

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
КАФЕДРА АРХИТЕКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Методические указания

для выполнения раздела дипломного проекта

«Вертикальная планировка»

по дисциплине «Инженерная подготовка»

для студентов специальности 1-70 02 01

«Промышленное и гражданское строительство»

специализации 1-70 02 01 05

«Проектирование зданий и сооружений»

УДК 721.05 (07)

Методические указания содержат необходимые данные для проектирования дождеприёмной сети города. Приведены теоретические обоснования и методика расчета ливневой сети.

Методические указания предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» специализации 1-70 02 01 05 «Проектирование зданий и сооружений» дневной формы обучения при разработке раздела дипломного проекта и курсовой работы.

Составитель: Т.В. Гуторова, доцент, к.т.н.

Рецензент: филиал РУП «Институт БелНИИС» научно-технический центр,
г. Брест, гл. архитектор проекта А.В. Найчук

ОБЩАЯ ЧАСТЬ

Проект "Дождевая канализация города" выполняется студентами 5 курса специализации "Инженерная подготовка". Цель проекта – закрепить теоретические положения и приобрести практические навыки проектирования сети дождевой канализации города.

Проектирование ведется на основе ранее выполненного проекта вертикальной планировки жилой группы.

Дождевые, ливневые и талые воды образуют поверхностный сток. Поверхностные воды стекают в открытые водоемы, естественные логи, природные тальвеги. На своем пути они затапливают пониженные бессточные места, образуя заболоченности и болота. Кроме того, поверхностный сток способствует развитию процессов эрозии почв и горных пород, оврагообразованию, активизации действия оползней, повышению уровня подземных вод и другим физико-геологическим процессам. Избыточное увлажнение понижает несущую способность грунтов, что усложняет условия строительства зданий и сооружений. В городах поверхностный сток, если не приняты соответствующие меры, приводит к затоплению низких мест, подтоплению подвальных помещений, затоплению городских улиц и нарушению городского движения пешеходов и транспорта.

1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЛИВНЕОТВОДЯЩЕЙ СЕТИ НА ТЕРРИТОРИИ ГОРОДА

1.1. Поверхностный сток

Отвод поверхностных вод является одним из основных элементов инженерного благоустройства территории города. Правильно и рационально запроектированная система отвода поверхностных вод создает благоприятные условия для строительства и эксплуатации всех видов городских сооружений.

Водоотводная система в комплексе мероприятий инженерной подготовки проектируется в сочетании с вертикальной планировкой, которая решает следующие задачи: обеспечение концентрации стока к водоотводной сети; планировки улиц, тротуаров и кварталов в соответствии с требованиями удобства и безопасности движения транспорта и пешеходов.

Водоотводная система в городах предназначена для отвода поверхностных вод; приема и удаления производственных вод от полива и мытья улиц; отвода поверхностных вод из систем внутренних водостоков зданий и т.д.

На застроенной территории поверхностный сток образуется на той части поверхности, которая не обладает впитывающей способностью – дорожные и тротуарные покрытия, застройка. Разработка генеральной схемы водостоков ведется с учетом рельефа и генплана застройки города.

1.2. Проектирование ливнеотводящей сети на территории города, района и микрорайона

Физические параметры дождя

Атмосферные осадки выпадают на землю неравномерно в виде дождя и снега. Снег тает медленно, поэтому при расчете расходы, обычно, определяются размерами дождевого стока.

Дожди характеризуются продолжительностью, интенсивностью и вероятностью выпадения или повторения.

Интенсивность и продолжительность дождей находится в обратной зависимости друг от друга. Интенсивность дождя непостоянна по времени, по площади его выпадения, причем эта неравномерность непостоянна для всех дождей, выпадающих в данной местности, и учесть ее при расчете трудно.

Дожди характеризуются также вероятностью повторения дождей данной интенсивности или продолжительности. Вероятность повторения определяется периодом повторяемости. Под периодом повторяемости P понимается промежуток времени в годах, в течение которого дождь данной интенсивности не повторяется. Чем выше интенсивность, тем меньше повторяемость дождей.

Вероятность дождей имеет важное значение при расчете. При большой величине P сеть будет работать с полным заполнением очень редко, а остальное время будет недогружена, что экономически нецелесообразно. Зато при малой величине P возможно частое превышение расчетной интенсивности, при этом сеть иногда не будет справляться с отводом поверхностных вод, что приведет к скоплению воды на днище, в пониженных местах, подвалах и т.д. Поэтому выбору периода повторяемости расчетных дождей придается особое внимание.

Для расчетов и проектирования водоотвода необходимо определить количество ливневых вод, выпавших на поверхность канализируемой территории; расчетный расход воды, протекающей через определённый створ ливневой сети.

Количество ливневых вод, выпавших на поверхность канализируемой территории, узнаём путём определения физических параметров дождя: его интенсивности, продолжительности и повторяемости.

Расчётный расход воды, протекающей через определённый створ ливневой сети, определяется из условий стока (концентрации, добегаания) и расчётных параметров – предельной интенсивности и продолжительности дождей с учётом местных условий, а также степени благоустройства территории.

Дожди с высокой интенсивностью называются ливнями (не менее 0,5 мм в 1 мин – при продолжительности 10 мин; 0,3 мм в 1 мин при продолжительности 20 мин).

Интенсивность ливня

$$i = \frac{h}{t},$$

где i – интенсивность дождя; h – высота слоя осадков; t – время.

Средняя интенсивность – интенсивность, рассчитанная на всю продолжительность дождя. Величины h и t получаются путём расшифровки лент самопишущих дождемеров.

Между интенсивностью дождя и его продолжительностью существует зависимость

$$q = \frac{A}{t^n},$$

где A и n – параметры, определённые в результате длительных наблюдений и зависящие от географического положения района, условий канализирования ливневых вод и принятой в расчёте повторяемости ливней P .

Величина P представляет собой период однократного повторения ливня, т.е. число лет, в течение которых вероятность выпадения ливней данной интенсивности составляет единицу.

Если период повторяемости ливня определённой интенсивности принимается равным 3 годам, это значит, что расчётный ливень выпадает в данном районе один раз в 3 года. Вероятность повторения составляет $100 : 3 = 33 \%$.

Расчётные расходы и регулирование стока дождевых вод.

Расчётные расходы дождевых вод Q определяют по методу «предельных интенсивностей». При коэффициенте стока:

- переменном

$$Q = \frac{Z_{cp} \cdot A^{1.2} \cdot F}{T^{1.2n-0.1}},$$

- постоянном

$$Q = \frac{\Psi_{cp} \cdot AF}{T^n},$$

где Z_{cp} – коэффициент стока на площади F , учитывающий, что при выпадении дождя только часть воды стекает в канализационную сеть, другая часть ее расходуется на смачивание поверхности и заполнение неровностей с последующим испарением и на просачивание в почву.

Потери воды, а, следовательно, и Z зависит от рода поверхности. Больше всего воды стекает с водонепроницаемых поверхностей: асфальтобетона, кровли, и наоборот меньше с покрытых газоном или грунтовых. На коэффициент стока влияет и продолжительность: чем длительнее дождь, тем больше намокнет грунт и больше воды стекает в канализацию.

При вычислении Z_{cp} для территории садов и парков, не оборудованных дождевой канализацией, то они не учитываются, а в расчетную площадь бассейна включать прилегающую полосу шириной 50-100 м.

F – расчётная площадь стока, га;

T – расчётная продолжительность протекания дождевых вод по поверхности и трубам до расчётного участка, мин;

n – параметр, зависящий от географического положения, определяемый по табл. 4;

Ψ_{cp} – средний коэффициент стока;

A – параметр, зависящий от климатических зон с различной вероятностью выпадения дождей, определяется по методу ЛНИИ АКХ на основании записей самопишущих дождемеров местных метеорологических станций за период не

менее 25 лет, при отсутствии записей дождемеров параметр А определяют по формуле:

$$A = 29^n q_{20} (1 + c \lg P)$$

где q_{20} – интенсивность 20-минутного дождя для данной местности (при $p = 1$ год л/сек на 1 га), определяемая по табл. 4;

P – период однократного превышения расчётной интенсивности дождя в годах выбирается с учётом вида канализируемого объекта (магистральные улицы, центральные площади), топографических особенностей местности, площади бассейна и величины q_{20} в соответствии с табл. 5 (принимается $P = 1$ год);

C – коэффициент, учитывающий климатические особенности районов, определяемый по табл. 4.

В тех случаях, когда величина интенсивности дождя для данной территории не приведена в таблице, величину q_{20} определяют с точностью $\pm 10\%$.

$$q_{20} = 0,071 H \sqrt{d_e}$$

где H – среднегодовое количество атмосферных осадков, мм, за период не менее 20 лет;

d_e – средневзвешенный дефицит влажности, по данным о месячных количествах дождевых вод (за период не менее 10 лет), мм.

Дожди орошают площадь неравномерно. Неравномерность орошения особенно заметна при сильных дождях. Чем больше площадь, тем значительно отличается средняя интенсивность орошения от максимальной. Поэтому в тех случаях, когда площадь стока коллектора составляет 300 га и более, в формулы следует вводить поправочный коэффициент η (табл. 1).

Таблица 1

Площадь стока, га	300	500	1000	2000	3000	4000
Коэффициент η	0,96	0,94	0,91	0,87	0,83	0,80
Длина бассейна эквивалентной площади, км	2	2,5	3,5	5	6,2	7,2

Примечание. Длиной эквивалентной или иной площади считается диаметр данной площади.

Коэффициент стока. Величина коэффициента стока, учитывающего потери выпавшей на поверхность бассейна дождевой воды в период стока, зависит от ряда факторов. Основным фактором является род поверхности. На застроенных территориях поверхности могут быть водонепроницаемые (асфальтобетонные и бетонные, а также крыши) и в разной степени водонепроницаемые (щебёночные и гравийные покрытия, брусчатые мостовые, грунты и газоны). При водонепроницаемых поверхностях на коэффициент стока влияет влажность грунта.

Коэффициент стока зависит также от интенсивности и продолжительности дождя.

Среднее значение коэффициентов стока для разных родов поверхности, независимо от характера дождя, приведены в табл. 2.

Связь коэффициента стока с интенсивностью и продолжительностью дождя выражается формулой

$$\Psi = z_{cp} q^{0,2} t^{0,1}$$

Таблица 2

Поверхность	Коэффициент стока ψ	Коэффициент поверхности z
Кровли и асфальтобетонные покрытия	0,95	По табл. 11
Брусчатые мостовые и чёрные щебёночные покрытия	0,6	0,0224
Бульжные мостовые	0,45	0,145
Щебёночные покрытия, не обработанные вяжущими материалами	0,4	0,125
Гравийные садово-парковые дорожки	0,3	0,09
Грунтовые поверхности (спланированные)	0,5	0,064
Газоны	0,1	0,038

Таблица 3

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

В проектной практике используют постоянные и переменные (зависящие от интенсивности и продолжительности дождя) коэффициенты стока. При водонепроницаемых поверхностях площадью более 30% всей площади бассейна стока средние расчётные величины коэффициентов стока рекомендуется принимать постоянными.

Территории садов и парков, не оборудованные дождевой закрытой или открытой канализацией, в расчётную величину площади стока не включаются и при определении коэффициента стока не учитываются. Озеленённые площади, характерные для территории населённого места (полосы бульваров, газоны, озеленённые площади во дворах и т.п.), следует включать в расчётную величину площади стока и учитывать при определении коэффициента стока.

Период превышения расчётной интенсивности дождя. Водостоки рассчитываются на расходы однократного превышения интенсивности дождя при самотечном режиме пропуска воды.

Превышение расчётных расходов воды в городских водостоках вызывает заполнение водой смотровых колодцев и дождеприёмников, скопление непринятой водосточной сетью дождевой воды около дождеприёмников. При наличии уклонов уличных проездов эта вода начинает стекать в пониженные места, заполняя, в зависимости от уклона проезжую часть. При плоском рельефе не принятая водостоками вода не стекает по поверхности и заполняет проезжую часть улиц. Лишь после затопления уличных проездов выше борта проезжей части можно ожидать затекания воды в технические подполья и подвалы зданий. Значительная ёмкость проезжей части улиц оказывает регулирующее влияние на дождевые стоки, и лишь при больших уклонах проездов в пониженных местах можно ожидать скопления больших объёмов воды, временно непринятой стоками.

Таким образом, в наиболее неблагоприятных условиях при перегрузке водостоков будут находиться низовые участки длинных склонов и особенно замкну-

тые котлованы. Кроме того, чем сильнее дожди в данной местности, тем при перегрузке водостоков большие объёмы воды будут оставаться на поверхности.

Предельным периодом превышения интенсивности называется период, при котором допускается затопление проезжей части улиц на 0,15-0,2 м и скопление воды в котлованах на 0,3 – 0,5 м выше лотка проезжей части улицы в пониженном месте.

Период однократного превышения расчётной интенсивности дождя в зависимости от характера дождей, местности, условий расположения водостока и рельефа бассейна стока принимают по табл. 4 и 5 или определяют расчётом. Различают благоприятные, средние, неблагоприятные и особо неблагоприятные условия.

Благоприятные условия: бассейн с плоским рельефом при среднем уклоне поверхности 0,005‰, площадью не более 150 га; водосток проходит по водоразделу или в верхней части склона на расстоянии от водораздела не более 400 м.

Средние условия: бассейн с плоским рельефом с уклоном 0,005‰ и площадью более 150 га; водосток проходит в нижней части склона по тальвегу с уклоном склонов 0,02‰, и площадь бассейна не превышает 150 га.

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

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

Таблица 4

Условия при расположении водостока		Период однократного превышения расчётной интенсивности, годы, при q_{20}			
На проездах местного значения	На магистральных улицах	< 60	60-80	80-120	120-200
Благоприятные и средние	Благоприятные	0,33-0,5	0,33-1	0,5-1	1-2
Неблагоприятные	Средние	0,5-1	1-1,5	1-2	2-3
Особенно неблагоприятные	Неблагоприятные	2-3	2-3	3-5	5-10
-	Особо неблагоприятные	3-5	3-5	5-10	10-20

Таблица 5

Характер бассейна, обслуживаемого водостоком	Предельные периоды однократного превышения интенсивности, годы, при условиях расположения водостоков		
	средних	неблагоприятных	особо неблагоприятных
Квартальные территории и проезды местного значения	10	25	50
Магистральные улицы	25	50	100

Для площадок промышленных предприятий период однократного превышения расчётной интенсивности принимают по табл. 6.

Таблица 6

Результаты кратковременного переполнения дождевой канализационной сети	Периоды однократного превышения расчётной интенсивности для площадок промышленных предприятий, годы, при значениях q_{20}		
	70	70-100	Более 100
Технологические процессы предприятия не нарушаются	0,33-0,5	0,5-1	2
То же	0,5-1	1-2	3-5

В тех случаях, когда предприятие расположено в замкнутой котловине, период однократного превышения расчётной интенсивности определяют расчётом и принимают его равным не менее 5 годам.

Подземные сооружения, например, станции метрополитена, тоннельные проезды, пешеходные переходы и т.п., должны быть защищены от подтопления в них поверхностных вод соответствующей вертикальной планировкой и поднятием входов. При невозможности полной защиты их от затекания скапливающейся на поверхности воды периоды однократного превышения расчётной интенсивности для обслуживаемого такие места водостока назначаются особо.

Время добегания и учёт работы напорного режима водостоков. Временем добегания называется продолжительность стекания дождевых вод до рассчитываемого сечения водостока. Это время складывается из продолжительности пробега воды по поверхности до дождеприёмника и протекания по трубам водостока.

При отсутствии водосточной сети на территории кварталов дождевая вода до попадания в уличный водосток стекает по поверхности кварталов и затем по лотку проезжей части улицы до первого дождеприёмника. При наличии водосточной сети на территории кварталов дождевые воды по поверхности стекают лишь до внутриквартальных дождеприёмников и затем по внутриквартальной сети до уличного водостока.

Время добегания воды до уличного лотка или при наличии дождеприёмников в пределах квартала до уличного водостока называют временем поверхностной концентрации.

Таким образом, общее расчётное время добегания представляет собой сумму трёх слагаемых времени: поверхностной концентрации, добегания до уличного лотка при отсутствии дождеприёмников в пределах квартала и по трубам уличных водостоков.

Время поверхностной концентрации $t_{конц}$ дождевого стока при отсутствии внутриквартальных сетей следует определять по расчёту и принимать в населённых местах равным не менее 10, а при наличии внутриквартальных закрытых дождевых сетей – 5 мин.

Время t следует принимать такой продолжительности, чтобы расход воды Q был бы максимальным. Эту продолжительность дождя называют критической. Метод определения расчётных расходов с учетом критического времени предложен Горбачевым и называется методом предельных интенсивностей. Сущность метода заключается в том, что максимальный (расчётный) расход дождевых вод в рассчитываемом сечении соответствует продолжительности дождя,

равной времени протока дождевой капли от наиболее удаленной точки площади стока до рассматриваемого сечения. Это время обычно называется временем концентрации стока. Следовательно, для получения максимального расхода следует вместо продолжительности дождя подставлять время концентрированного стока.

Время концентрированного стока или время добегания воды от места выпадения до рассчитываемого сечения при отсутствии закрытой дождевой канализации определяется

$$t_{\text{лотка}} = 1.25 \frac{l_l}{v_l \cdot 60},$$

где l_l – длина лотка, м; v_l – скорость течения воды в конце лотка, м/сек.

Время добегания по трубам уличных водостоков определяют как сумму продолжительности протока по отдельным участкам водостока до рассчитываемого сечения. Продолжительность протока на участках водостока получается в результате гидравлического расчёта путём деления длины участка на расчётную скорость течения. В сумму продолжительности протока на отдельных участках следует вводить поправочный коэффициент для учёта нарастания скоростей течения по мере увеличения расхода и торможения воды в связи с заполнением свободной ёмкости труб.

Расчётное время добегания по трубам водостоков

$$t_{\text{тр.}} = \frac{l_{\text{тр.}}}{60 \cdot v_{\text{тр.}}} \text{ сек.},$$

где $l_{\text{тр.}}$ – длина отдельных участков, м;

$v_{\text{тр.}}$ – скорость течения на участках, м/сек.

Расчётным режимом для водостоков фактически является напорный, при котором заполняется вся свободная ёмкость труб, образующаяся из-за одновременного возникновения расчётных расходов на разных участках коллектора, и происходит некоторое повышение пьезометрического уклона. Заполнение свободной ёмкости труб ведёт к временной аккумуляции воды и тем самым снижает максимальные пиковые расходы на 20-50 % в зависимости от условий выпадения дождя. Поскольку аккумуляция воды в сети приводит к торможению стока, её учитывают введением коэффициента, который равен величине больше единицы.

Полное время добегания до расчётного сечения водостока:

$$t = t_{\text{конц}} + t_{\text{лотка}} + t_{\text{тр.}} = t_{\text{конц}} + 1.25 \frac{l_l}{v_l \cdot 60} + \frac{l_{\text{тр.}}}{v_{\text{тр.}} \cdot 60}.$$

1.3. Типы дождевой сети

Поверхностные воды могут удаляться с городской территории по открытым лоткам и подземным трубопроводам, т.е. при помощи:

- открытой сети;
- закрытой сети;
- сети смешанного типа.

Открытая сеть представляет собой систему лотков и кюветов, входящих в поперечный профиль улицы и дополненную другими водоотводными искусственными и естественными элементами.

Закрытая сеть включает подводящие элементы (лотки улиц), подземную сеть труб (коллекторов), дождевые и смотровые колодцы.

Смешанная сеть имеет элементы открытой и закрытой сети.

Кроме этих сооружений, сети всех типов имеют выпуски, водобойные колодцы, быстротоки, перепады, ливнеспуски и др. узлы специального назначения.

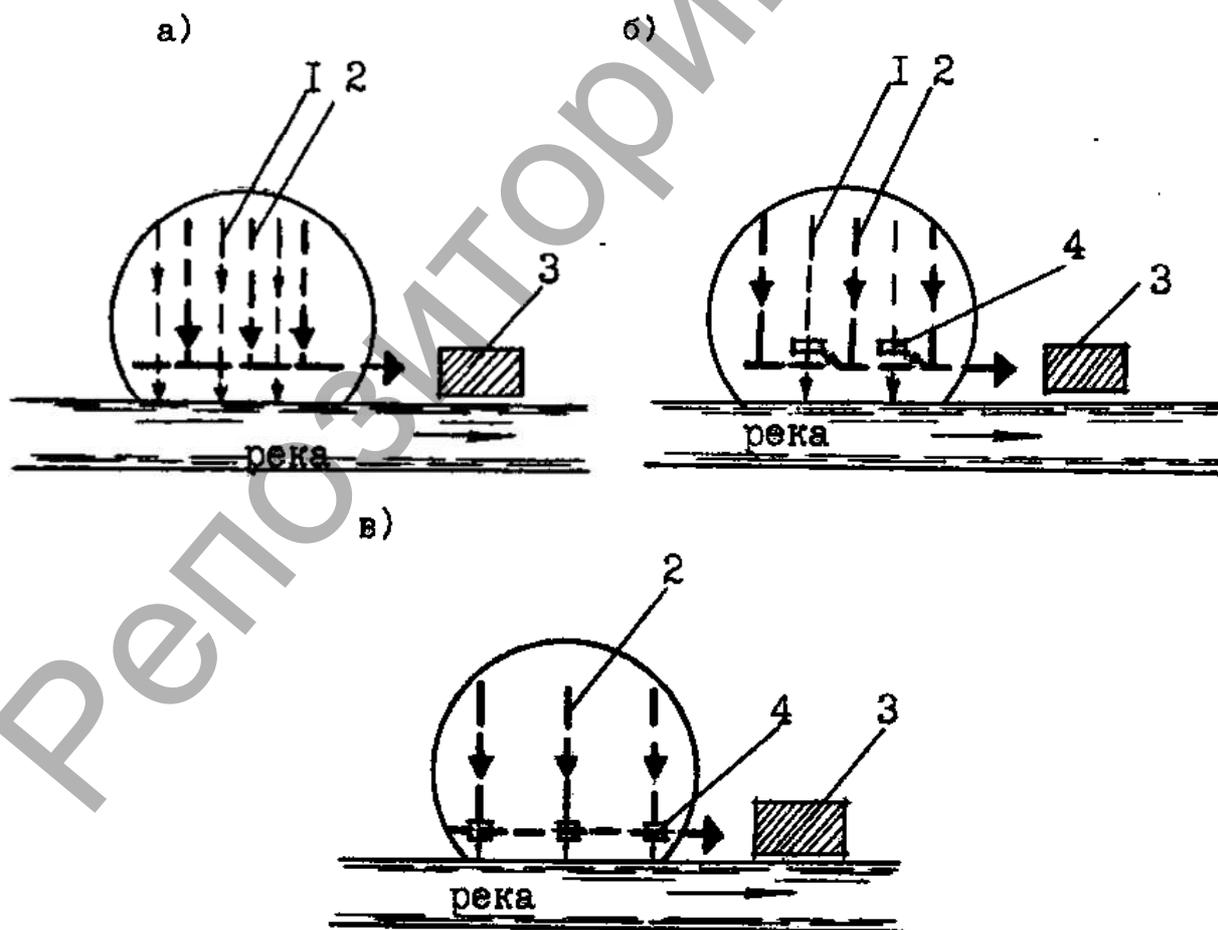
Закрытая сеть является наиболее совершенной.

В зависимости от того, совместно или раздельно транспортируют дождевые и другие сточные воды, различают системы:

1) раздельные (рис. 1а) – дождевые воды транспортируют отдельно от других загрязненных стоков; раздельная может быть полной (имеет закрытую дождевую сеть) и неполной (открытая дождевая сеть);

2) общесплавные (рис. 1б) – совместное удаление всех сточных вод одной системой трубопроводов на очистные сооружения;

3) полураздельная система (рис. 1в) – имеет две системы трубопроводов: по одной загрязненные сточные воды удаляют на очистные сооружения (последующие не столь загрязненные воды), а наиболее загрязненную часть стока для очистки направляют в специальные отстойники и биологические пруды.



1 – дождевая сеть, 2 – бытовая или промышленная канализация, 3 – очистные сооружения, 4 – ливнеспуски; а) раздельная, б) общесплавная, в) полураздельная

Рисунок 1 – Системы водосточной сети

1.4. Системы канализации ливневых вод

При разработке генеральных схем водоотвода возникают следующие условия:

- благоприятные – характеризующиеся наличием развитой сети тальвегов при уклонах не менее 4% и отсутствием заболоченных мест и замкнутых пониженных мест;

- менее благоприятные – осложнены пониженными бессточными замкнутыми низинами и высокими уровнями грунтовых вод;

- неблагоприятные условия – характеризуются наличием уклонов менее 2% с застойными местами рельефа и отсутствием явно выраженных водоразделов.

В городских условиях наиболее благоприятен отвод дождевых и талых вод по отдельной системе, когда отвод поверхностных вод, не требующих очистки, производится по ливневой канализации.

Первым и основным сооружением, принимающим сток поверхностных вод на городской территории, является проезжая часть с бортовым ограждением. Пропускная способность лотков (шириной 1 - 1,5 м) и проезжей части улиц зависит от потока и скорости протекания по лотку.

Сеть трубопроводов, составляющая закрытый тип водоотвода, подразделяют на внутриквартальную и на уличную, или городскую (при прохождении водостоков по улицам).

Водосток данной улицы или бассейна называют водосток без боковых присоединений. Водостоки объединяют коллекторами отдельных бассейнов. Система водостоков и коллекторов, которая отводит воду с данного бассейна, является сетью водостоков данного бассейна. Совокупность водосточных сетей отдельных бассейнов стока составляет сеть водостоков города.

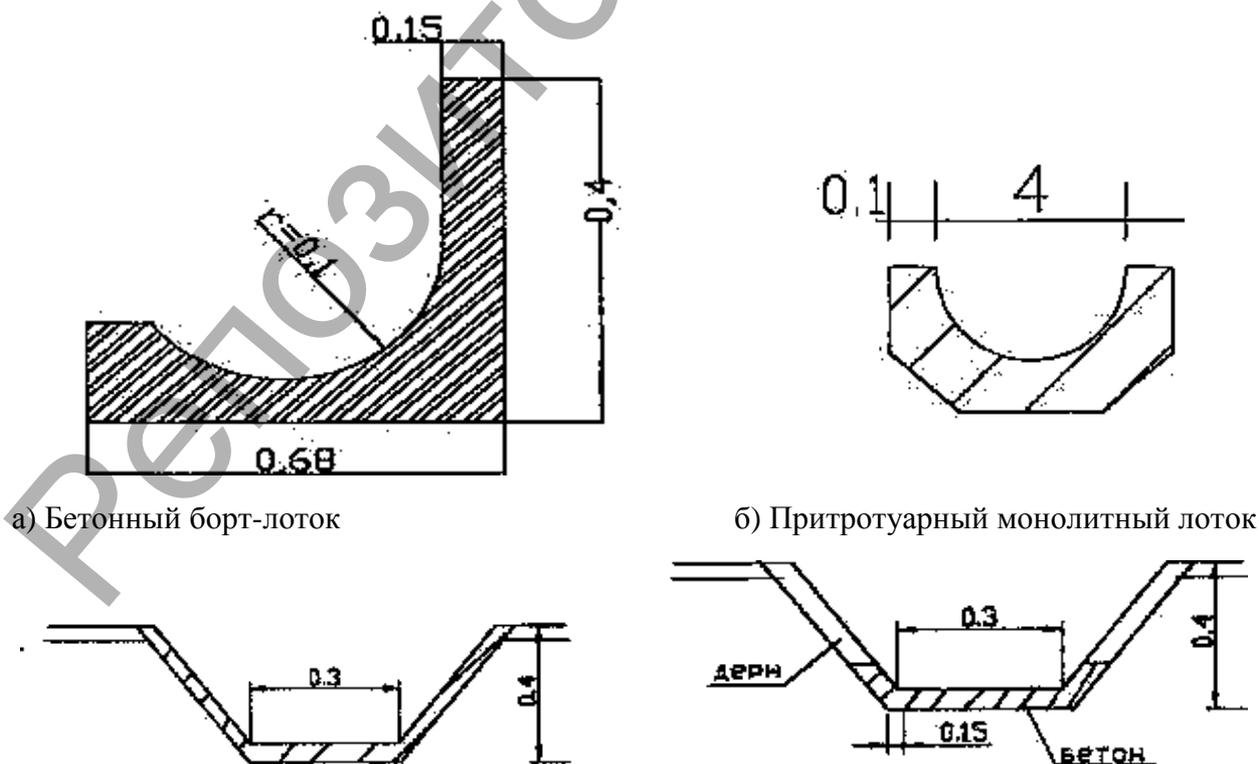


Рисунок 2

Главным коллектором бассейна называют коллектор, имеющий наибольшую длину в данной сети водостоков с самостоятельным выпуском воды в водоприемник.

На сети водостоков и водосточных коллекторов проектируют: смотровые и поворотные колодцы в местах поворота трассы водостоков; камеры слияния в местах соединения нескольких водостоков; поворотные камеры; снегосбросные камеры при использовании водостоков для сплава по ним снега; оголовки и быстротокки для гашения больших скоростей воды в трубопроводах.

1.5. Проектирование водостоков в плане

При проектировании ливневой сети первоначальной задачей является размещение ее в плане и в профиле. Начертание ливнеотводящей сети в плане зависит от: вида системы канализации, топографии местности, расположения кварталов населенного пункта, возможных точек выпуска дождевых вод и других местных условий.

Основная задача трассирования дождевой сети состоит в том, чтобы обеспечить сбор дождевых и талых вод со всей территории, намеченной к канализованию, и отвести их к месту выпуска или очистки кратчайшим путем и по возможности самотеком.

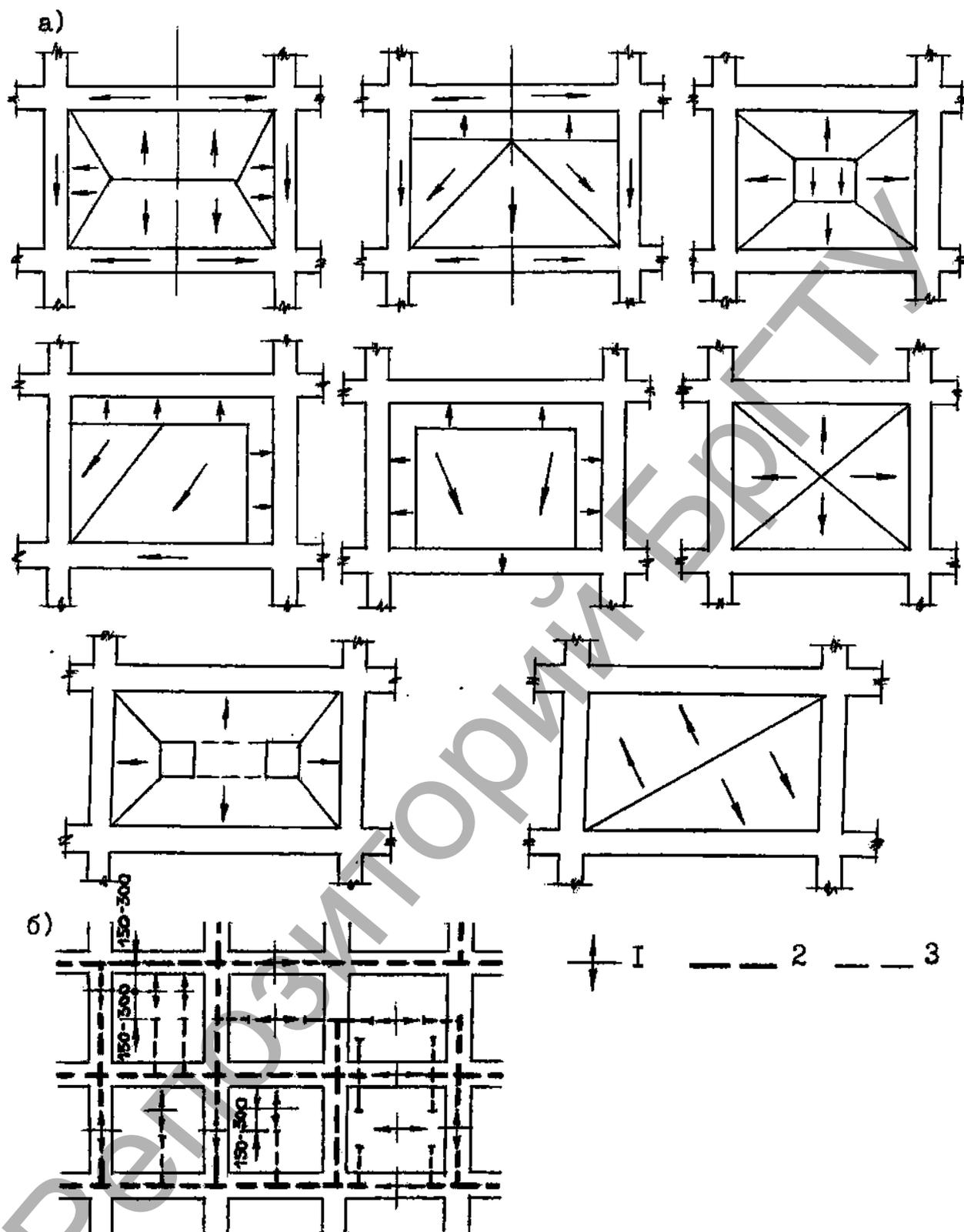
Для обеспечения самотечного движения сточных вод по трубам с допустимым заглублением вся территория населенного пункта разделяется на бассейны стока.

В каждом бассейне предусматривают свой основной коллектор бассейна стока, имеющий самостоятельный выпуск в водоем или соединяющийся с другими коллекторами. В тех случаях, когда при плоском рельефе местности невозможно обеспечить трассирование дождевых вод с заглублениями, допустимыми при укладке труб открытым способом, предусматривают устройство станций для подъема и перекачки воды или идут на большие заглубления и проектируют сооружение коллектора щитовым способом при помощи щитовой проходки.

Внутри бассейна дождевая сеть при полной раздельной системе обычно трассируется по так называемой перпендикулярной схеме. При этой схеме основные уличные коллекторы располагаются, по возможности, перпендикулярно горизонталям при условии, если скорости движения в трубах не превышают максимально допустимые. При полураздельной системе трассирование сетей обычно осуществляют по пересеченной, параллельной или зонной схеме.

При благоустройстве проектируемого микрорайона предусматривается внутриквартальная дождевая сеть с расстановкой дождеприемных колодцев. Дождеприемные колодцы предусматриваются в пониженных местах и у перекрестков до границы расположения пешеходных переходов. Длина присоединения от дождеприемника до смотрового колодца принята не более 40 м.

Водосточная сеть города состоит из систем водостоков в отдельных бассейнах. В общих границах выделяют границы бассейнов отдельных коллекторов в соответствии с рельефом местности, проектом горизонтальной и вертикальной планировки и общей намечаемой схемой водосточной сети (рис. 3).



1 – водораздел (линия, разделяющая площадки с противоположными уклонами),
 2 – уличная сеть, 3 – то же, внутримикрорайонная; а) разбивка жилых кварталов на
 площади стока, б) трассирование коллекторов с учетом длины свободного пробега воды

Рисунок 3

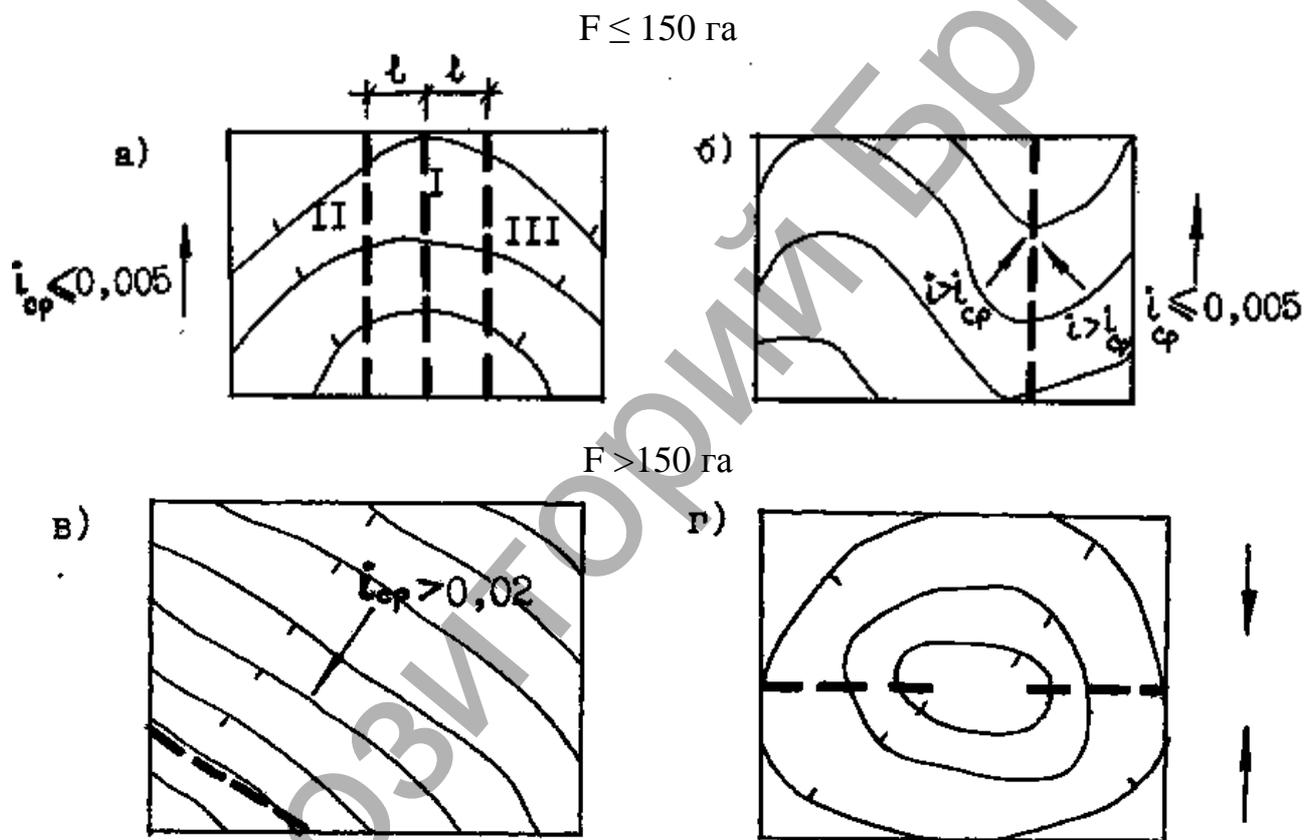
Границы бассейнов в пределах кварталов устанавливают в соответствии с рельефом и вероятным решением вертикальной планировки или по проектам застройки кварталов.

Главные коллекторы бассейнов следует трассировать по тальвегам (пониженным местам), а при плоском рельефе местности по возможности – посередине бассейна, все водостоки – по городским проездам. Исключение допускается для бассейнов, в которых направление улиц не совпадает с тальвегами (рис. 4).

Размещение коллектора на водоразделе или в верхней части склона при равнинном рельефе является благоприятным (рис. 4а) или средним (рис. 4б), если площадь бассейна стока не более 150 га.

Положение коллектора, обслуживающего бассейн площадью более 150 га и размещенного в нижней части склона или в тальвеге с крутыми склонами, считают неблагоприятным (рис. 4в).

Особо неблагоприятным будет положение коллектора, который удаляет воды из замкнутого пониженного места (рис. 4г).



I - III – возможные варианты размещения
 а) благоприятный; б) средний; в) неблагоприятный; г) особо неблагоприятный

Рисунок 4 – Схемы размещения коллектора

Трасса водостоков на улицах должна быть параллельной красной линии, с минимальным количеством поворотов и пересечений с другими подземными коммуникациями и сооружениями, на расстоянии не менее 1,5- 2,0 м от линии бортового камня.

Коллекторы младших ступеней прокладывают вдоль улиц параллельно красной линии застройки или вдоль дорог местного значения.

Минимальный диаметр труб коллекторов на улицах 250-300 мм, на внутриквартальных территориях и в микрорайоне – 200 мм.

1.6. Проектирование водостоков в профиле

Наименьшая глубина заложения лотка трубопроводов для труб диаметром до 500 мм на 0,3 м, для труб большего диаметра – на 0,5 м менее максимальной глубины промерзания, но не менее 0,7 м до верха трубы, считая от планировочных отметок.

Максимальная глубина заложения трубопроводов при открытом способе производства работ 6-7 м, при больших глубинах предусматривается закрытым тоннельным способом, однако по эксплуатационным условиям не более 10 м.

Уклоны водостоков принимают параллельно рельефу поверхности так, чтобы скорости движения жидкости в трубах были не ниже минимальных (0,6 м/сек.) и не выше максимальных (7 м/сек. для неметаллических и 10 м/сек. для металлических труб).

Минимальный уклон зависит от допустимой критической скорости движения воды в трубах, и следовательно, от диаметра труб:

при $d = 200-300$ мм, $i_{min} = 0,004-0,005$,

при $d \geq 1250$ мм, $i_{min} = 0,0005$.

При проектировании продольных профилей в первую очередь намечают возможные отметки лотка водостоков в местах пересечения с магистральными подземными сооружениями.

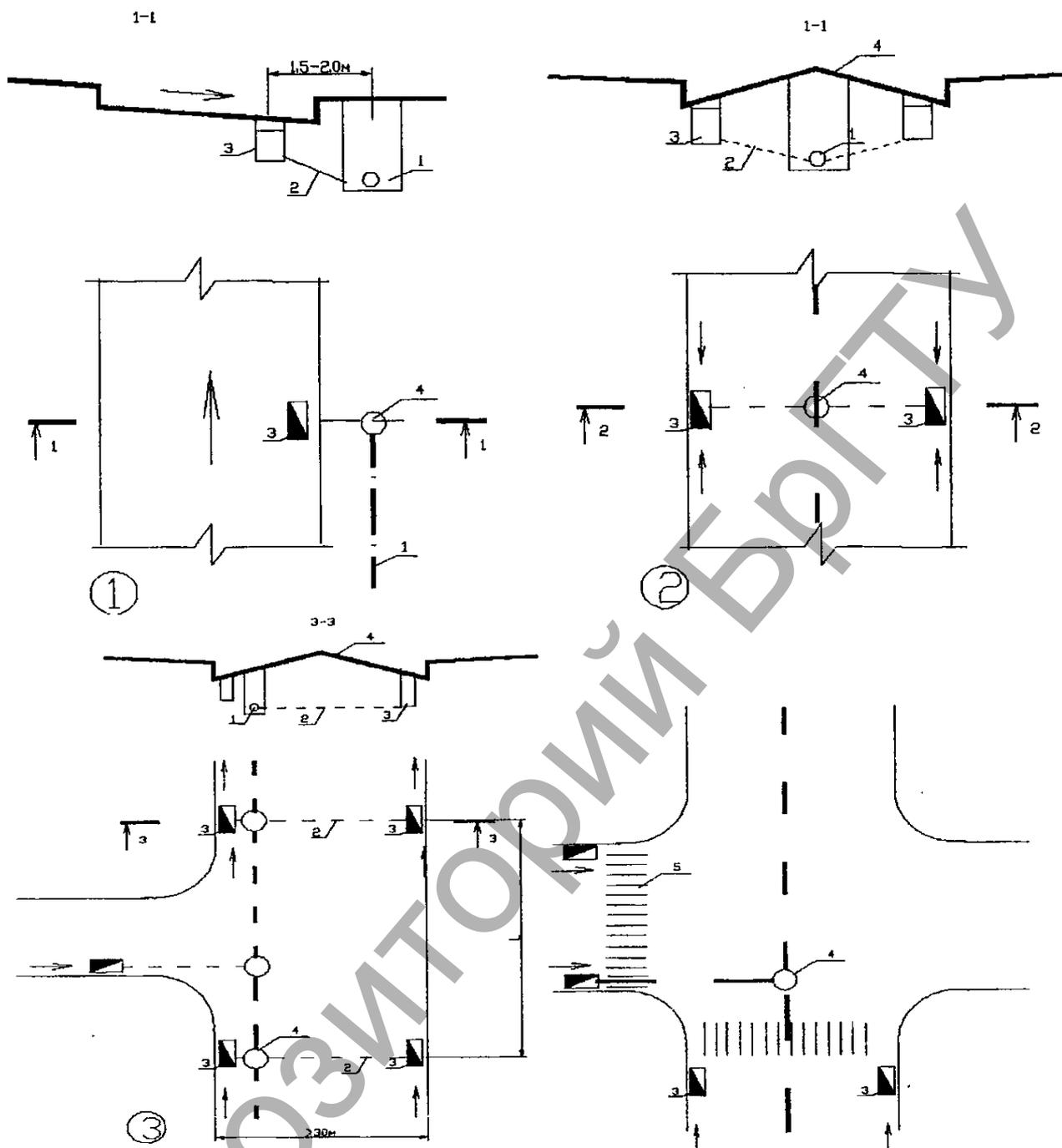
На участках трассы, где уклоны поверхности больше тех, при которых в трубах образуются максимально допустимые скорости, профиль водостока проектируют с устройством ряда перепадных колодцев с прокладкой между ними водостока с предельными уклонами; или же в низовом конце устраивают гаситель (водобойный колодец).

1.7. Расположение дождеприемных и смотровых колодцев

Для приема дождевых и талых вод устраивают дождеприемники типовой конструкции. Начальный водоприемный колодец устанавливают от водораздельной линии на расстоянии 50-200 м. На перекрестках водоприемные колодцы устанавливают до пешеходных переходов. Вода поступает в них через приемную решетку и по трубе диаметром 0,2-0,3 м отводится в закрытую сеть водостоков. Поверхности дна дождеприемника придают плавное очертание, которое способствует смыву наносов в сеть водостоков. Минимальные размеры дождеприемников 0,6 x 0,9 м, а при круглой форме – 0,7 м. Наименьшая глубина дождеприемного колодца 0,6 м. Дождеприемные колодцы в лотках улиц и внутриквартальных проездах устанавливают в пониженных точках (рис. 5, 6), предусмотренных проектом дорог, на перекрестках улиц со стороны притока воды выше полосы пешеходного движения, на выездах из кварталов и между перекрестками.

Таблица 7 – Расстояние между водоприемными колодцами в зависимости от уклона улиц

Уклоны улиц	До 0.004	0.005 - 0.01	0.01 - 0.03	Свыше 0.03
Расстояние между водоприемными колодцами, м	50	60 - 70	70 - 80	60



1 – коллектор; 2 – водосточная ветка; 3 – дождеприемный колодец;
4 – смотровой колодец; 5 – зона пешеходного перехода

Рисунок 5 – Размещение дождеприемных колодцев и элементов водосточной сети

Смотровые колодцы на сети водостоков устанавливают:

- на прямых участках трассы на расстояниях в зависимости от диаметра труб (табл. 8);

Таблица 8 – Расстояние между смотровыми колодцами в зависимости от диаметра водостока

Диаметр водостока, м	0.3	0.4 – 0.6	0.7 – 1.0	1.2 – 1.5	Более 1.5
Расстояние между смотровыми колодцами на прямых участках, м	50 - 60	60 - 70	60 - 80	70 - 100	80 - 130

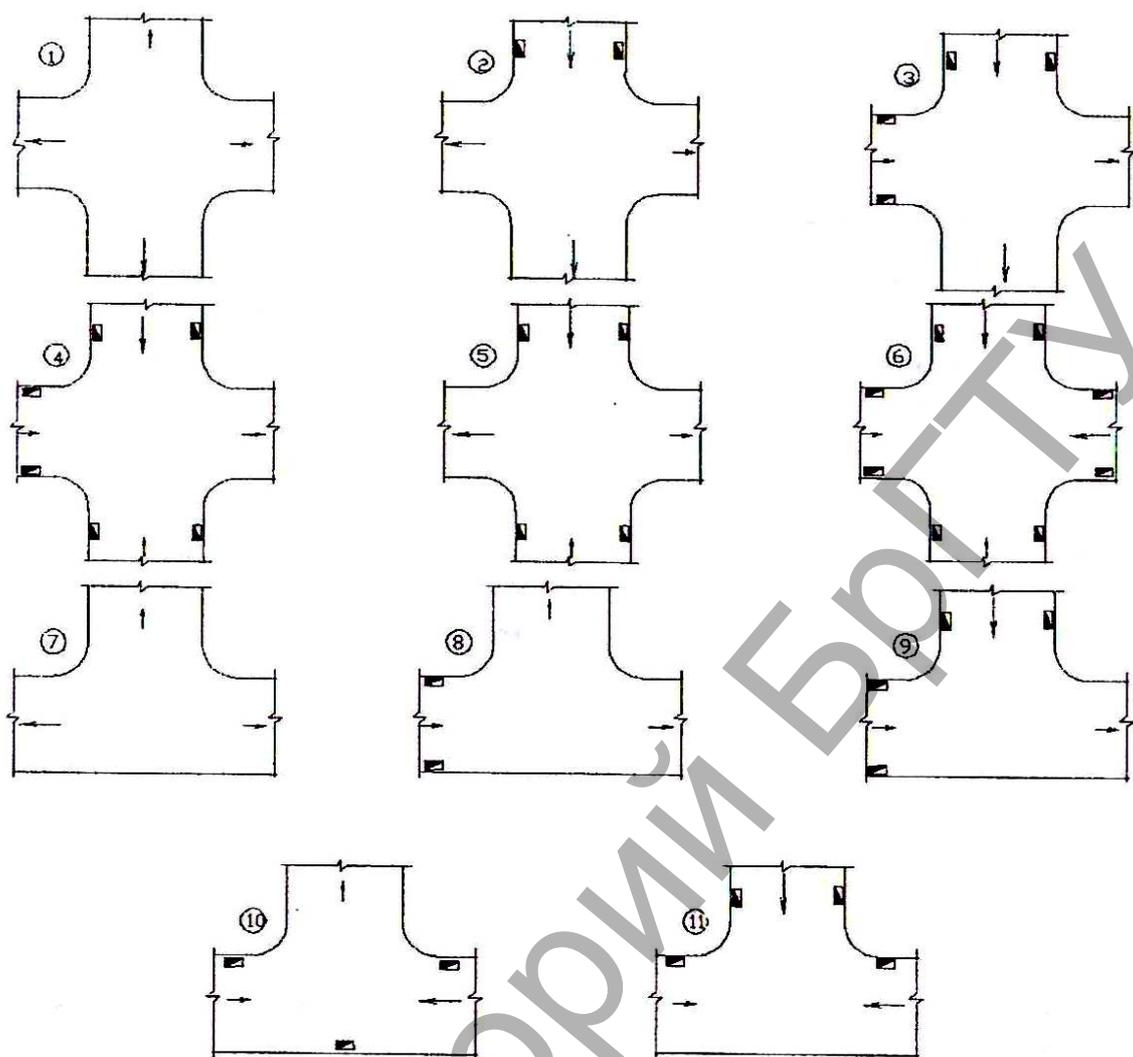


Рисунок 6 – Расположение водоприемных колодцев на перекрестках

- в местах присоединений;
- в местах изменения направления, уклонов, диаметров трубопроводов.

Размеры в плане смотровых колодцев следует принимать в зависимости от трубы наибольшего диаметра:

- на водостоках диаметром до 700 мм – длина 1000 мм, ширина $D + 400$ мм (min 1000 мм);
- на водостоках диаметром 700 мм и более – длина $D + 400$ мм, ширина $D + 500$ мм.

Диаметры круглых колодцев принимают в зависимости от диаметра водостоков:

- при диаметре водостоков до 600 мм – 800 мм, 1000 мм, 1500 мм;
- при диаметре водостоков 700 мм и более – 1200 мм, 1250 мм, 2000 мм.

1.8. Поворотные камеры и перепадные колодцы

Присоединения и повороты водостоков диаметром до 0,6 м и угла поворота не менее 160° выполняются в смотровом колодце. При диаметре более 0,6 м и угле поворота менее 160° осуществляется в поворотной камере.

На участках водостоков с большими уклонами, когда скорости потока воды в них становятся больше предельных, устраивают специальные колодцы, предназначенные для гашения избыточной энергии потока воды в трубах и уменьшения скоростей. Перепадные колодцы устраивают при резком изменении отметок по трассе водостока (обрыв или уступ), а также в случае обхода водостоком подземных сооружений.

Габариты перепадных колодцев принимаются в зависимости от диаметров труб и высоты перепада – ширина 1,0 - 1,4 м и 2 м при длине 2 - 4 м.

Результаты проектирования сводят в таблицу.

Пример смотри в таблице 9.

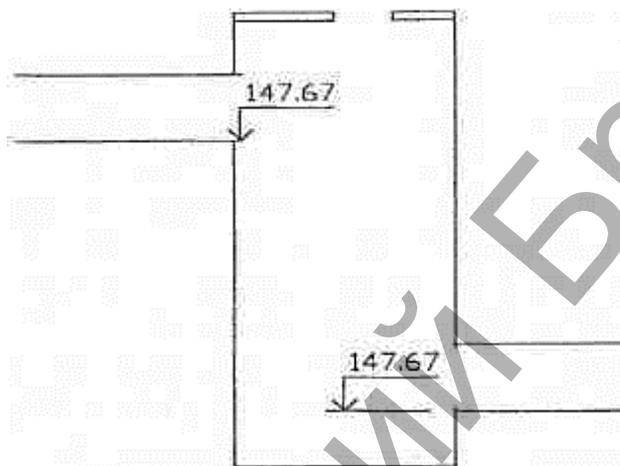


Рисунок 7 – Перепадной колодец

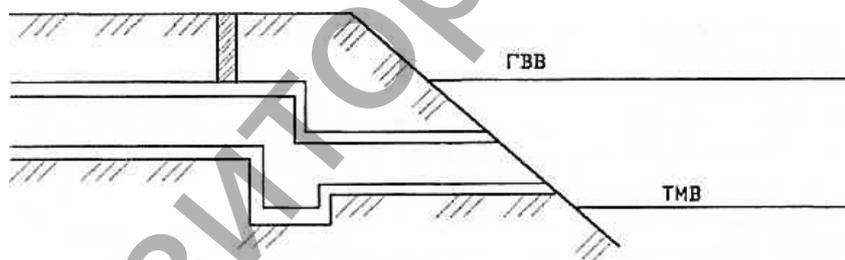


Рисунок 8 – Выпуски водосточной сети (устраивают вне самой зоны, ниже по течению, незатопленными, на отметке нормального горизонта воды в реке)

Таблица 9

№ п/п	Наименование изделия	Единицы измерения	Количество (длина +10%)
1	Трубы Ø 400 мм	м	413
2	Трубы Ø 450 мм	м	2475
3	Трубы Ø 500 мм	м	550
...
15	Трубы Ø 1400 мм	м	4100
16	Трубы Ø 1500 мм	м	1375
17	Дождеприемные колодцы	шт.	980
18	Смотровые колодцы	шт.	452
19	Камера слияния	шт.	18

1.9. Основные нормативные данные для проектирования дождевой канализации

Наименьший диаметр труб внутриквартальной сети принят 200 мм, а уличной – 250 мм. Расчетное положение труб в дождеприемной сети во время расчетного дождя – полные.

Наименьшие скорости при полном заполнении труб дождеприемной сети и при расчетном наполнении принимают в соответствии с нормативной документацией. Минимальная скорость – 0,6 м/сек, максимальная – 7 м/сек.

Наименьшие уклоны назначают из условия обеспечения наименьших допустимых скоростей стечения дождевых вод, а наибольшие должны быть такими, чтобы скорости не превышали максимально допустимые величины ($i_{\min} - 0,004-0,005$).

Сопряжение труб в колодцах необходимо выполнять в шельгу.

Начальную глубину заложения коллектора следует принимать с учетом того, что трубы дождевой канализации прокладываются под проезжей частью дорог и возможно их придавливание при движении тяжелого транспорта. Ввиду этого глубину заложения рекомендовано принимать не менее 1.5 м.

1.10. Уклон укладки труб

В процессе гидравлического расчета дождевых сетей в соответствии с рельефом местности назначают уклоны, с которыми укладываются канализационные трубы. При этом могут встречаться случаи:

а) если в начале расчетного участка глубина заложения трубы равна минимальной глубине, то укладываем трубы с уклоном i , равным уклону земли (i_3). При этом скорости течения воды в трубах должны быть не менее нормативных минимально допустимых скоростей и не превышать максимально допустимые скорости. При $i = i_3$ трубы будут располагаться параллельно земле и объем земляных работ будет минимальным;

б) если в начале расчетного участка, вследствие заглубления труб на предыдущих участках, глубина заложения больше H_{\min} , то трубы желательно укладывать с уклоном меньшим, чем поверхность земли ($i < i_3$). Но при этом в трубах должны быть обеспечены минимально допустимые скорости движения воды. При условии $i < i_3$ глубина заложения труб будет уменьшаться;

в) при отсутствии уклона поверхности земли или при обратном уклоне местности к уклону канализации, трубы укладываются с минимальным уклоном i_{\min} , при котором обеспечиваются минимально допустимые скорости течения воды в трубах;

г) при слишком большом уклоне местности i_3 , чтобы избежать недопустимых скоростей течения воды в трубах, рекомендуется укладывать трубы с уклоном $i < i_3$. В тех местах, где глубина заложения труб становится минимально возможной, устраивают перепадные колодцы.

2. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ВЫПОЛНЕНИЯ РАБОТ ПРИ РАЗРАБОТКЕ ПРОЕКТА ДОЖДЕВОЙ КАНАЛИЗАЦИИ ГОРОДА

- 1 – на плане города обозначают категории улиц (общегородская, грузовая, жилая, районная);
- 2 – уточняют: - очертания профиля проезжей части;
- уклоны продольной и поперечной проезжей части;
- ширину полос;
- 3 – определяют уклон и длину участка улиц между перекрестками;
- 4 – проставляют черные и красные отметки в характерных точках улиц;
- 5 – намечают трассу главного коллектора и притоков;
- 6 – на основе вертикальной планировки определяют границы бассейнов стока;
- 7 – по проекту планировки и застройки определяют процентное соотношение площадей с различным типом покрытия;
- 8 – на границах расчетных участков в точках пересечения сети определяют отметки поверхности земли, расстояния и уклоны между перекрестками;
- 9 – водосборные площади подсчитывают для каждого участка сети;
- 10 – выполняют гидрологический и гидравлический расчет коллектора для определения диаметра и уклонов прокладки труб;
- 11 – составляется схема коллектора города (участка застройки) с обозначением диаметров труб, уклонов, места расположенияждеприемных и смотровых колодцев, поворотных камер;
- 12 – разрабатываются продольные профили главного коллектора и притоков;
- 13 – составляется спецификация деталей труб,ждеприемных и смотровых колодцев, камер слияния.

3. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛЛЕКТОРОВ

Гидрологическим расчетом коллекторов водосточной сети определяются расчетные расходы на расчетных участках и в расчетных сечениях. Каждый коллектор разбивается на расчетные участки, каждый участок рассчитывается на пропуск расходов, которые создаются на низовом конце участка.

Границы участков определяются местами присоединения притоков и изменения уклонов на основе вертикальной планировки.

Расчет ведется на пропуск дождевых и ливневых расходов.

Расчетный расход дождевых вод определяется по формуле

$$Q = q \cdot z_{mid} \cdot F \cdot \beta \quad (\text{л/сек}), \quad Z_{mid} = Z_{cp.},$$

где q – расчетная интенсивность дождя (л/сек на 1 га) определяется по формуле

$$q = \frac{A}{t^n} \quad (\text{л/сек на 1 га});$$

A – параметр, определяющийся по формуле

$$A = 20^n q_{20} (1 + c \cdot \lg P) \quad (\text{для Бреста } A = 945.8);$$

q_{20} – интенсивность дождя для данной местности продолжительностью 20 мин при $P = 1$ год, (л/сек на 1 га), определяется по табл. 4 (для Бреста $q_{20} = 90$);

Таблица 10

	q_{20}	n	C
Минск и область	95	0.75	0.85
Брест и область	90	0.70	
Гомель и область	100	0.70	
Витебск и область	85	0.70	
Могилев и область	80	0.70	
Гродно и область	90	0.75	

C – коэф-т, учитывающий климатические особенности районов (C = 0.85);

P – период однократного превышения расчетной интенсивности дождя в годах, определяется по табл. 5 (принимается P = 1 год);

Таблица 11 – Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя

Характер бассейна стока	P	
	от 70 до 90	от 90 до 100
Плоский рельеф (средний уклон поверхности земли менее 0.006)	0.33 - 1.0	0.5 - 1.5
Крутой рельеф (склоны, сочетание склонов с плоскими площадками и тавельги)	0.5 - 1.5	1 - 2

(для Бреста и области P = 1 год л/сек на 1 га)

n – параметр, определяется по табл. 4 (для Бреста принимаем $n = 0.7$);

t – продолжительность дождя, (мин), определяется по формуле

$$t = t_{\text{конц.}} + t_{\text{лотка}} + t_{\text{пр.}}$$

где $t_{\text{конц.}}$ – время поверхностной концентрации дождевого стока, принимаем 10 мин;

$t_{\text{лотка}}$ – время протекания воды по лотку проезжей части улицы до водоприемного колодца;

$$t_{\text{лотка}} = 1.25 \frac{l_l}{v_l \cdot 60},$$

где l_l – длина лотка (м), из плана коллекторов;

v_l – скорость движения дождевых вод в конце лотка (м/сек);

$$v_l = k_v \sqrt{i} \quad (v_l = 9.8 \sqrt{0.005} = 0.69 \text{ м/сек});$$

k_v – модуль скорости, м/сек (для малых диаметров $k_v = 0.98$ м/сек);

i – продольный уклон коллектора (из плана коллекторов);

$t_{\text{пр.}}$ – время протекания воды по трубам до рассчитываемого сечения (мин);

$$t_{\text{пр.}} = \frac{l_{\text{пр.}}}{60 \cdot v_{\text{пр.}}},$$

где $l_{\text{пр.}}$ – длина расчетных участков коллектора (м);

$v_{\text{пр.}}$ – расчетная скорость движения дождевых вод на соответствующих участках (м/сек), принимаем равной 0.7 – 1 м/сек;

Z_{mid} – средний коэффициент стока, определяется в зависимости от интенсивности и продолжительности дождя.

Для каждого города, его района и бассейна стока выводится средний коэффициент стока, характеризующий сток в пределах данного бассейна по формуле:

$$z_{mid} = \frac{\sum z \cdot f}{F^{общ}}$$

где z – частные коэффициенты поверхностей; f – площади отдельных поверхностей (га); $F^{общ}$ – общая площадь (га).

Расчет сводят в таблицу:

Таблица 12 – Определение среднего коэффициента стока

№ п/п	Вид покрытия	Частный коэффициент стока, z
1	Крыши металлические	0.95
2	Асфальтовые и цементно-бетонные покрытия проезжих частей улиц, тротуаров и дорожек	0.95
3	Зеленые насаждения	0.1
4	Поверхности, не имеющие покрытия	0.2

F – площадь стока, га, определяется по плану города;

β – коэф-т, учитывающий неравномерность интенсивности дождя по площади бассейна, зависит от размеров площади стока (площадь до 300 га – $\beta = 0.96$).

4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ СЕТИ ВОДОСТОКОВ

Задачей гидравлического расчёта водостоков является определение размеров и уклонов, а также скорости течения воды. Движение дождевых вод в водостоках неравномерное, неустановившееся. Точный расчёт этой сложной формы потока, особенно в условиях неопределённости в колебаниях расходов, поступающих в разных точках сети, представляет большие трудности. При проектировании водостоков гидравлический расчёт ведут по формулам установившегося движения воды. Неустановившееся движение воды учитывают путём введения корректирующих коэффициентов.

Величина расхода воды, диаметр труб, размеры каналов, а также скорость течения и уклоны связаны между собой следующими гидравлическими зависимостями:

$$Q = \omega V ; \quad I = \frac{\lambda}{4R} \cdot \frac{V^2}{2q}$$

где Q – расход воды, м³/сек; ω – живое сечение потока, м²; V – средняя скорость течения, м/сек; l – гидравлический уклон, при равномерном движении равный уклону дна канала; λ – коэффициент сопротивления по длине; R – гидравлический радиус, м; q – ускорение силы тяжести, м/сек².

Коэффициент сопротивления трения по длине λ определяют по формуле, которая учитывает различную степень турбулентности потока:

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

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

Значения Δ_3 и a_2 следует принимать по табл. 13.

Таблица 13

Трубы и каналы	Δ , см	a_2
Трубы:		
бетонные и железобетонные	0,2	100
керамические	0,135	90
чугунные	0,1	83
стальные	0,08	79
асбестоцементные	0,06	73
Каналы:		
из бута, тесаного камня	0,635	150
кирпичные	0,315	110
бетонные и железобетонные монолитные	0,3	120
то же, сборные (заводского изготовления)	0,08	50

В практике проектирования при расчёте пользуются таблицами, в которых даны расходы и скорость течения в зависимости от уклонов и диаметров каналов. Наиболее точные данные могут быть получены по таблицам, составленным с применением коэффициента сопротивления трения.

При гидравлических расчетах любых канализационных сетей для упрощения вычислений предполагается, что движение сточных вод на данном расчетном участке равномерное, то есть установившееся. При этом пропускная способность трубы, м³/с, на расчетном участке постоянна и определяется по формуле

$$Q_p = V \cdot \omega \text{ м}^3/\text{сек (л/сек)},$$

где Q_p – максимальный расчетный расход м³/сек

V – средняя скорость движения воды в трубе (м/сек)

ω – площадь живого сечения трубы, м².

Скорость движения воды в коллекторе определяется по формуле:

$$V = c\sqrt{R \cdot I},$$

где c – коэффициент, зависящий от поперечного сечения коллектора, шероховатости его стенок и свойств жидкости (определяемый по табл. 14);

R – гидравлический радиус, представляющий собой отношение площади сечения коллектора к смоченному периметру (м);

I – продольный уклон коллектора на расчетном участке (гидравлический уклон).

Коэффициент c определяем по формуле

$$c = \frac{1}{n} R^y,$$

где n – коэффициент шероховатости, принимаемый в зависимости от состояния внутренних стенок трубы и свойств жидкости, для керамических и металлических труб можно принять 0.013.

R – гидравлический радиус, м (представляет собой отношение площади сечения коллектора к смоченному периметру);

y – указатель степени, определяем по формулам:

при $R < 1.0$ м, $y = 1.5\sqrt{n}$,

при $R > 1.0$ м, $y = 1.3\sqrt{n}$,

при $R < 0.4$ м и $n = 0.012 - 0.014$ принимают $y = const = 1/6$.

Определение c при $n = 0.013$

Таблица 14

R	до 0.5 м	0.5 – 1.0 м	1.0 – 1.5 м	1.5 – 2.0 м	2.0 – 2.5 м	2.5 – 3.0 м
c	65	75	80	83	87	90

Для определения сечения и наполнения трубы величина c является постоянной и основные расчетные формулы, приведенные выше, могут быть преобразованы в виде

$$V = k_v \sqrt{I} \text{ м/сек,}$$

где k_v – модуль скорости, нами принят 9.8 м/сек,

I – продольный уклон коллектора на расчетном участке.

Связь между скоростью течения V , размерами труб и гидравлическим уклоном выражается формулой:

$$i = \frac{\lambda \cdot V^2}{4 \cdot R \cdot 2g},$$

где i – гидравлический уклон; λ – коэффициент сопротивления трения по длине трубы (зависит от материала трубы); R – гидравлический радиус потока, м; g – ускорение свободного падения, м/с^2 .

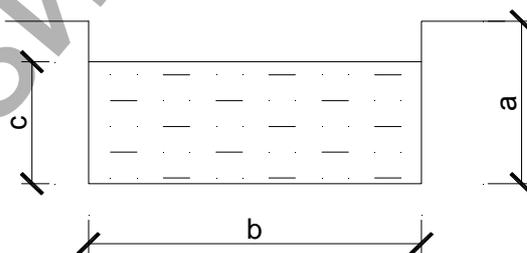
$$R = \frac{\omega}{\chi},$$

где χ – смоченный периметр; ω – площадь живого сечения коллектора, м^2 .

$$\omega = a \cdot b, (\text{м}^2)$$

$$\chi = 2c + 2b, (\text{м})$$

$$\frac{a \cdot b}{2(c + b)} = \frac{\text{м}^2}{\text{м}} = \text{м}.$$



При полном заполнении трубы $R = \frac{D}{4}$.

При безнапорном равномерном движении сточных вод в трубах при полном или неполном их заполнении гидравлический уклон принимают равным уклону трубы, т.е.

$$i = \frac{H}{l},$$

где H – разность отметок дна (или шельги) трубы в начале и в конце участка, так называемое «падение» дна трубы, м;

l – длина расчетного участка, м (берем с плана).

При расчете дождевой канализационной сети и общесплавного коллектора при полураздельной системе заполнения труб принимают равным их диаметру, т.е. полным.

При «ручных» методах расчет производят по таблицам и графикам, составленным на основании формул. При заданном расходе и выбранном уклоне без труда подбираются диаметры труб при допустимой скорости течения.

Расчетный расход определяем по формуле:

$$Q = V \cdot \omega = k_v \cdot \omega \sqrt{I} = k_Q \sqrt{I} \text{ (м}^3\text{/сек, перевести в л/сек),}$$

где k_Q – модуль расхода (м³/сек или л/сек) при полном наполнении, коэффициенте шероховатости $n = 0.013-0.014$ и $k_v = 9.8$ м/сек

k_Q принимаем:

$$\text{Ø 200 - } k_Q = 0.36 \text{ м}^3\text{/сек}$$

$$\text{Ø 400 - } k_Q = 1.95 \text{ м}^3\text{/сек}$$

$$\text{Ø 250 - } k_Q = 0.56 \text{ м}^3\text{/сек}$$

$$\text{Ø 450 - } k_Q = 2.68 \text{ м}^3\text{/сек}$$

$$\text{Ø 300 - } k_Q = 0.91 \text{ м}^3\text{/сек}$$

$$\text{Ø 500 - } k_Q = 3.55 \text{ м}^3\text{/сек}$$

Данные расчета сводят в таблицу 15.

Пояснения к заполнению таблицы гидравлического расчета

Графа №1 – расчетные участки;

Графа №2 – номер бассейна стока;

Графа №3 – действующая производительность бассейна в га, то есть площадь в га, с которой вода стекает в данную ветвь коллектора;

Графа №4 – коэффициент поверхности (стока) – Z сред. (из гидрологического расчета коллектора);

Графа №5 – частная расчетная площадь га, то есть площадь бассейна (гр.№3) умноженная на коэффициент стока (гр. №4);

Графа № 6 – общая расчетная площадь в га, с учетом площади предыдущей ветки;

Графа №7 – длина пробега воды по лотку дороги в метрах, берется с плана;

Графа №8 – уклон водостока (min 0.004 – 0.005);

Графа №9 – скорость воды в трубе (м/с) $V = k_v \sqrt{I}$ берём из гидрологического расчета

Графа №10 – время добега воды по лотку ($t_{\text{лотка}}$) данные из гидрологического расчета;

Графа №11 – период однократного превышения интенсивности дождя P (года);

Графа №12 – расчетная интенсивность дождя или «удельный расход» в л/сек на 1 га, определяем по формуле $q = \frac{A}{t^n}$;

Графа №13 – полный расход в створе, определяется по формуле

$$Q = q_p \cdot F_{\text{общ}}, F_{\text{общ}} \text{ – из графы №6;}$$

Графа №14 – сечение водостока, определяем по таблицам Лукиных.

Таблица 15 – Таблицы гидравлического расчета (пример)

Расчетные участки	№ бассейна	Действительная площадь бассейна, га	Коэффициент стока	Расчетная площадь бассейна, га		Длина расчетного интервала, м	Уклон трубы	Скорость в трубе, м/сек	Частное время пробега по трубе	Принятый расчетный период, лет	Расчетная интенсивность дождя, q л/сек	Расчетный расход, л/сек	Принятое сечение трубы
				частная	общая								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0 - 1	1	8	0.47	3.76	3.76	300	0.005		4	3	118	440	600
1 - 2	2	4	0.47	5.64	5.64	100	0.012		0.8	3	114	642	600
2 - 3	3	3	0.47	7.05	7.05	150	0.013		0.8	3	108	761	600
3 - 4	4	4	0.47	8.93	8.93	200	0.010		1.5	3	100	893	700

Таблица 16 – Расчёта ливневой сети

Участок	l_{mp}	Площадь стока, га			Z_{mid}	$g_{уд}$	k_v	V_{mp}	Время пробега		β	P	i_{mp}	φ	k_e	Q	d	Пропускная способность трубы (л/сек)
		собственная	притока	общая					$t_{лот}$	t_{np}								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Длина (м),					Средний коэффициент стока,	Расход,	Модуль скорости,	Скорость в трубе,	по участку (логку),	от начальной точки коллектора,	Коэффициент неравномерности, интенсивности дождя,	Расчётный период, (лет)	Уклон трубы,	Расчётный расход (л/сек на 1 га), φ	Модуль расхода,	Расчётный расход,	Принятый диаметр трубы, (мм)	Пропускная способность трубы (л/сек)

Литература

1. Клиорина, Г.И. Инженерная подготовка городских территорий / Г.И. Клиорина, В.А. Осин, М.С. Шумилом. – Москва: Высшая школа, 1984 г.
2. Леонтович, В.В. Вертикальная планировка городских территорий. – Москва: Высшая школа, 1985.
3. Гуророва, Т.В. Инженерная подготовка городских территорий. – Брест: БПИ, 1994.
4. Гуророва, Т.В. Инженерная подготовка городских территорий. – Брест: БрГТУ, 2004.
5. Гуророва, Т.В. Элементарные задачи вертикальной планировки. – Брест: БрГТУ, 2007.
6. Система дождевой канализации. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-4.01-57-2012.

Учебное издание

Составитель:

Гуторова Тамара Владимировна

Методические указания

для выполнения раздела дипломного проекта

«Вертикальная планировка»

по дисциплине «Инженерная подготовка»

для студентов специальности 1-70 02 01

«Промышленное и гражданское строительство»

специализации 1-70 02 01 05

«Проектирование зданий и сооружений»

Ответственная за выпуск: Гуторова Т.В.

Редактор: Боровикова Е.А.

Компьютерная вёрстка: Кармаш Е.Л.

Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано к печати 09.10.2014 г. Формат 60x84 ¹/₁₆.
Усл.-п. л. 1,63. Уч.-изд. л. 1,75. Тираж 100 экз. Заказ № 914.

Отпечатано на ризографе учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.