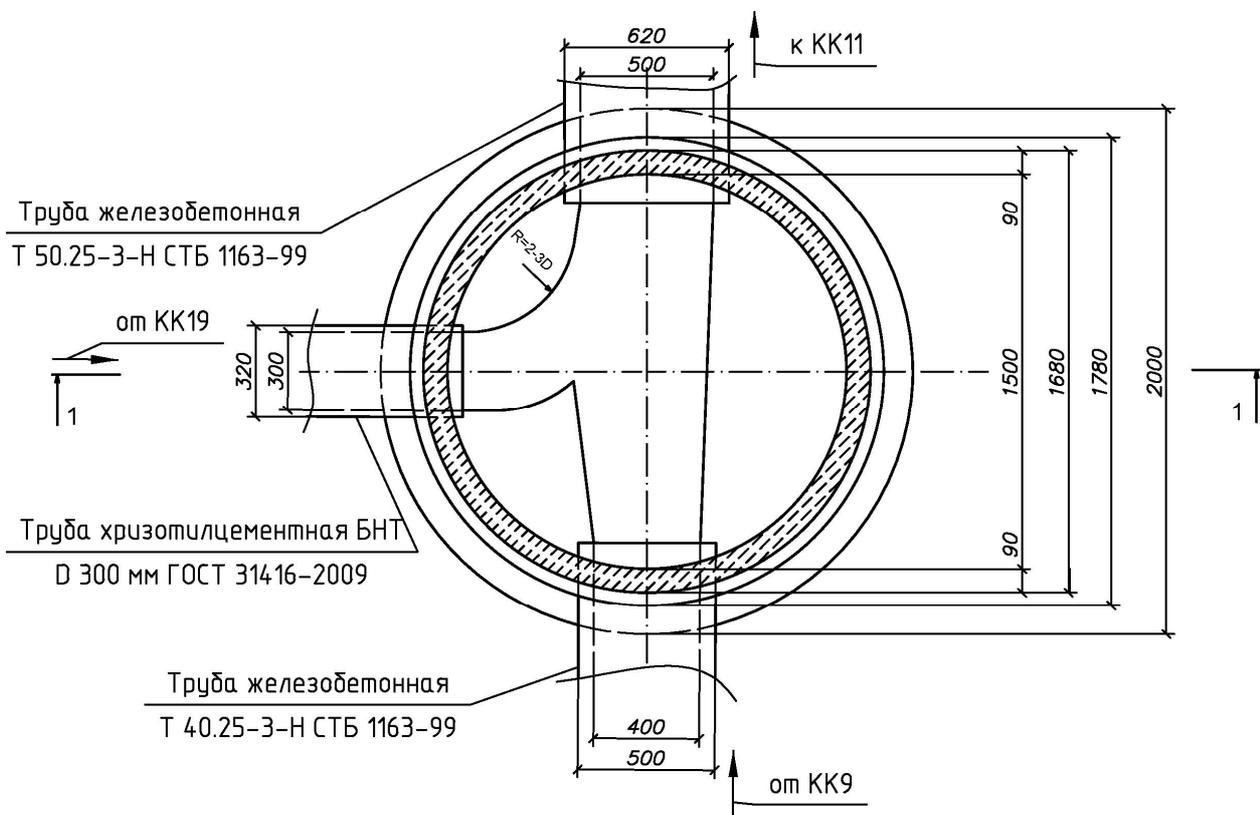


Рисунок 12.2 – План узлового колодца КК10

6. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ЛИВНЕВОЙ СЕТИ ДЛЯ ОДНОГО БАСЕЙНА СТОКА

Исходные данные для проектирования:

Проектируемый объект расположен в Брестской области, г.Ивацевичи. Бассейн канализования приведен на рисунке 13. Характеристика поверхностей микрорайона бассейна стока по роду покрова приведена в табл.6.1.

Таблица 6.1 – Характеристика поверхностей микрорайона бассейна стока

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 трубопроводов ливневой сети (с учетом проездов). 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 рисунке 14.

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 коэффициентов Z , характеризующих поверхность и принимаемых по табл. 9 и 10 [1] (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 приложению 6; при благоприятных условиях расположения коллекторов – $P=1$.

Параметр n , зависящий от географического местонахождения города, определяем по приложениям 5, 8; $n=0,71$

Среднее количество дождей за год m_r , принимаем по приложению 5; $m_r=150$.

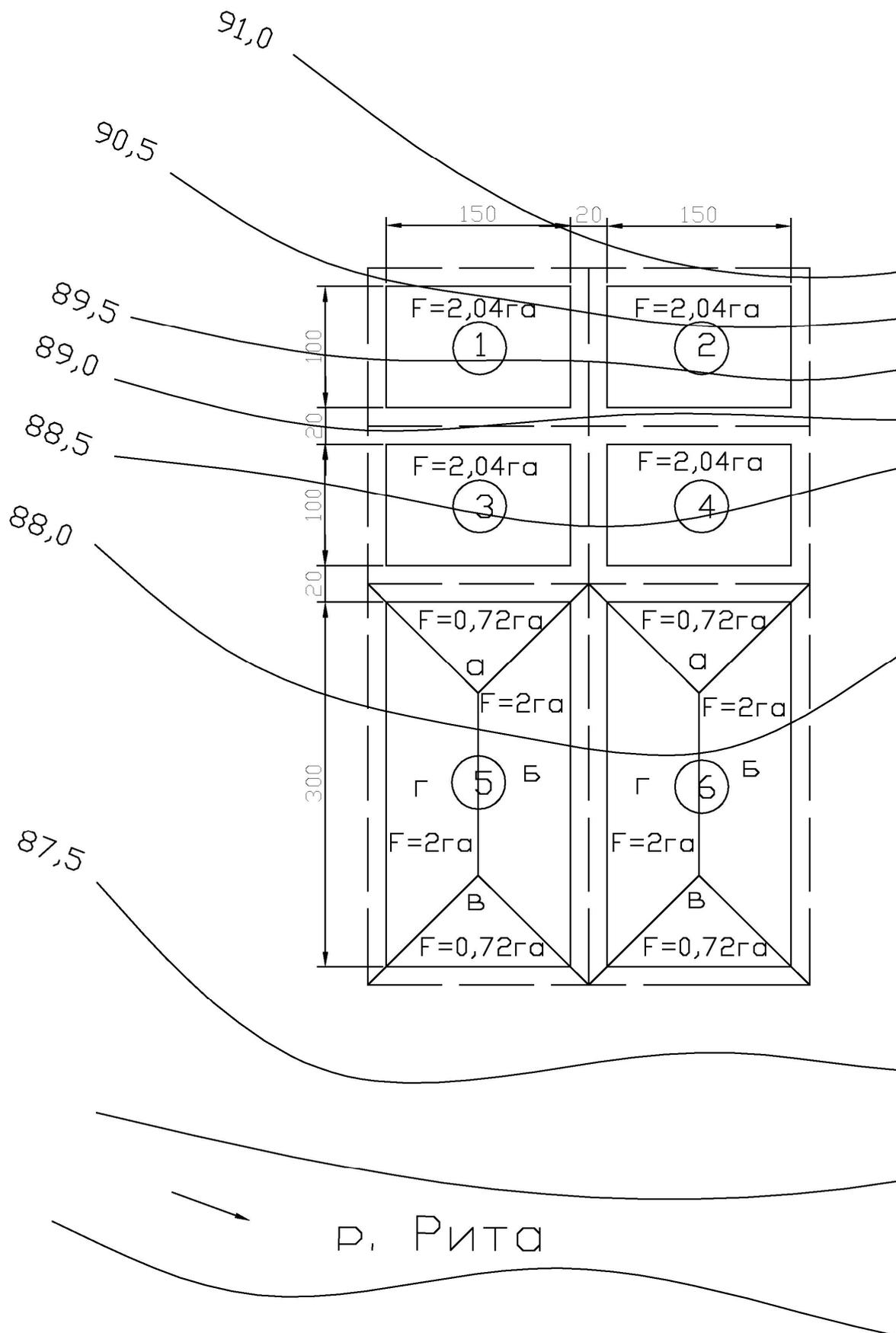


Рисунок 13 – Бассейн канализования ливневой сети

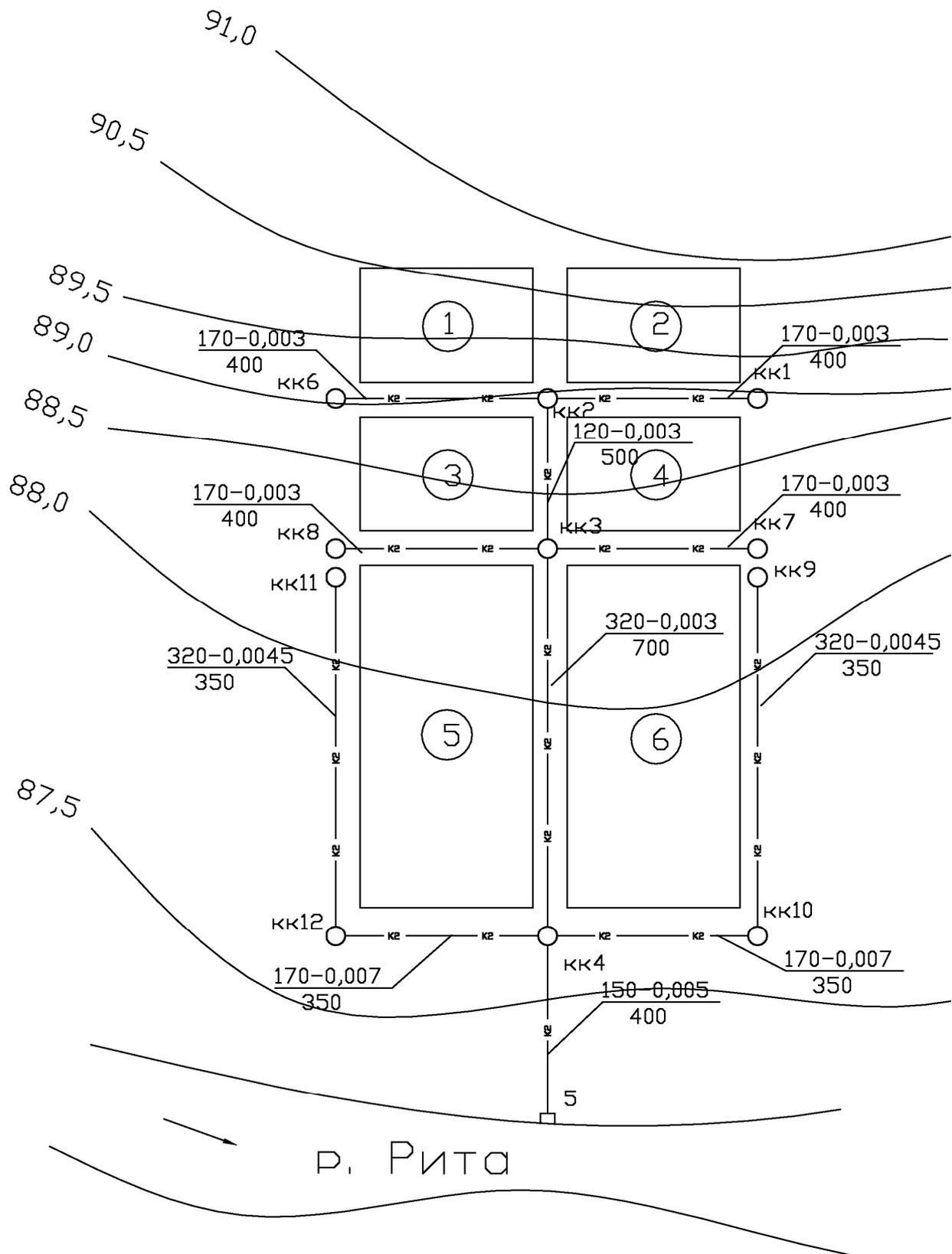


Рисунок 14 – Трассировка ливневой сети с результатами гидравлического расчета

Интенсивность дождя q_{20} продолжительностью 20 мин определяется по табл.А1[1], (см. приложение 5); $q_{20}=95$ л/с га.

Параметр А определяем по формуле (20):

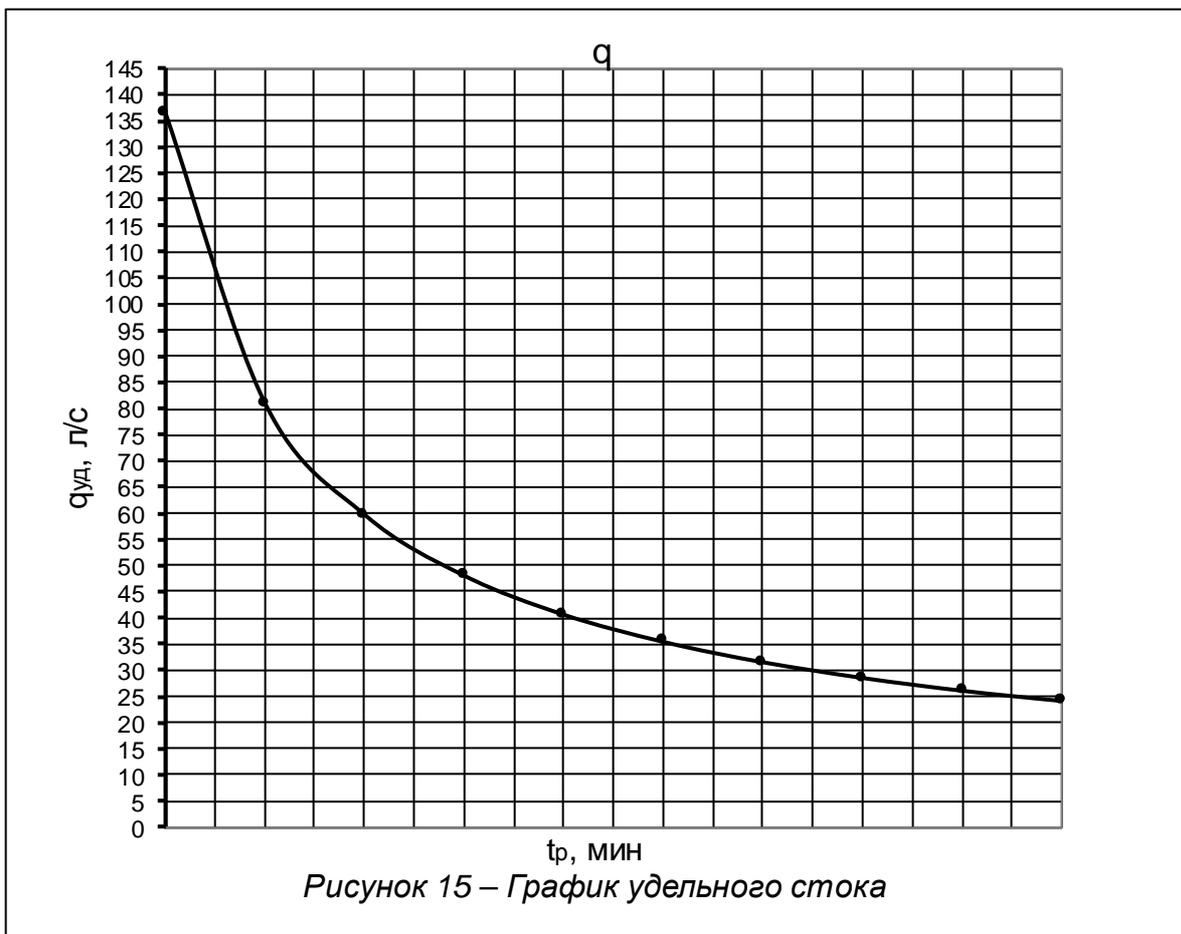
$$A = 95 \cdot 20^{0,71} \cdot \left(1 + \frac{\lg 1}{\lg 150}\right)^{1,54} = 797$$

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 (19) 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 рисунке 15.



Расчётный расход дождевых вод для гидравлического расчета дождевых сетей определяем по формуле (25), зная значение площади стока F для любого участка дождевой сети и время протока по этому участку, t_p , принимая коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости сети в момент возникновения напорного режима $\beta=0,65$ (приложение 7 пособия).

Площади стока составляют (рисунок 13): для кварталов 1-4 – 2,04 га, для частей кварталов 5а, 5в, 6а, 6в – 0,72 га, 5б, 5г, 6б, 6г – 2 га.

6.3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ЛИВНЕВОЙ СЕТИ И ПОСТРОЕНИЕ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

Расчёт ливневой сети производим методом последовательных приближений. Задаемся скоростью пробега воды в трубе, затем определяем t_p , находим $q_{уд}$ и вычисляем расход. По расходу подбираем диаметр и уклон трубопровода (в соответствии с [1] 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 $0,7\text{м} + D_{тр}$; 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. приложение 11).

Таблица 6.2 – Гидравлический расчет ливневой сети

№ участка	длина участка L, м	площадь стока			скорость, м/с	время пробега по участку t _{пр} , мин	время пробега от начала t _{пр} , мин	расходы			диаметр d, мм	уклон i	падение уклона, м	пропускная способность, л/с	погрешность, %	отметки, м						глубина заложения, м		
		собственная	вышедшая	расчетная				Q _{уд} , л/с га	Q _{уд} ·F, л/с га	Q _{сб} , л/с га						поверхности земли		поверхности шельги		поверхности лотка		в начале	в конце	средняя
																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	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	85,600	85,265	84,800	84,270	2,610	2,730	2,70

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	Рыбконсервный 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 6.1 [1]

Общий коэффициент неравномерности притока сточных вод	Средний секундный 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 максимальный коэффициент общей неравномерности притока сточных вод принимают равным 3.
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, %.

Коэфф.	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	2
Часы смен									
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 сети бытовой канализации

Диаметр условного прохода, мм	Наибольшее наполнение	Наименьшие	
		скорость, м/с	уклон
До 200	0,60	0,70	0,0046
300	0,70	0,80	0,0033
400	0,70	0,80	0,0021
500	0,75	0,90	0,0020
600	0,75	1,00	0,0019
800	0,75	1,00	0,0013
1000	0,80	1,15	0,0013
1200	0,80	1,15	0,0010
1400	0,80	1,3	0,0010
2000 и более	0,80	1,5	0,0009

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 следует принимать как для бытовых сточных вод.
3. Для дождевой канализации наибольшие скорости движения поверхностных сточных вод следует принимать в соответствии с [1].

Приложение 4. Значение коэффициента стока Z_{mid} и параметра А

Таблица В1 [1]

Поверхность	Коэффициент Z
Кровля зданий и сооружений, асфальтобетонные покрытия дорог	Принимается по табл. В2 [6]
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 В2 [1]

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: параметры q_{20} , n , m_r

Фрагмент таблицы А.1 [1]

Значение параметра q_{20}

Брестская область		Гомельская область		Минская область	
Брест	93	Ветка	96	Воложин	106
Барановичи	104	Гомель	96	Дзержинск	102
Береза	98	Добруш	96	Клецк	105
Ганцевичи	103	Ельск	93	Копыль	105
Дрогичин	95	Житковичи	99	Крупки	105
Жабинка	94	Жлобин	99	Логойск	105
Иваново	94	Калинковичи	99	Любань	100
Ивацевичи	100	Корма	98	Молодечно	100
Каменец	92	Лельчицы	94	Мядель	104
Кобрин	94	Лоев	89	Несвиж	105
Лунинец	96	Мозырь	100	Пуховичи	98
Ляховичи	102	Наровля	95	Слуцк	94
Малорита	92	Октябрьский	104	Смолевичи	103
Пинск	95	Петриков	99	Солегорск	96
Пружаны	98	Речица	103	Старые Дороги	95
Столин	95	Рогачев	99	Столбцы	102
Витебская область		Светлогорск	97	Узда	102
Бешенковичи	102	Хойники	90	Червень	102
Браслав	96	Чечерск	102	Минск	103
Верхнедвинск	97	Гродненская область		Могилевская область	
Витебск	102	Гродно	90	Могилев	101
Глубокое	102	Дятлово	110	Бельничичи	102
Городок	102	Берестовица	100	Бобруйск	98
Докшицы	104	Волковыск	98	Быхов	100
Добровно	103	Вороново	101	Глуск	100
Лепель	104	Зельва	99	Горки	102
Лиозно	101	Ивье	104	Дрибин	101
Миоры	97	Кореличи	105	Кировск	95
Орша	103	Лида	100	Климовичи	98
Полоцк	101	Мосты	102	Кличев	100
Поставы	104	Новогрудок	114	Костюковичи	97
Россоны	96	Островец	105	Краснополье	96
Сенно	100	Ошмяны	103	Кричев	97
Толочин	105	Свислочь	99	Круглое	105
Ушачи	103	Слоним	105	Мстиславль	103
Чашники	102	Сморгонь	105	Осиповичи	100
Шарковщина	96	Щучин	99	Славгород	96
Шумилино	102	Минская область		Хотимск	97
Гомельская область		Березино	103	Чаусы	95
Брагин	87	Борисов	104	Чериков	96
Буда-Кошелево	100	Вилейка	102	Шклов	104

Фрагмент таблицы А.2 [1]

Значение параметра n

Населенный пункт	n
Жлобин, Полоцк	0,60
Волковыск	0,63
Бобруйск, Наровля, Старые Дороги, высокое	0,64
Брест, Лельчицы, Гродно, Слуцк, Брагин	0,65
Радошковичи, Пинск	0,66
Славгород, Шарковщина, Лида, Пружаны	0,67
Костюковичи, Речица, Житковичи, Гомель	0,68
Мозырь, Сенно, Витебск, Верхнедвинск, Ивацевичи, Марына Горка	0,69
Червень, Молодечно	0,70
Могилев, Березино, Чечерск, Езерище, Ганцевичи	0,71
Минск, Борисов, Барановичи, Горки, Славное, Орша, Лепель	0,72
Новогрудок, Лынтупы	0,74

Фрагмент таблицы А.3 [1]

Значение параметра m_r

Населенный пункт	m_r
Лельчицы, Тартак	83
Мозырь	85
Болин	90
Луцицы, Андреевка	97
Брест	101
Славгород, Бирчуки	103
Сенно	104
Бобруйск	108
Минск	109
Борисов	112
Свислочь, Волковыск	120
Негорелов, Калинковичи	121
Барановичи, Березки	129
Бенякони	134
Березино, Молодечно, Радошковичи	135
Дерновичи, Наровля	140
Жерновка	144
Витебск	147
Червень	148
Мокраны, Малорита, Борисовщина	149
Новогрудок	152
Могилев	154
Чериков	155
Горки	156
Новое Королево	159
Рассоны	163
Шарковщина, Казяны	164
Слоним	165
Старая Березина, Марыно, Морочь, Пинск	166
Надземан, Ерши	178
Кузьмичи	179
Верхнедвинск	184
Костюковичи, Ново-Бережное, Горынь	185
Загатье, Смоляны, Славное	187
Лида	188
Сухари, Путьки	189
Гродно	191

Пружаны	192
Притыка, Солоное	194
Турск, Журавичи, Петриков	197
Орша	198
Б. Литвиновичи	199
Ивацевичи, Жлобин	200
Речица	204
Марьино Горка, Ганусовщина	207
Лепель	208
Чечерск, Кошелево	209
Житковичи	212
Гомель	213
Горки, Слуцк	217
Лускинополь	222
Василевичи	225
Полоцк	226
Мотоль, Дрогичин	238

Приложение 6. Значения периода однократного превышения расчетной интенсивности дождя P

Таблица Б1 [1]

Условия расположения коллектора		Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P , годы, для населенных пунктов при значениях q_{20}
На проездах местного значения	На магистральных улицах	88–114
Благоприятные и средние	Благоприятные	0,5–1
Неблагоприятные	Средние	1–2
Особо неблагоприятные	Неблагоприятные	3–5
—	Особо неблагоприятные	5–10

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 св. 150 га имеет плоский рельеф с уклоном 0,005 и менее; коллектор проходит в нижней части склона по тальвегу с уклоном склонов 0,02 и менее, при этом площадь 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 св. 0,02.

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

Таблица Б2 [1]

Результат кратковременного переполнения сети	Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P , годы, для территории промышленных предприятий при значениях q_{20}	
	Св. 88 до 100	Св. 100
Технологические процессы предприятия не нарушаются	0,5–1	1–2
нарушаются	1–2	2–5
<i>Примечание</i> — Для предприятий, расположенных в замкнутой котловине, период однократного превышения расчетной интенсивности дождя следует определять расчетом или принимать равным не менее чем 5 годам.		

Таблица Б3 [1]

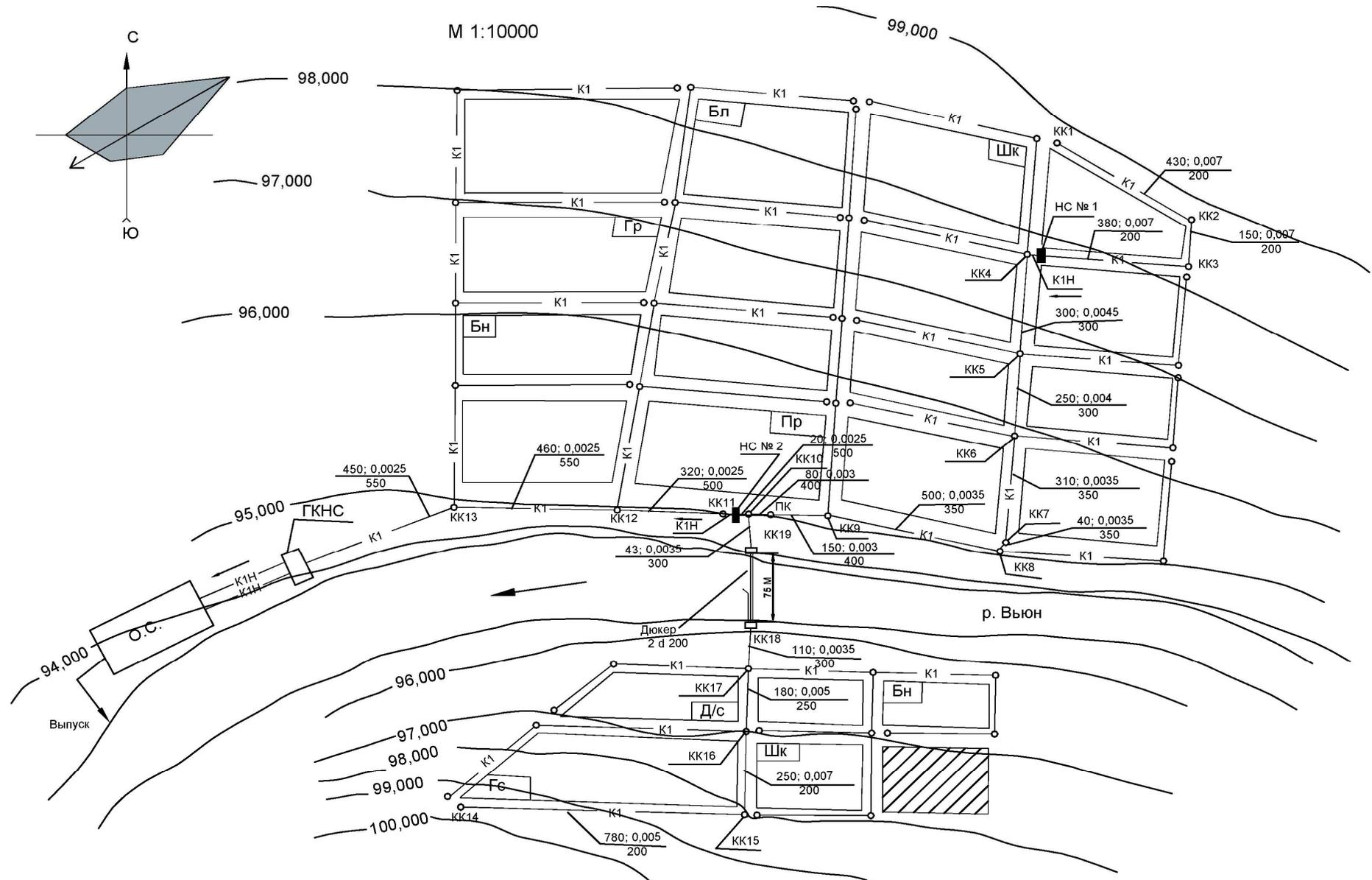
Характер бассейна, обслуживаемого коллектором	Значение предельного периода превышения интенсивности дождя P , годы, в зависимости от условий расположения коллектора			
	Благоприятных	Средних	Неблагоприятных	Особо неблагоприятных
Территории кварталов и проезды местного значения	10	10	25	50
Магистральные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

Приложение 7. Значение коэффициента β

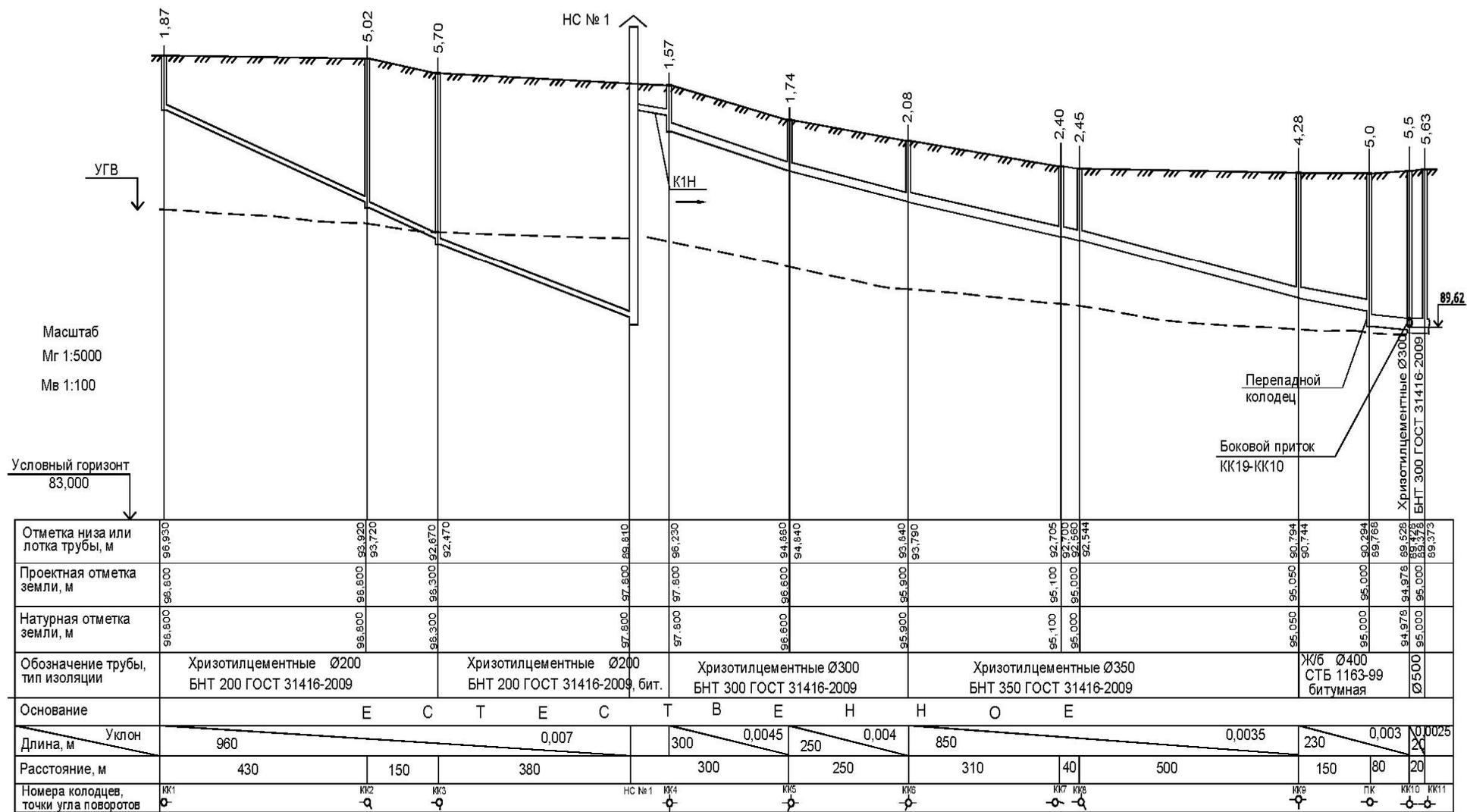
Таблица 8.2 [1]

Показатель степени n	Значение коэффициента β
До 0,6 включ.	0,70
Св. 0,6	0,65
<i>Примечания</i> 1 При уклонах местности 0,01–0,03 указанные значения коэффициента β следует увеличивать от 10 % до 15 % и при уклонах местности св. 0,03 — принимать равными единице. 2 Если общее число участков на коллекторе дождевой канализации или на притоке менее 10, то значение β при любых значениях уклона допускается уменьшать на 10 % при числе участков от 4 до 10, и на 15 % — при числе участков менее 4.	

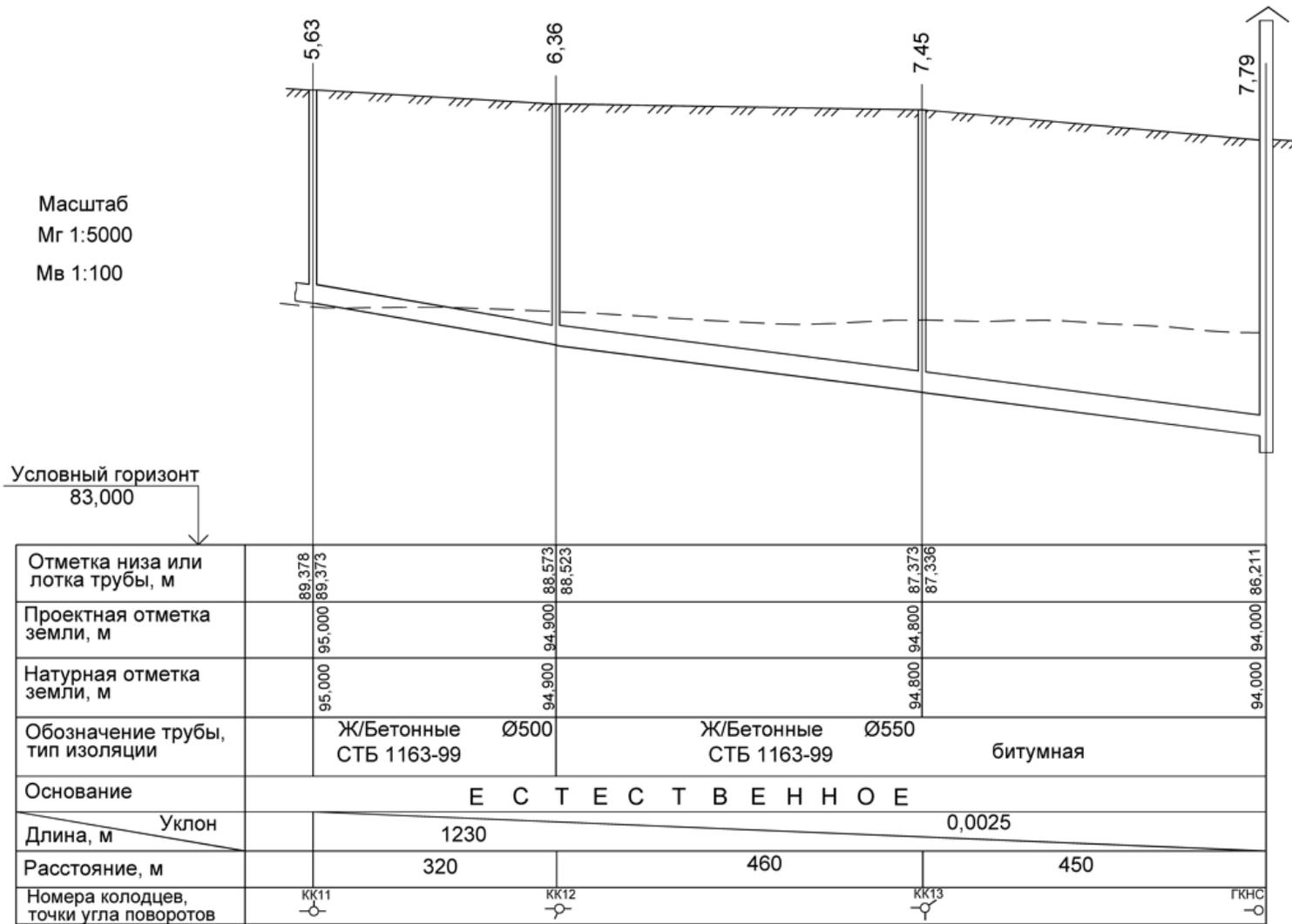
Приложение 8. Генплан населенного пункта с трассировкой сети и результатами гидравлического расчета



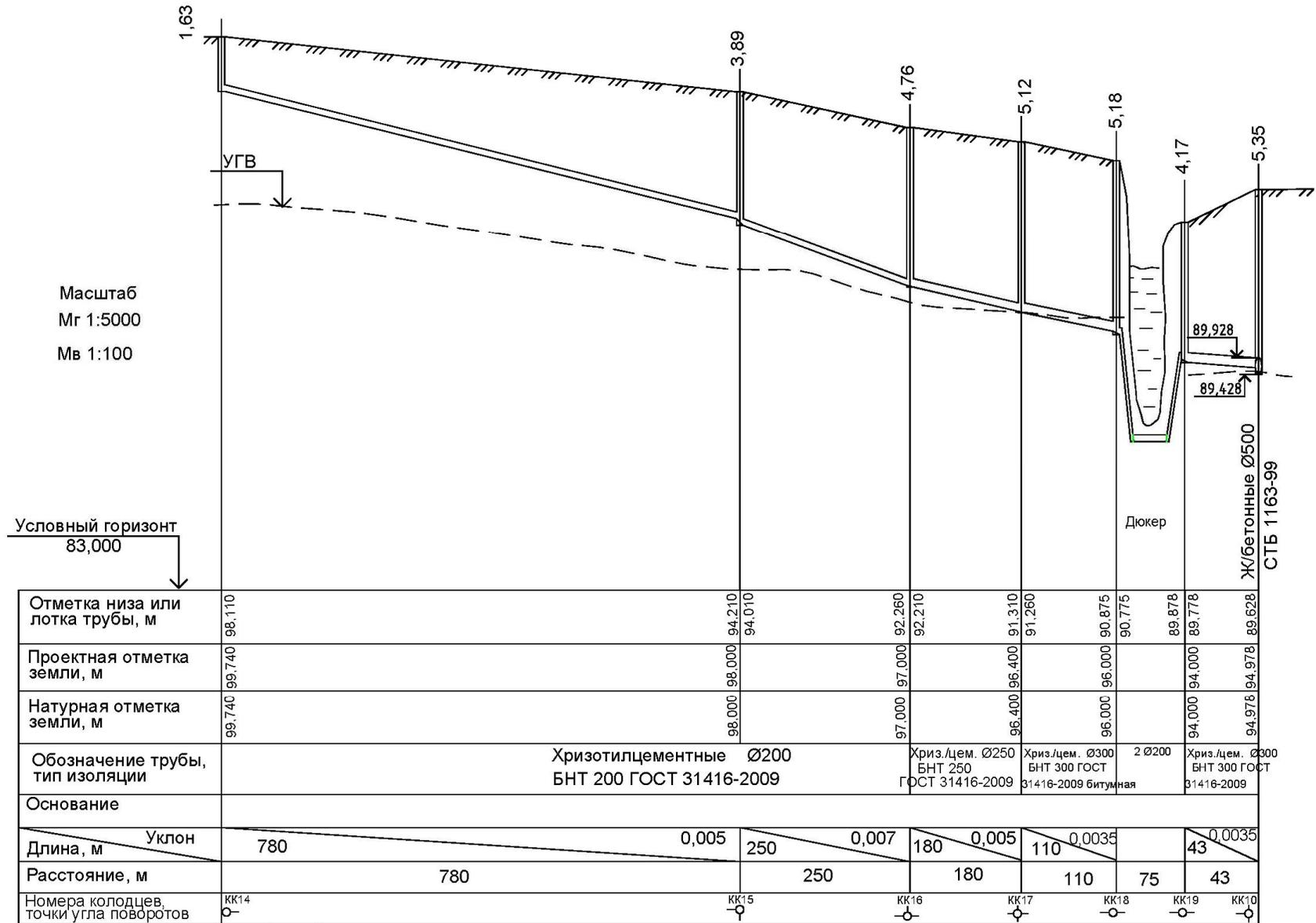
Приложение 9. Продольный профиль главного коллектора К1



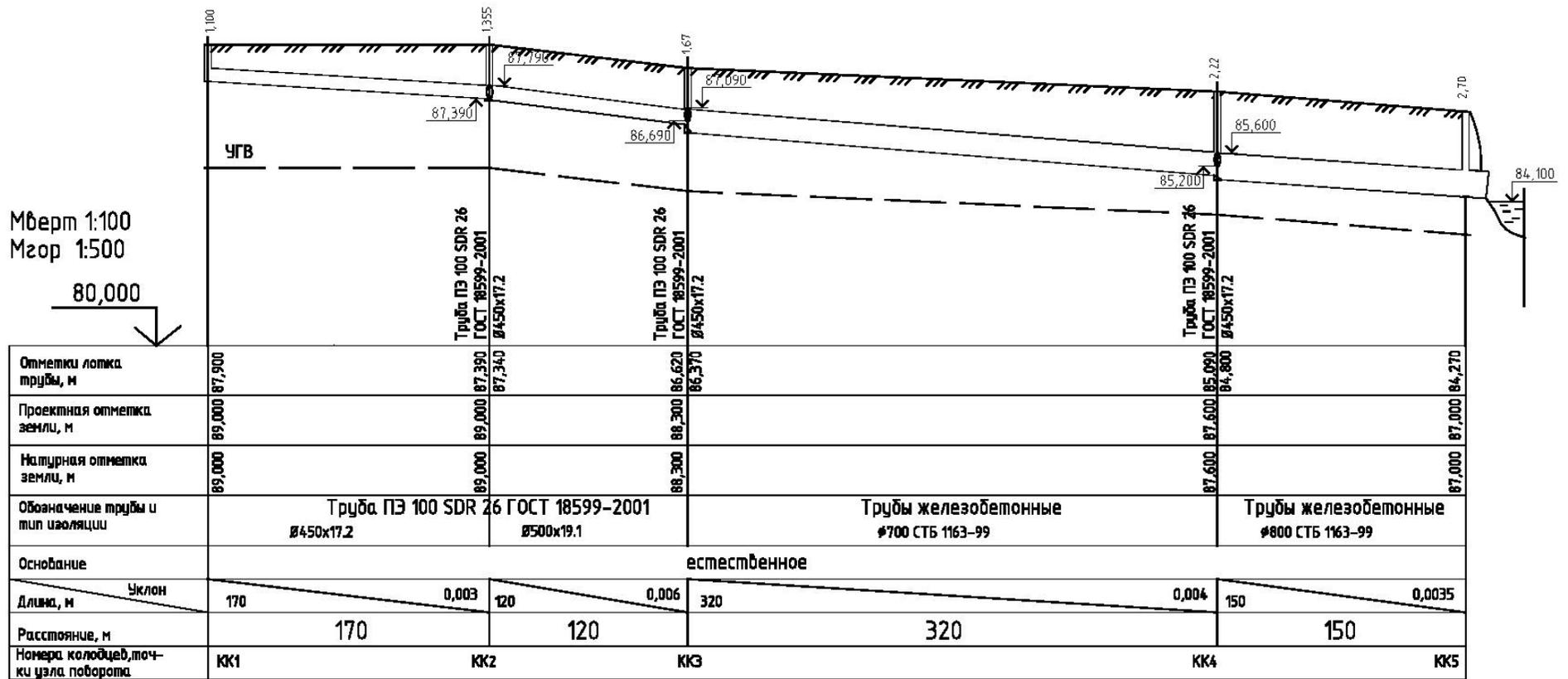
Продолжение продольного профиля главного коллектора К1



Приложение 10. Продольный профиль бокового притока К1



Приложение 11. Продольный профиль главного коллектора ливневой сети К2



СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ТКП 45-4.01-321-2018 КАНАЛИЗАЦИЯ. НАРУЖНЫЕ СЕТИ И СООРУЖЕНИЯ: Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства РБ. – Минск, 2018.
2. ТКП 45-4.01-320-2018 ВОДОСНАБЖЕНИЕ. НАРУЖНЫЕ СЕТИ И СООРУЖЕНИЯ: Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства РБ. – Минск, 2018.
3. ТКП 45-4.01-319-2018 СИСТЕМЫ ВНУТРЕННЕГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ И КАНАЛИЗАЦИИ ЗДАНИЙ: Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства РБ. – Минск, 2018.
4. Водный кодекс Республики Беларусь от 30 апреля 2014г. №149-З.
5. Лукиных, А.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров / А.А. Лукиных, М.А. Лукиных. – М.: Стройиздат, 1987, 160 с.
6. Правила пользования централизованными системами водоснабжения, водоотведения (канализации) в населенных пунктах: утверждены постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 30 сентября 2016 г. № 788.
7. Справочник строителя. Монтаж систем внешнего водоснабжения и канализации / Под ред. А.К. Перешивкина. – М.: Стройиздат, 1988 – 654 с.
8. Москвитин, А.С. Справочник монтажника. Оборудование водопроводно-канализационных сооружений. – М.: Стройиздат, 1979 – 430 с.
9. Типовые проектные решения. 902-09-22.84. Колодцы канализационные. Альбом I-VI.
10. Яковлев, С.В. Водоотведение и очистка сточных вод / С.В. Яковлев [и др.]. – М.: Стройиздат, 1996. – 591 с.

Учебное издание

Составители:

*Сторожук Наталья Юрьевна
Андреюк Светлана Васильевна*

ВОДООТВОДЯЩАЯ СЕТЬ ГОРОДА

пособие к выполнению курсового проекта по дисциплине
«Сети водоотведения»
для студентов специальности
1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение
и охрана водных ресурсов»

Ответственный за выпуск: Андреюк С.В.
Редактор: Боровикова Е.А.
Компьютерная вёрстка: Соколюк А.П.
Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано в печать 28.11.2018 г. Формат 60x84 ¹/₁₆. Бумага «Performer».
Гарнитура «Arial». Усл. печ. л. 4,65. Уч. изд. л. 5,0. Заказ № 1417. Тираж экз.
Отпечатано на ризографе учреждения образования «Брестский государственный
технический университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.