

И. Ф. Федоров, А. М. Курганов, М. И. Алексеев

# КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ СЕТИ

## ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА



Н. Ф. Федоров, А. М. Курганов, М. И. Алексеев

# КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ СЕТИ

## ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

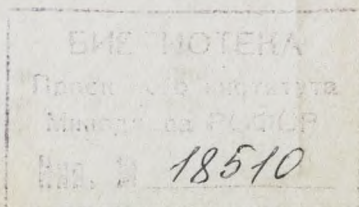
---

Издание третье, переработанное и дополненное

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования  
в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений,  
обучающихся по специальности «Водоснабжение и канализация»



Москва, Стройиздат, 1985





ББК 38.761.2  
Ф 33  
УДК 628.2(075.8)

Рецензенты: кафедра водоснабжения и канализации Горьковского инженерно-строительного института им. В. П. Чкалова (зав. кафедрой, д-р техн. наук В. В. Найденко)

Кое-как оцифровано vk.com/sewerman

**Федоров Н. Ф. и др.**

Ф 33 Канализационные сети. Примеры расчета: Учеб. пособие для вузов / Н. Ф. Федоров, А. М. Курганов, М. И. Алексеев. — 3-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1985. — 223 с., ил.

Рассмотрены общие вопросы проектирования и основы гидравлического расчета канализационных сетей раздельной, общесплавной и полураздельной систем канализации и сооружений на них. Приведены теоретические обоснования рекомендуемых расчетных формул и современных методов расчета. Авт. 2-го изд. Ботук Б. О., Федоров Н. Ф. (1977 г.).

Для студентов строительных вузов, обучающихся по специальности «Водоснабжение и канализация».

Ф 3206000000—684  
047(01)—85 129—85

ББК 38.761.2  
6С9.3

© Стройиздат, 1977

© Стройиздат, 1985, с изменениями

В Основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года большое внимание уделено вопросам охраны природы, в том числе водным ресурсам. Предусмотрено дальнейшее развитие промышленности, улучшение благоустройства городов и поселков. Эти задачи невозможно решить без повсеместного строительства канализационных сетей, предназначенных для сбора и отведения бытовых, дождевых, талых, а также производственных сточных вод. Отведение и очистка сточных вод перед их повторным использованием или сбросом в водоем имеют большое технико-экономическое и санитарно-гигиеническое значение.

Все это обязывает специалистов в области водоснабжения и канализации совершенствовать существующие и разрабатывать новые высокоэффективные технологические схемы, методы проектирования, строительства и эксплуатации систем водоотведения.

Учебное пособие содержит основные теоретические положения, расчетные зависимости и методические рекомендации по расчету и проектированию сетей и сооружений на них для различных систем и схем канализации.

Введение и гл. 1 написаны д-ром техн. наук, проф. Н. Ф. Федоровым; гл. 2, 7 и пп. 4.5, 4.6, 5.3 — д-ром техн. наук, проф. А. М. Кургановым; гл. 5 (кроме п. 5.3) и 6 — д-ром техн. наук М. И. Алексеевым; гл. 3 — совместно Н. Ф. Федоровым и М. И. Алексеевым; гл. 4 (кроме пп. 4.5 и 4.6) — совместно Н. Ф. Федоровым и А. М. Кургановым.

Авторы выражают признательность рецензентам — д-ру техн. наук, проф. В. В. Найдено и канд. техн. наук, доценту В. Н. Козину за ценные советы и замечания, сделанные при рецензировании учебного пособия.



Канализация (водоотведение) — это комплекс инженерных сооружений и устройств, предназначенных для приема сточных вод и удаления их с территории населенных мест и промышленных предприятий, а также их очистки и обеззараживания до выпуска в водоем. Сточными принято считать воды, образующиеся в процессе бытовой и производственной деятельности человека, а также поверхностные воды (дождевые, талые и поливомоечные), отводимые с территории населенных мест и промышленных предприятий. Канализация является одним из важнейших элементов санитарного благоустройства населенных пунктов. На промышленных предприятиях канализация, кроме того, является неотъемлемой частью технологического процесса производства.

Сооружения для отведения бытовых и дождевых вод устраивались еще в глубокой древности в Индии, Греции, Риме, Египте и в других странах. В Древней Руси в XII в. в Новгороде на Ярославом дворе для отведения сточных вод был устроен перекрытый толстыми обтесанными пластинами деревянный канал высотой в четыре бревна.

В Московском Кремле примерно в 1367 г. была проложена водосточная труба, предназначенная для отвода сточных вод в Москву-реку. Позднее, в XVII в., сточные воды Кремля по каменным каналам спускали в р. Неглику.

В середине XVIII в. в Петербурге началось широкое применение каналов, в том числе крупных — размером  $3,8 \times 3,6$  м для отведения атмосферных вод и воды от фонтанов. В 1770 г. в центральной части города было начато строительство водостоков из кирпича, куда поступали и бытовые воды. В 1832 г. протяженность водостоков Петербурга составляла уже 95 км и превышала протяженность водосточных сетей Парижа того времени.

В Москве к 1825 г. были построены крупные Самотечный и Неглинный каналы, служившие для отвода атмосферных и сточных вод от зданий. В 1829 г. было начато строительство канализации в г. Старая Русса, а затем в Феодосии, Одессе, Киеве, Саратове и т. д. До 1917 г. в России только 23 города имели централизованную систему канализации протяженностью сетей около 1500 км и пропускной способностью 150 тыс. м<sup>3</sup>/сут. После Великой Октябрьской социалистической революции вместе с ростом городов началось широкое строительство канализационных систем. К 1937 г. число городов с канализацией достигало 125, протяженность канализационной сети уже составляла 7467 км, а пропускная способность — 1,635 млн. м<sup>3</sup>/сут. В 1958 г. канализацию имели уже 1022 города и рабочих поселка, протяженность сети составляла 19 тыс. км и пропускная способность — 12,6 млн. м<sup>3</sup>/сут.

В настоящее время в СССР все города, а также поселки, усадьбы совхозов и колхозов с многоэтажной застройкой обеспечены системами водоснабжения и водоотведения.



Развитие промышленности и рост городов вызывают непрерывное увеличение объема потребляемой воды и сточных вод, сбрасываемых в водоемы. В результате изменения и совершенствования технологии производственных процессов появились новые по составу загрязнения — промышленные сточные воды. Постоянно увеличивающиеся требования к качеству очистки приводят к необходимости разработки новых методов очистки и сооружений канализации, создания замкнутых систем водного хозяйства.

Комплексное решение водохозяйственных проблем, в том числе и охрана водоемов от загрязнения сточными водами, при современном развитии промышленности и городского хозяйства является важнейшей задачей народнохозяйственного плана.

КПСС и Советское правительство самое серьезное внимание уделяют вопросам охраны окружающей природной среды и, в частности, охране водных бассейнов от загрязнения. В Основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года сказано: «Ускорить строительство водоохраных объектов в бассейнах Черного, Азовского, Балтийского, Каспийского морей и в важнейших промышленных районах страны. Увеличить мощности систем оборотного и повторного использования вод, разрабатывать и внедрять на предприятиях бессточные системы водоиспользования. Усилить охрану водных источников от истощения».

Для выполнения таких грандиозных планов необходимо постоянно совершенствовать инженерные решения, повышать уровень подготовки специалистов.

Научные исследования в области канализационных сетей и сооружений проводятся в нашей стране многими организациями (ВНИИ ВОДГЕО, НИИ КВОВ, МИСИ, ЛИСИ, ГИСИ, ОИСИ, ЦНИИЭП инженерного оборудования и др.) и учеными (С. В. Яковлев, Ю. М. Ласков, В. В. Найденко, Н. Ф. Федоров, В. С. Дикаревский и др.). Ведущими проектными организациями являются Союзводоканалпроект, Гипрокоммунводоканал, Мосинжпроект, Ленгипроинжпроект, Укркоммунинжпроект и др.

Решение задач по дальнейшему развитию материально-технической базы, укреплению экономической и оборонной мощи страны требует от всех советских людей напряженного творческого труда. Это относится и к специалистам по канализации, которые должны в сравнительно короткий срок обеспечить выполнение планов развития канализации населенных пунктов и промышленных предприятий. Только вооруженные глубокими знаниями на уровне современных достижений науки и техники в СССР и за рубежом в области водоснабжения и канализации, наши кадры сумеют выполнить поставленные перед ними задачи.



### 1.1. Сточные воды, их состав, свойства и классификация

Сточные воды от населенных мест и промышленных предприятий могут быть подразделены на *бытовые* — от раковин, ванн, унитазов и пр., установленных в жилых, общественных, коммунальных и промышленных зданиях; *производственные* — образующиеся при использовании воды для различных технологических процессов производства; *атмосферные* — образующиеся на поверхности проездов, площадей, крыш и т. д. при выпадении дождя (дождевые) и таянии снега (талые).

Все категории сточных вод содержат различное количество загрязнений, которые различаются по химическому составу и физическому состоянию.

По химическому составу загрязнения сточных вод подразделяются на минеральные и органические.

Минеральные загрязнения состоят из песка, землистых веществ, шлака, растворов минеральных солей, кислот, щелочей, минеральных масел и др.

Органические загрязнения по своей природе могут быть разделены на растительные, в химическом составе которых в основном содержится углерод, и животные, которые содержат главным образом азот. Органические загрязнения сточных вод являются благоприятной средой для развития бактерий как сапрофитных, так и болезнетворных. Поэтому в сточных водах содержится большое количество бактерий, составляющих так называемое бактериальное загрязнение сточных вод.

По физическому состоянию загрязнения сточных вод делятся в зависимости от степени их дисперсности на растворенные (состоящие из молекулярно-дисперсных частиц, размерами менее 0,001 мм), коллоидные (содержащие частицы от 0,1 до 0,001 мм) и нерастворенные.

Наиболее опасными в санитарном отношении являются бытовые сточные воды, содержащие большое количество гниющих органических веществ, в числе которых находятся фекалии и моча, а также болезнетворные бактерии.

В зависимости от степени благоустройства районов жилой застройки населенных пунктов среднесуточное отведение бытовых сточных вод принимается от 125 до 350 л на одного жителя.

Состав сточных вод характеризуется концентрацией, т. е. количеством загрязнений, содержащихся в единице объема сточных вод, которая выражается в мг/л или г/м<sup>3</sup>.

Нерастворенные вещества в сточных водах в зависимости от размеров (дисперсности) частиц и их плотности, а также скорости потока жидкости могут всплывать на поверхность потока (жиры, бумага, кусочки древесины и пр.), находиться во взвешенном со-



стоянии (суспензии) или волочиться по дну в виде осадка (песок, куски органических веществ). Для определения количества взвешенных веществ берется среднесуточная проба сточных вод в месте полного их перемешивания и отсутствия условий для оседания взвешенных веществ. Отобранную пробу сточной жидкости фильтруют через беззольный фильтр и затем задержанные вещества высушивают при  $106^{\circ}\text{C}$  до постоянной массы. Полученное количество абсолютно сухого вещества выражают в мг/л и г/м<sup>3</sup>. Так как вещества, влекомые по дну канала, не всегда удастся включить в отбираемую пробу сточных вод, то обычно полученное по химическому анализу количество взвешенных веществ увеличивают на 10—20%.

Концентрация загрязнений бытовых сточных вод зависит от нормы потребления воды человеком в сутки. В среднем по взвешенным веществам она составляет 150—300 мг/л.

Взвешенные вещества сточных вод делят на оседаемые и неоседаемые. К оседаемым относят вещества, выпадающие в осадок при отстаивании сточных вод в течение 2 ч в стеклянных сосудах вместимостью не менее 0,5 л в спокойном состоянии. К неоседаемым относят вещества, не выпадающие в осадок в этих сосудах за 2 ч отстоя. Соотношение между количеством оседаемых и неоседаемых взвешенных веществ составляет обычно 50—80% для сточных вод канализаций разных городов.

Содержание растворенных в сточных водах веществ, или сухой остаток, определяется выпариванием фильтрата, т. е. воды, прошедшей через беззольный фильтр. Полученный после выпаривания остаток высушивают и взвешивают. Количество органической и минеральной частей взвешенных, коллоидных и растворенных веществ определяют прокаливанием их при  $600^{\circ}\text{C}$  и взвешиванием получаемой после этого остывшей золы. Разность масс вещества до и после прокаливания называют летучей или органической частью, а оставшуюся золу называют минеральной частью определяемого вещества.

Общее количество взвешенных веществ в бытовых сточных водах принимается 65 г/сут на 1 человека, из них 60—75% оседаемых веществ имеют зольность 20—30% (СНиП II-32-74).

Степень загрязненности сточных вод и воды водоемов органическими веществами можно установить по количеству кислорода, расходуемого на биохимическое окисление органических веществ в определенный интервал времени. Биохимическую потребность в кислороде (БПК) определяют за 5 сут, или, как говорят, в пятисуточной пробе. Согласно СНиП II-32-74,  $\text{БПК}_5 = 0,875 \text{ БПК}_{20}$ . В отстоянной сточной жидкости  $\text{БПК}_{20} = 40 \text{ г/сут}$  на 1 человека, пользующегося канализацией.

Так как часть органических веществ не поддается окислению биохимическим методом, то для определения полного количества кислорода, необходимого для окисления всех органических загрязнений сточных вод, применяют химические методы окисления и получают химическую потребность в кислороде (ХПК).



Если в бытовой сточной воде содержится  $B$  мг/л взвешенных веществ, причем 70—80% из них органических, то при  $50 < B \leq 600$  мг/л плотность сточной воды  $\rho$  и количество коллоидов  $K$  в ней могут быть определены соответственно по формулам Н. Ф. Федорова, мг/л:

$$\rho = 1,0002 + 7,4 \cdot 10^{-7} B, \quad (1.1)$$

$$K = B / (4,17 + 0,0022 B). \quad (1.2)$$

Плотность сапропелей и илов, содержащих 4% твердых частиц и 96% воды —  $\rho = 1050$  кг/м<sup>3</sup>, а при 12% твердых частиц и 88% воды —  $\rho = 1200$  кг/м<sup>3</sup>.

Соотношение объемов осадка при различных значениях его влажности обратно пропорционально процентному содержанию в нем твердого вещества:

$$W_2 = W_1 (100 - p_1) / (100 - p_2), \quad (1.3)$$

где  $W_1$  — объем осадка, м<sup>3</sup>, с содержанием воды  $p_1$ , %;  $W_2$  — объем того же осадка, м<sup>3</sup>, с содержанием воды  $p_2$ , %.

Концентрацию загрязнений  $K_6$ , мг/л, бытовых сточных вод определяют по формуле

$$K_6 = 1000 a / q, \quad (1.4)$$

где  $a$  — величина загрязнений, приходящаяся на 1 человека, г/сут;  $q$  — норма водоотведения на 1 человека, л/сут.

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

$$K_{см} = (K_6 Q_6 + \sum K_{пр} \cdot Q_{пр}) / (Q_6 + \sum Q_{пр}), \quad (1.5)$$

где  $K_6$  — концентрация загрязнений бытовых сточных вод, г/м<sup>3</sup> или мг/л;  $Q_6$  — средний расход бытовых сточных вод, м<sup>3</sup>/сут;  $K_{пр}$  — концентрация загрязнений производственных сточных вод отдельных промышленных предприятий, г/м<sup>3</sup> или мг/л;  $Q_{пр}$  — расход сточных вод отдельных промышленных предприятий, м<sup>3</sup>/сут.

Сточные воды можно отнести к ньютоновским жидкостям. Кинематический коэффициент вязкости  $\nu$ , Ст., бытовых сточных вод, содержащих  $B \leq 600$  мг/л взвешенных веществ, из которых около 75% органических, при температуре  $t$  от 2 до 25°C может быть определен по формуле Н. Ф. Федорова:

$$\nu = \nu_b + 0,0002 B t^{-2}, \quad (1.6)$$

где  $\nu_b$  — кинематический коэффициент вязкости пресной воды.

Поверхностное натяжение является фактором, характеризующим процесс флотации, т. е. способности дисперсных частиц всплывать вместе с пузырьками воздуха. При растворении какого-либо вещества в жидкости ее поверхностное натяжение, как правило, изменяется. Вещества, вызывающие резкое понижение поверхностного натяжения, называются поверхностно-активными веществами (ПАВ). Производство и широкое применение синтетических ПАВ, особенно в составе моющих средств, приводят к химическому загрязнению сточных вод. Среднее потребление ПАВ на одного человека составляет 2,5 г/сут.



**Пример 1.1.** Определить количество коллоидов, если анализом установлено, что сточные бытовые воды содержат 200 мг/л взвешенных веществ, в том числе органических 75%.

$$K = B / (4,17 + 0,0022 B) = 200 / (4,17 + 0,0022 \cdot 200) = 43,7 \text{ мг/л.}$$

**Пример 1.2.** Определить плотность сточных бытовых вод при содержании в них 300 мг/л взвешенных веществ.

$$\rho_{\text{ст}} = 1,0002 + 7,4 \cdot 10^{-7} B = 1,0002 + 7,4 \cdot 10^{-7} \cdot 300 = 1,00042 \text{ кг/см}^3.$$

**Пример 1.3.** Определить вязкость сточных вод, если по данным физико-химического анализа они содержат 500 мг/л взвешенных веществ, в которых органических веществ около 70%. Температура сточных вод 10°C.

$$\nu = \nu_B + 0,0002 \cdot 500 \cdot 10^{-2} = 0,0131 + 0,001 = 0,0141 \text{ Ст.}$$

**Пример 1.4.** Определить объем осадка  $W_2$  влажностью 80%, если при влажности 95% он имел объем  $W_1 = 60 \text{ м}^3$ .

$$W_2 = 60 (100 - 95) / (100 - 80) = 15 \text{ м}^3.$$

**Пример 1.5.** Население канализуемой части города составляет 200 000 человек. Норма водоотведения составляет 300 л/сут на 1 человека. В неканализуемом районе города проживает 2000 человек, от которых в городскую канализацию через сливные станции поступают нечистоты. В городе имеются две гостиницы по 500 человек. Вокзал дает в городскую сеть 300 м<sup>3</sup>/сут бытовых сточных вод. Кроме того, в канализацию поступают производственные сточные воды: от мясокомбината —  $Q_1 = 3000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ,  $B = 800 \text{ г/м}^3$ , БПК<sub>5</sub> = 657 г/м<sup>3</sup>; от консервного мясного завода —  $Q_2 = 2000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ,  $B = 800 \text{ г/м}^3$ , БПК<sub>5</sub> = 1300 г/м<sup>3</sup>; от завода безалкогольных напитков —  $Q_3 = 1000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ,  $B = 200 \text{ г/м}^3$ , БПК<sub>5</sub> = 400 г/м<sup>3</sup>; от молококомбината —  $Q_4 = 2000 \text{ м}^3/\text{сут}$ ,  $B = 650 \text{ г/м}^3$ , БПК<sub>5</sub> = 1800 г/м<sup>3</sup>.

Норма водоотведения для неканализованных районов принята 25 л/сут на одного человека. Определить расход и степень загрязнения сточных вод.

Среднесуточный расход бытовых сточных вод, поступающих на очистные сооружения, составит:

$$Q_{\text{сут}} = \frac{300 \cdot 200\,000 + 300 \cdot 500 \cdot 2 + 2000 \cdot 25}{1000} + 300 = 60\,650 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Количество загрязнений, вносимых в городскую канализацию населением неканализованной части города, составляет по взвешенным веществам в сутки  $65 \cdot 2000 / 3 = 43\,333 \text{ г}$ ; по БПК<sub>20</sub> —  $40 \cdot 2000 / 3 = 26\,666 \text{ г}$ ; по БПК<sub>5</sub> —  $0,875 \cdot 26\,666 = 23\,223 \text{ г}$ .

Средняя концентрация загрязнений бытовых и производственных сточных вод по взвешенным веществам

$$K_{\text{см}} = \frac{216 \cdot 60\,600 + 800 \cdot 3000 + 800 \cdot 2000 + 650 \cdot 200 + 200 \cdot 1000 + 43\,333}{60\,600 + 3000 + 2000 + 2000 + 1000 + 50} = 271,6 \text{ г/м}^3 \text{ или мг/л.}$$

Концентрация загрязнений бытовых сточных вод по взвешенным



веществам и БПК<sub>20</sub> при норме водоотведения 300 л/сут на человека по формуле (1.4) составляет соответственно 216 и 133 мг/л. БПК<sub>5</sub> = 0,875 · 133 = 116 г/м<sup>3</sup>.

$$\text{БПК}_{5 \text{ см}} = \frac{116 \cdot 60 \cdot 600 + 657 \cdot 3000 + 1300 \cdot 2000 + 1800 \cdot 2000 + 400 \cdot 1000 + 23 \cdot 223}{60 \cdot 600 + 3000 + 2000 + 2000 + 1000 + 50} = 228 \text{ г/м}^3.$$

$$\text{БПК}_{20 \text{ см}} = 228/0,875 = 261 \text{ г/м}^3.$$

## 1.2. Системы канализации

Удаление сточных вод за пределы населенных мест и промышленных предприятий осуществляется по трубам и каналам, как правило, самотеком, в связи с чем их прокладывают с уклоном.

В современных благоустроенных городах для удаления и обезвреживания сточных вод устраивают *централизованную канализацию*, состоящую из внутренних и наружных канализационных сетей, насосных станций, очистных сооружений и выпусков.

В зависимости от того, какие категории сточных вод отводит канализационная сеть, различают общесплавную и раздельную (полную и неполную) системы канализации.

*Общесплавная* система наружной канализации (рис. 1.1) предусматривает устройство одной подземной сети труб и каналов для приема и отведения всех категорий сточных вод. Для уменьшения размеров главных коллекторов на них устраивают камеры с ливне-спусками — сооружения, через которые сбрасывается в ближайший водный проток часть смеси дождевых и производственно-бытовых сточных вод во время сильных дождей (ливней).

*Раздельная* система наружной канализации может быть полной и неполной. *Полная раздельная* система канализации (рис. 1.2) предусматривает укладку двух подземных сетей труб и каналов; в одну из них поступают и по ней отводятся бытовые и загрязненные производственные сточные воды на очистные сооружения (могут быть устроены и отдельные производственные сети), по другой дождевые, талые, дренажные и условно-чистые производственные сточные воды отводятся в ближайшие водные протоки, в том числе и расположенные в пределах населенных пунктов, а также в овраги и непроточные водоемы при удовлетворении санитарно-гигиенических требований.

*Неполная раздельная* система канализации предусматривает укладку подземной бытовой сети из труб и каналов и устройство открытой (поверхностной) дождевой сети, состоящей из уличных лотков, кюветов и каналов.

Канализационную сеть, предназначенную для приема и отведения смеси бытовых и загрязненных производственных сточных вод в пределах промышленных предприятий, называют производственно-бытовой, а для приема и отведения атмосферных вод — дождевой и водостоками.



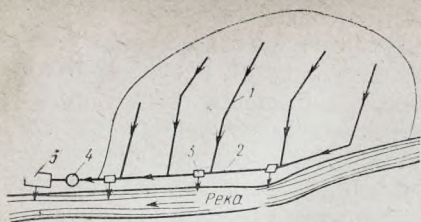


Рис. 1.1. Общесплавная система наружной канализации

1 — коллекторы; 2 — главный коллектор; 3 — камеры с ливнепусками; 4 — насосная станция; 5 — очистные сооружения

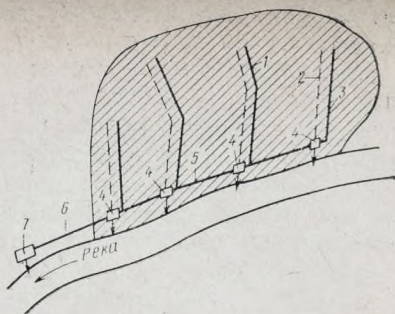
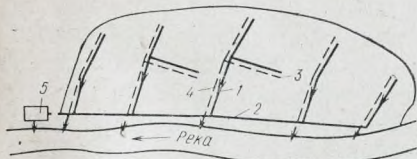


Рис. 1.3. Полураздельная система канализации

1 — сеть бытовой канализации; 2 — сеть дождевой канализации; 3 — коллектор; 4 — соединительные камеры; 5 — главный коллектор; 6 — загородный коллектор; 7 — очистные сооружения

Рис. 1.2. Полная раздельная система канализации

1, 2 — бытовая сеть; 3, 4 — дождевая сеть; 5 — насосная станция и очистные сооружения

Разновидностями общесплавной и раздельной систем канализации являются полураздельная и комбинированная системы.

Как уже указывалось ранее, первые потоки дождевых вод, смывая поверхностные загрязнения, сильно загрязняются. Следовательно, с санитарной точки зрения их наиболее целесообразно направлять в бытовую канализацию. Техническим решением, обеспечивающим их удаление в бытовую сеть, является полураздельная канализация.

**Полураздельная система канализации** (рис. 1.3) предусматривает устройство двух сетей подземных труб и каналов, из которых по одной — бытовой сети — отводятся бытовые, загрязненные производственные сточные воды и первые потоки грязных дождевых вод, а по другой — дождевой сети — удаляются относительно чистые дождевые и условно-чистые производственные сточные воды.

Разделение дождевых вод на две категории: чистые — сбрасываемые в водоемы и загрязненные — отводимые на очистку совместно с бытовыми и производственными сточными водами, происходит в специальных камерах, называемых разделительными. От этих камер по одной сети отводятся бытовые, производственные и загрязненные дождевые сточные воды за пределы населенных мест, где перед спуском в водоемы подвергаются очистке. По дождевой же сети от разделительных камер чистые дождевые воды наискратчайшим путем направляются в ближайшие водоемы.

Если канализацию устраивают по полураздельной системе, то проектирование сетей выполняют одновременно, причем бытовую



сеть прокладывают глубже, чем дождевую для обеспечения самостоятельного приема загрязненных дождевых вод.

*Комбинированные* системы канализации предполагают устройство в разных районах населенного пункта сетей по различной системе. Сооружают их обычно в городах, имеющих общесплавную канализацию. При расширении территории населенного пункта в новых районах города прокладывают в первую очередь бытовые сети, присоединяемые к коллекторам общесплавной канализации, которые, как известно, при отсутствии дождей мало загружены.

Строительство дождевой канализации выполняют так, чтобы сточные воды наикратчайшим путем выпускались в ближайшие водные протоки.

### 1.3. Общая схема канализации города (поселка) и ее основные элементы

Для удаления бытовых сточных вод, образующихся в населенном пункте, устраивают инженерные сооружения, состоящие из внутренней канализации; внутриквартальной или дворовой канализационной сети; наружных канализационных сетей; насосных станций, очистных сооружений и выпусков.

В зависимости от категории отводимой сточной жидкости внутреннюю канализацию подразделяют на: *бытовую* — для отведения из зданий бытовых (от раковин, моек и т. д.) и фекальных сточных вод, при этом если сеть бытовой канализации устроена в производственном здании, то в нее можно спускать и производственные воды при сравнительно небольшом их количестве и при условии, что по составу они не противопоказаны к спуску в эту сеть; *производственную* — для отведения из различных цехов производственных сточных вод; *дождевую* (внутренние водостоки) — для отведения дождевых вод с поверхности крыш промышленных, общественных и жилых зданий.

Бытовая внутридомовая канализация (рис. 1.4) включает в себя приемники сточных вод (унитазы, раковины, умывальники и пр.); отводные линии к стоякам; стояки с ревизиями для их прочистки; магистральные отводные линии, к которым присоединяют стояки; выпуски в наружную канализационную сеть.

Стояки оканчиваются вытяжной вентиляционной трубой, выводимой выше кровли зданий на 0,5 м и более (в соответствии со СНиП II-30-76).

Все приемники сточных вод, присоединяемые к внутренней сети канализации, должны иметь гидравлические затворы для предотвращения проникновения загрязненного воздуха из канализационной сети внутрь помещений. Дворовая, внутриквартальная и уличная канализационные сети вентилируются через стояки внутренней канализации.

Схемы внутренней производственной канализации характеризуются большим разнообразием в зависимости от технологии



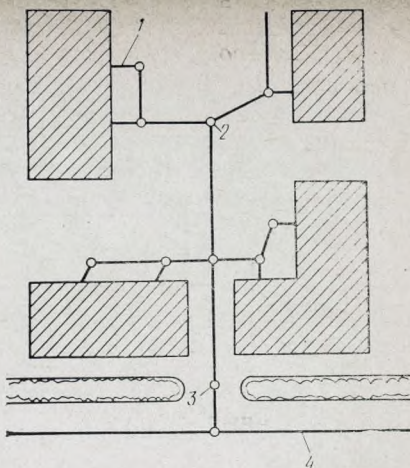
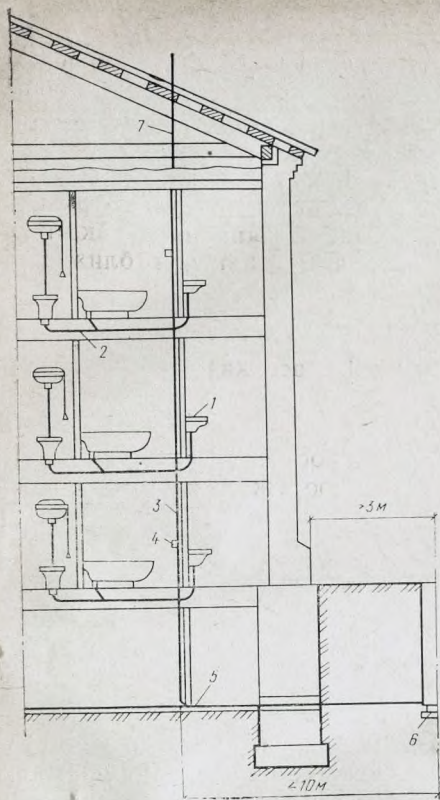


Рис. 1.5. Дворовая канализационная Сеть

1 — выпуск из здания; 2 — смотровой колодец; 3 — контрольный колодец; 4 — уличная сеть

Рис. 1.4. Бытовая внутридомовая канализация

1 — приемники сточных вод; 2 — отводные трубы от приемников сточных вод; 3 — канализационный стояк; 4 — ревизия; 5 — выпуск; 6 — дворовая канализация; 7 — вытяжная вентиляционная труба

производства, установленного оборудования, степени загрязнения сточных вод и пр.

*Внутренние водостоки* служат для отведения дождевых вод с поверхности крыш. В производственных зданиях их устраивают в том случае, если крыши имеют большую поверхность. С жилых, общественных и коммунальных зданий сеть внутренних водостоков сооружают при наличии плоских кровель. Со скатных крыш дождевую воду обычно отводят через водосточные трубы, которые навешивают по внешнему контуру зданий. Внутренние водостоки состоят из приемных воронок, отводных труб, соединяющих воронки со стояками, стояков и внутренних коллекторов. Кроме того, на сети устанавливают ревизии и колодцы для обеспечения ее нормальной эксплуатации.

*Наружные канализационные сети*, состоящие из подземной сети труб и каналов, укладываемых с уклоном, разделяют на дворовые, внутриквартальные (микрорайонные) и уличные.

*Дворовая канализационная сеть* (рис. 1.5), располагаемая в пределах одного двора и обслуживающая одно или несколько зданий, включает в себя выпуски из зданий, приемные и смотровые



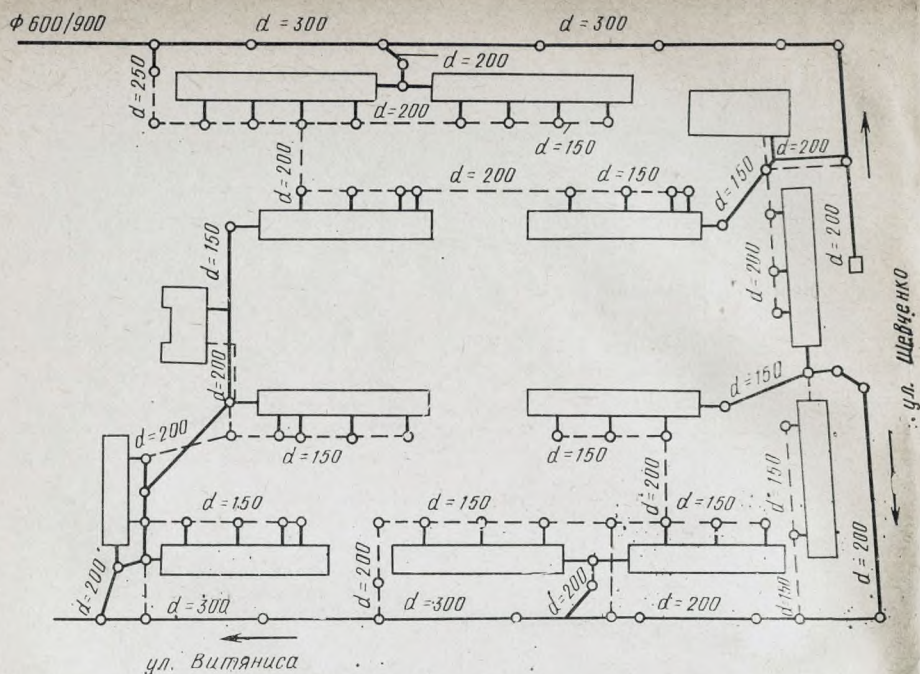


Рис. 1.6. Внутриквартальная канализационная сеть

колодцы и системы подземных труб, обычно небольшого диаметра (150—200 мм). Смотровые колодцы служат для создания нормальных эксплуатационных условий — для наблюдения за состоянием сети и для промывки и прочистки ее. Последний колодец дворовой сети перед присоединением ее к уличной называется контрольным колодцем. Он является границей между дворовой и уличной сетями и обычно располагается на улице за красной линией.

В связи с проектированием и строительством жилых зданий отдельными комплексами — кварталами и микрорайонами, различными по величине, обслуживающие их канализационные сети называются *внутриквартальными* или *микрорайонными*.

Начертание или трассировка внутриквартальной сети зависит не только от планировки квартала, рельефа местности и размещения зданий на плане, но и от внутренней планировки зданий. Например, при устройстве зданий без технических подполий внутриквартальная канализационная сеть может быть запроектирована так, как она представлена на рис. 1.6 (пунктирная линия). При наличии технических подполий сеть получает иное начертание (сплошная линия). Нетрудно видеть, что во втором случае длина внутриквартальной сети и число колодцев значительно меньше, поэтому стоимость сооружения внутриквартальных сетей в 2 раза меньше. Следует отметить, что устройство технических подполий в



зданиях обычно не вызывает значительного удорожания их сооружения.

Внутриквартальная канализационная сеть, так же как и дворовая, состоит из выпусков домовых сети, смотровых и контрольных колодцев, а также разветвленной сети подземных труб, диаметры которых обычно составляют 150—250 мм.

При наличии выпусков от прачечных, бань, а также от различных производств диаметр сети может быть увеличен.

#### 1.4. Схемы наружной канализации

Схема канализации населенного пункта (рис. 1.7) определяется главным образом рельефом территории и намеченным местом для размещения очистных сооружений и выпуска сточных вод.

Схема может быть *централизованная*, когда все сточные воды объекта канализования отводятся на одни очистные сооружения, и *децентрализованная* при устройстве двух и более очистных станций. Вторую схему применяют для крупных городов с населением более 500—700 тыс. человек.

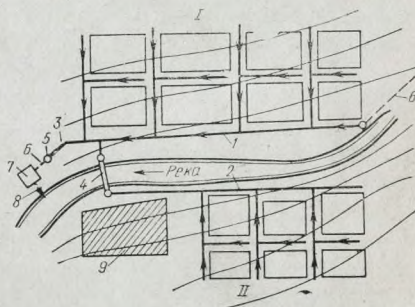
Следует отметить, что ввиду большого разнообразия местных условий населенных пунктов — рельефа местности, наличия и размещения водоемов, гидрогеологических условий и пр. — схема канализации населенного пункта является обычно сугубо индивидуальной.

Частью наружной канализации является уличная подземная канализационная сеть, по которой сточные воды, поступающие от отдельных кварталов населенного пункта, направляются в один, обслуживающий весь район (бассейн), трубопровод, называемый коллектором. Коллекторы отдельных районов объединяются, образуя главные коллекторы. Коллекторы, по которым сточные воды отводятся за пределы населенного пункта, носят название отводных или загородных.

По топографическим условиям местности может потребоваться перекачка сточных вод из коллекторов отдельных районов в канализационную сеть другого района или другой коллектор того же района, что требует устройства насосных станций и напорных трубопроводов до ближайших самотечных коллекторов.

Рис. 1.7. Схема наружной канализации населенного пункта

I, II — бассейны канализации; 1, 2 — главные коллекторы; 3 — отводящий главный загородный коллектор; 4 — дюкер; 5 — насосная станция; 6 — напорный трубопровод; 7 — очистные сооружения; 8 — выпуск очищенных вод; 9 — промышленное предприятие





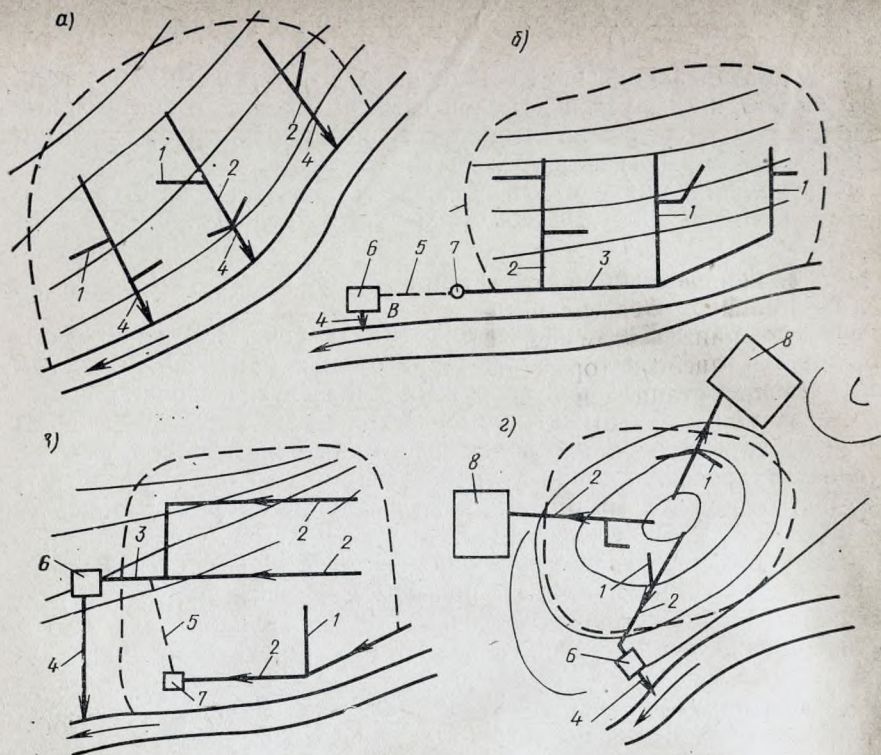


Рис. 1.8. Схемы канализации населенных пунктов

*а* — перпендикулярная; *б* — пересеченная; *в* — зональная; *г* — радиальная; *1* — уличная сеть; *2* — коллекторы; *3* — главные коллекторы; *4* — выпуски; *5* — напорные трубопроводы; *6* — очистные сооружения; *7* — насосные станции; *8* — поля орошения

Для подачи сточных вод на очистные сооружения, где обеспечивается самотечный пропуск их, необходимо предусмотреть строительство напорного трубопровода и насосной станции. Последняя называется *главной насосной станцией*. Очистные сооружения канализации могут быть весьма разнообразны; выбор их зависит от метода очистки сточных вод.

Сброс очищенных сточных вод в водоемы осуществляется через выпуски.

Схемы начертания канализационной сети могут быть перпендикулярными, пересеченными, зонными и радиальными.

*Перпендикулярная схема* (рис. 1.8, *а*) применима для дождевой канализации. По этой схеме коллекторы трассируются по рельефу местности перпендикулярно к водоему с использованием выпуска сточных вод в водоем по наикратчайшему расстоянию.

*Пересеченная схема* (рис. 1.8, *б*) предусматривает прокладку главного коллектора по пониженной части территории объекта, обычно вдоль водного протока. Схема применима при раздельной



и общесплавной системах. Во втором случае на главном коллекторе устраивают камеры с ливнеспусками.

*Зонная схема* (рис. 1.8, в) применяется на объектах со значительной разницей отметок поверхности земли по террасам. В этом случае по каждой террасе (зоне) прокладывают сборный коллектор. Сточные воды из наиболее низко расположенной зоны перекачиваются насосной станцией в верхнюю зону или на очистные сооружения. Схемы зонной канализации встречаются довольно редко.

При *радиальной* (децентрализованной) схеме (рис. 1.8, г) коллекторы трассируются большей частью от центра населенного пункта к периферии. В этом случае устраивают несколько очистных станций, число которых может быть уменьшено путем устройства насосных станций и напорных трубопроводов. К понятию децентрализованной схемы можно отнести и объект, канализованный частично с устройством так называемой *местной* канализации, т. е. такой, которая обслуживает одно или группу зданий с самостоятельными местными очистными сооружениями и выпусками.

Известны также другие классические схемы начертания сети, например *веерная*, или *параллельная*. Веерная схема канализации проектируется в случаях, когда рельеф местности имеет очень большие уклоны в направлении к водоему и коллекторы приходится трассировать более или менее параллельно друг другу под некоторым углом к реке.

На начертание схемы канализационной сети промышленного предприятия влияет много различных факторов, и в первую очередь, кроме отмеченных ранее, расположение цехов и их выпусков, характер загрязнения производственных сточных вод, система внутризаводского транспорта и наличие подземных сетей различного назначения (водо-, газо-, теплопровода и т. п.). Поэтому для промышленных предприятий очень трудно дать какие-либо типовые схемы прокладки сетей.

В связи с большим числом подземных коммуникаций на ряде промышленных предприятий их прокладывают в общих коллекторах — тоннелях, куда иногда удается помещать и канализационные трубы.

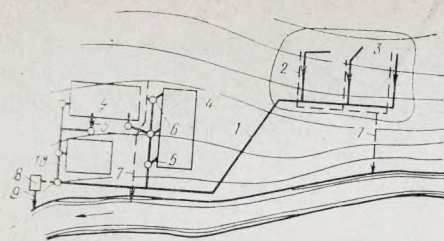
На территории промышленных предприятий канализационную сеть обычно сооружают по полной раздельной системе (рис. 1.9). Основными сетями являются производственная, бытовая и дождевая. Трассировка сетей ведется вдоль проездов; прокладывать сети на незастроенных участках, а также в торцах зданий не рекомендуется.

Вблизи крупных промышленных предприятий часто располагают жилые поселки или города, в связи с чем часть канализации промышленного предприятия и жилого комплекса имеет общие сети, насосные и очистные станции, напорные трубопроводы или некоторые из этих сооружений.

Строительство канализационных сетей населенных пунктов и промышленных предприятий связано с большими капиталовложе-



Рис. 1.9. Полная раздельная система канализации промышленного предприятия и населенного пункта



1 — производственно-бытовая канализационная сеть; 2 — дождевая сеть; 3 — выпуски из зданий; 4 — промышленное предприятие; 5 — смотровые колодцы; 7 — выпуск дождевых вод; 8 — очистные сооружения; 9 — выпуск очищенных вод; 10 — насосная станция

ниями, поэтому при разработке проекта канализации выбор системы канализации и решение ее схемы имеет большое значение.

При разработке районных схем канализации и водоснабжения решаются вопросы комплексного использования водных ресурсов и охраны их от загрязнения и истощения.

С этой целью составляются технико-экономические основы (ТЭО) схемы районной планировки и размещения производственных сил района; в них устанавливается возможность нового строительства с рекомендациями по размещению отдельных объектов.

### 1.5. Санитарная и технико-экономическая оценка систем канализации

В санитарном отношении наиболее целесообразной системой является полураздельная, так как ее устройство предполагает отвод загрязненных сточных вод всех категорий за пределы населенного места и выпуск в водоемы только после очистки. Однако эта система не получила распространения по технико-экономическим соображениям: стоимость ее строительства наиболее высокая.

Стоимость строительства бытовой сети при этой системе увеличивается в связи с дополнительными затратами на более глубокое ее заложение и строительство соединительных камер. Кроме того, очистные сооружения при полураздельной системе имеют большие размеры.

Благоприятной в санитарном отношении является также и общесплавная система канализации; при этой системе основная масса загрязненных сточных вод проходит очистку. В этом случае главные коллекторы имеют очень большие сечения, а насосные станции и очистные сооружения должны быть рассчитаны на большие массы воды, что влечет за собой увеличение строительных и эксплуатационных затрат.

В целях их сокращения на главных коллекторах, обычно трассируемых вдоль водных протоков, сооружают камеры с ливнеспусками (см. рис. 1.1), через которые часть смеси различных категорий сточных вод сбрасывается в водоемы, при этом снижается санитарный эффект применения общесплавной сети, но одновременно значительно уменьшается стоимость ее строительства и последующей эксплуатации.

Обычно протяженность общесплавной сети на 35—40% меньше протяженности сетей полной раздельной системы.



Канализационные сети по общесплавной системе проектировались и строились до революции как у нас в России, так и за рубежом. До Великой Октябрьской социалистической революции в России по общесплавной системе была построена канализация во многих городах, например в Петербурге в XVIII в., Одессе 1874 г., Самаре (Куйбышеве) в 1909 г. и др.

Полная раздельная система канализации в санитарном отношении является удовлетворительной. Она получила наиболее широкое применение в СССР при строительстве канализации населенных пунктов и промышленных предприятий. Причиной этого являются ее технико-экономические преимущества, которые состоят в следующем. При этой системе канализации строительство различных сетей обычно производится очередями: вначале строится бытовая сеть и затем по мере развития города и его благоустройства сооружается дождевая (закрытая) сеть. При устройстве только бытовой сети дождевые воды отводятся путем поверхностного стока по лоткам и кюветам в ближайшие водоемы или овраги и т. п. Основным недостатком этой системы является сброс всех дождевых вод в водные протоки в черте населенных пунктов.

В санитарном отношении общесплавную и полную раздельную систему канализации следует считать более или менее равноценными.

По исследованиям Ленинградского научно-исследовательского института Академии коммунального хозяйства РСФСР (ЛНИИ АКХ), которые выполнены под руководством Г. Г. Шигорина, установлено, что основными факторами, влияющими на относительное удешевление общественной сети по сравнению с полной раздельной, являются: климатические показатели, рельеф территории и количество выпусков дождевой сети.

Расчеты, произведенные ЛНИИ АКХ на основании данных, полученных из 73 городов, имеющих различные системы канализации, показали, что при общесплавной системе годовые затраты на эксплуатацию на 15—25% меньше, чем при полной раздельной системе. С другой стороны, объемы очистных сооружений при общесплавной системе увеличиваются по сравнению с полной раздельной.

При комбинированных системах очевидно, что в различных районах населенного пункта будут различные санитарные и технико-экономические показатели, присущие различным системам канализации.

В СССР комбинированная система канализации устроена в Ленинграде, Одессе, частично в Риге, тогда как за рубежом комбинированные системы составляют 30—40% от числа всех систем. В Англии уже около ста лет действуют общесплавная и комбинированная системы канализации.

Целесообразность применения той или иной системы обуславливается следующими условиями.

Полная раздельная система может быть применена при возможности сброса всех дождевых вод во внутригородские водные



протоки; при необходимости устройства по условиям рельефа местности более трех районных насосных станций; при полной биологической очистке сточных вод. Система наиболее эффективна при дождях большой интенсивности.

Общесплавная система может быть применена при наличии на территории канализования или вблизи нее водных протоков с расходом от 5 м<sup>3</sup>/с и более, при устройстве трех и менее районных насосных станций с высотой подъема сточных вод до 20 м; при длине загородного коллектора до 1 км или допустимости устройства в начале его ливнеспуска с коэффициентом разбавления до 2 и при возможности применения только механической очистки для части смеси сточных вод во время сильных дождей. Применение системы рекомендуется при дождях средней интенсивности.

Неполная раздельная система может быть рекомендована на первую очередь строительства. Система целесообразна также при дождях небольшой интенсивности и малого периода их повторяемости.

При отсутствии явно выраженных условий в пользу той или иной системы канализации выбор ее следует осуществлять путем разработки конкурирующих вариантов и технико-экономического и санитарно-гигиенического их сравнения.

Выбор системы канализации зависит от ряда местных факторов канализуемого объекта. Так, в городах, имеющих высокую степень благоустройства жилого фонда, с усовершенствованными покрытиями улиц, проездов и площадей (асфальтовые и бетонные) при наличии мощных водных протоков могут быть рассмотрены в первую очередь два варианта устройства канализационных сетей — полная раздельная и общесплавная.

#### **1.6. Бассейны канализования; трассировка сети; схемы начертания сети**

Трассировка и расчет канализационных сетей является одним из важнейших этапов проектирования канализации населенных пунктов.

При наличии генерального плана населенного места со всеми другими исходными данными основными этапами проектирования сети будут следующие: установление границ отдельных бассейнов канализации, мест расположения очистных сооружений и места выпуска очистных сточных вод. Затем производится трассировка сети, проектируемой для данного населенного места.

Канализационные сети населенных мест и промышленных предприятий проектируются самотечными. Только в случае большого заглубления сети устраиваются насосные станции и сточные воды перекачиваются из глубоко заложенных коллекторов или на очистные сооружения, или в коллекторы, имеющие более мелкое заложение. Встречаются и другие случаи перекачки сточных вод по напорным коллекторам.

*Бассейны канализования определяются в зависимости от релье-*



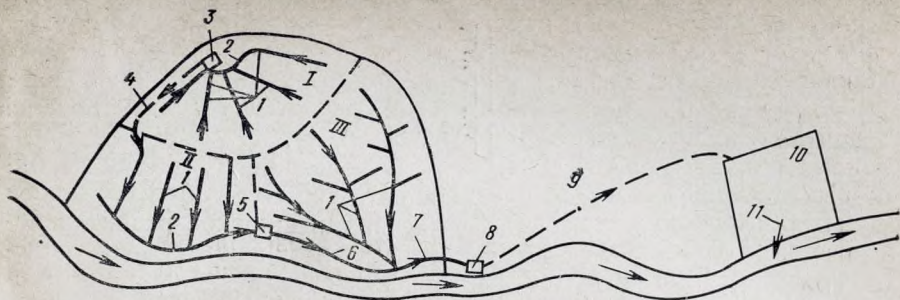


Рис. 1.10. Бассейны канализования I, II, III

1 — уличная сеть; 2 — главные коллекторы районов; 3, 5 — районные канализационные насосные станции; 4 — напорный трубопровод; 6 — главный коллектор; 7 — отводной коллектор; 8 — главная насосная станция; 9 — напорный водовод; 10 — очистные сооружения; 11 — выпуск в водоем

ефа местности и проекта вертикальной планировки. Границы отдельных бассейнов канализования, как правило, соответствуют линиям водоразделов (рис. 1.10). При плоском рельефе местности сначала определяется целесообразная максимальная глубина заложения главного коллектора исходя из гидрогеологических условий местности; границы же бассейнов канализования устанавливаются из условий возможно большего охвата территории самотечной сетью.

Место для размещения очистных сооружений и выпуска сточных вод согласовывается с органами санитарного надзора и местным Советом народных депутатов.

При выпуске сточных вод в водоемы рыбохозяйственного значения или судоходные водоемы согласование производится также и с органами рыбоохраны и организациями морского или речного флота.

Во всех случаях выпуск бытовых сточных вод располагают за чертой населенных пунктов вниз по течению водного протока. Затем производят трассировку сети.

*Трассировкой* сети называется ее начертание на генеральном плане. Главные коллекторы трассируются обычно по тальвегам, а отводной (перехватывающий) коллектор, отводящий сточные воды на очистные сооружения, — вдоль берега водоема.

При плоском рельефе местности коллекторы трассируют по возможности посередине бассейна, присоединяя их к главному коллектору. Затем по рельефу местности и с учетом вертикальной планировки отдельных территорий производят трассировку всей уличной сети.

Трассировка второстепенных уличных коллекторов относительно кварталов города может быть осуществлена по методам: объемному (рис. 1.11,а), пониженной грани квартала (рис. 1.11,б), внутриквартальной трассировки (рис. 1.11,в).

Первый метод применяется при плоском рельефе квартала (ук-



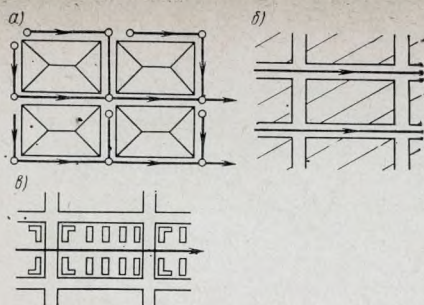


Рис. 1.11. Трассировка канализационной сети

а — по объемному методу; б — по методу пониженной грани; в — по методу черзквартальной трассировки

иметь в виду, что при небольших расходах и малых диаметрах сети последняя должна иметь большие уклоны и, следовательно, большое заглубление (при плоском рельефе местности). Поэтому такую сеть нужно трассировать короткими участками. Наоборот, коллекторы большого сечения прокладываются с малыми уклонами и, следовательно, они могут иметь большую протяженность.

Особенностью трассировки дождевой сети является выпуск сточных вод по наикратчайшему расстоянию в ближайший водный проток (см. рис. 1.2). При общесплавной системе канализации главный коллектор трассируется вдоль берега водоема или глубокого тальвега, в которые может быть сброшена часть сточных вод через ливнеспуски в период сильных дождей (см. рис. 1.1).

При полураздельной системе канализации предусматривать трассировку бытовой сети нужно так, чтобы коллекторы бассейнов канализования и главный коллектор имели заглубление больше, чем дождевая сеть.

Число насосных станций при канализовании населенных пунктов зависит от рельефа местности, гидрогеологических условий и др. Современные методы строительства крупных коллекторов с помощью щитовой проходки позволяют значительно сократить число насосных станций, так как практически такое строительство может быть осуществлено на любой глубине. Однако применение щитовой проходки должно быть обосновано технико-экономическими расчетами.

## 1.7. Расположение канализационных сетей на плане и в поперечном профиле улиц

Канализационные сети различных систем в крупных городах при развитом подземном хозяйстве должны трассироваться с учетом наличия других подземных сооружений. Кроме того, при определении мест прокладки трасс канализационной сети следует учи-

лон поверхности земли до 0,005—0,007); второй — при выраженном рельефе, с падением поверхности земли к одной или двум граням квартала (уклон больше 0,008—0,01).

В последние годы при строительстве жилых домов большими массивами широкое развитие получила внутриквартальная транслировка сети, поскольку она имеет ряд технических и экономических преимуществ.

Трассировка наружных канализационных сетей осуществляется с учетом принятой системы канализации. При этом следует



тывать необходимость применения механизмов для производства строительно-монтажных работ с последующим удобным выполнением эксплуатационных работ.

В соответствии со СНиП II-32-74 допускается на проездах шириной 30 м и более в зависимости от числа и расположения боковых присоединений канализационных сетей надземных и подземных сооружений и озелененных участков трассировать параллельные линии канализации по обеим сторонам улицы, при этом по возможности сеть следует прокладывать вне территории проезжей части — в зеленых или технических зонах.

Минимальные расстояния в плане от зданий и сооружений до канализационных сетей при их прокладке в траншеях принимают по СНиП II-32-74, а минимальные расстояния от различных подземных сетей — по табл. 1.1.

Таблица 1.1. Минимальные расстояния, м, между подземными сетями

Сети	Водо- про- вод	Кана- лиза- ция	Дре- нажи и во- досто- ки	Газопроводы с давлением, МПа				Кабели		Тепло- прово- ды
				до 0,05	до 0,3	0,3— 0,6	0,6— 1,2	сило- вые	связи	
Канализация:										
самотечная	—	0,7	0,7	1	1,5	2	5	0,5	1	1
напорная	—	1,5	1,5	1	1,5	2	5	0,5	0,5	1,5
Дренажи и во- достоки	1,5	0,7	0,7	1	1,5	2	5	0,5	1	1

Примечание. При параллельной прокладке канализационных трубопроводов с водопроводами питьевой воды расстояние между стенками их труб должно быть не менее 1,5 м при диаметре водопровода до 200 мм и 3 м — при диаметре более 200 мм; расстояние канализационных трубопроводов до производственных водопроводов должно составлять не менее 1,5 м.

Прокладка трубопроводов и коллекторов может быть осуществлена и в тоннелях (общих коллекторах) в случаях, предусмотренных СНиП II-32-74, и при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Коллекторы диаметром более 800 мм могут быть заменены двумя параллельными коллекторами, укладываемыми в 2 очереди.

Существует ряд методов определения целесообразности дублирования подземных сетей. Они обоснованы экономическим сравнением вариантов дублирования. Определение экономической целесообразности дублирования может быть упрощено, если в расчет будет приниматься только та часть длины вводов, которая находится между дублированными линиями. В этом случае легче установить длину вводов, так как сети обычно прокладываются параллельно оси улиц. Из расчета исключаются те части вводов, которые практически будут одинаковы при обоих случаях прокладки.

При проектировании канализационных сетей размещение их в профиле улицы должно производиться с учетом не только горизонтального, но и вертикального зонирования всех трубопроводов и кабелей в подземном пространстве улиц. С другой стороны, од-



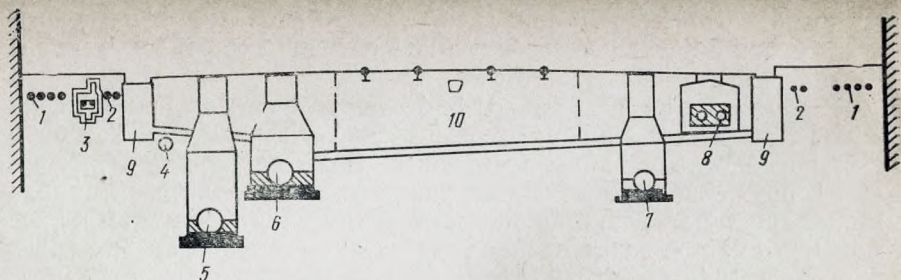


Рис. 1.12. Пример поперечного профиля улицы города с подземными сетями  
1—3 — кабельные сети; 4 — газопровод; 5 — бытовая канализация; 6 — дождевая канализация; 7 — водопровод; 8 — теплосети; 9 — дождеприемники; 10 — дренаж трамвайных путей

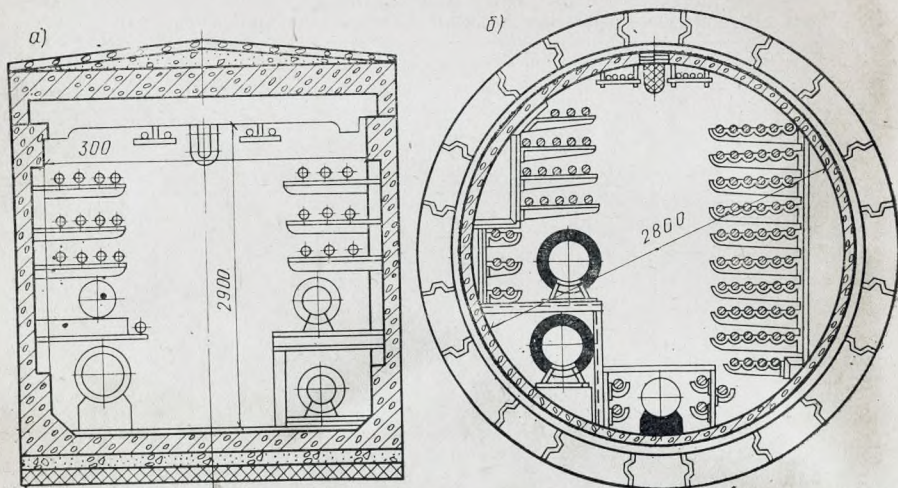


Рис. 1.13. Тоннели для подземных инженерных сетей  
а — прямоугольного сечения; б — круглого

ной из основных градостроительных задач является необходимость проектирования улиц с учетом условий расположения сетей. При раздельной прокладке подземные сети должны быть уложены на наименьшей технически оправданной глубине. Устройство вводов и пересечений должно производиться главным образом зонированием сетей по глубине.

В плане сети желательно укладывать от застройки к оси улиц по возрастающей глубине (рис. 1.14). Зонированию по глубине наиболее часто подвергаются разводящие уличные сети, при этом обеспечивается простое решение прокладки вводов и пересечений.

Примеры размещения различных сетей в плане кварталов и в поперечном сечении улиц приведены на рис. 1.12—1.15.



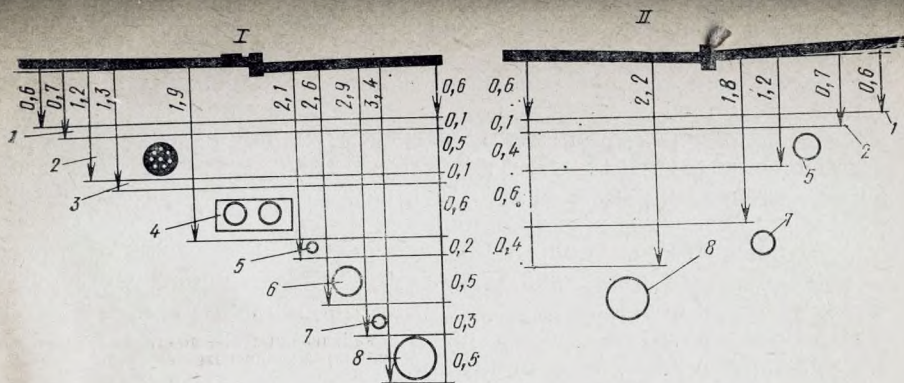


Рис. 1.14. Варианты (I, II) границ зонирования инженерных сетей

1 — электрокабели; 2 — кабели телефона; 3 — газопровод; 4 — водопровод; 5 — бытовая канализация; 6 — кабели уличного освещения; 7 — дождевая сеть

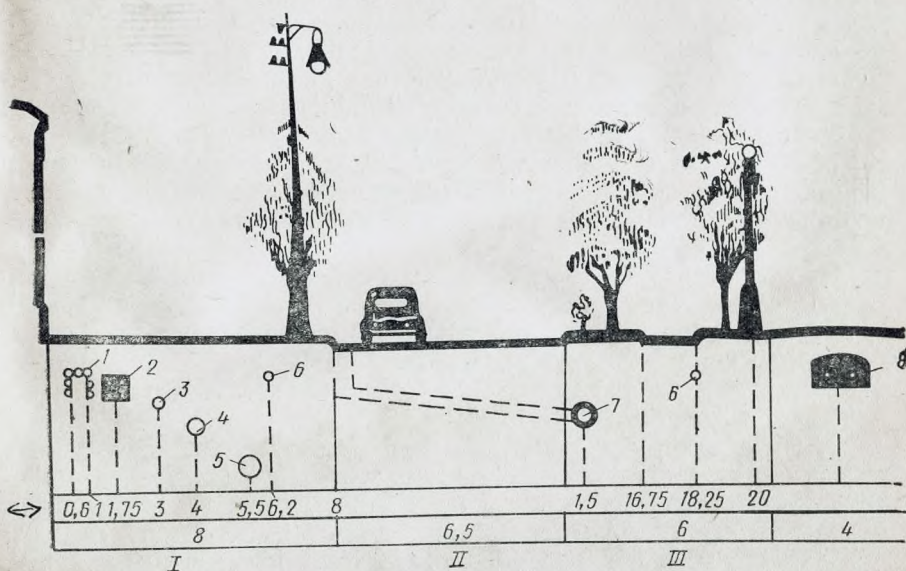


Рис. 1.15. Организация подземного пространства улицы

I — тротуар; II — проезжая часть; III — велослорожка; 1 — электрокабель; 2 — телефонная сеть; 3 — газопровод; 4 — водопровод; 5 — канализационная сеть; 6 — кабели уличного освещения; 7 — дождевая сеть; 8 — тепловая сеть

## 1.8. Воды, допускаемые к спуску в канализационную сеть

Для обеспечения нормальной эксплуатации канализационных сетей различного назначения, а также для предохранения их от преждевременного разрушения, например от воздействия различ-



ных веществ, вредно влияющих на материал труб, стыковых соединений и колодцев; прием сточных вод осуществляют с соблюдением ряда требований.

Правилами технической эксплуатации водопроводов и канализаций поступление сточных вод в канализационную сеть допускается только через приемники, имеющие гидравлические затворы. В дождевую сеть (закрытые водостоки) вода поступает только через дождеприемники, т. е. колодцы, служащие для приема дождевых вод с поверхности улиц, площадей и т. д.

Бытовые сточные воды подлежат спуску в городские бытовые и общесплавные канализационные сети. Выпуск производственных сточных вод в общесплавную и бытовую канализацию допускается только в тех случаях, если это не нарушает работы сети и очистных сооружений городской канализации.

При этом производственные сточные воды не должны содержать более 500 мг/л взвешенных примесей и плавающих веществ, засоряющих труб, и веществ, которые могут отлагаться на дне и на стенках труб (к таким веществам относятся взвеси минерального происхождения — окалина, песок, гипс и т. д., вещества органического происхождения — волокна, мездра, каньга, а также всплывающие вещества — жиры, смола и др.); не должны оказывать разрушающего (корродирующего) действия на материал труб и стыки соединений и на элементы сооружений канализации; не должны содержать горючих примесей (бензин, нефть, масла и т. п.), а также растворимых газообразных веществ, которые могут образовать взрывоопасные смеси в сетях и сооружениях; температура производственных сточных вод при выпуске в сеть канализации не должна быть выше  $+40^{\circ}\text{C}$ .

Производственные сточные воды, содержащие опасные бактериальные загрязнения (бактерии сибирской язвы, сапа и др.), перед выпуском в сеть канализации должны быть обеззаражены.

При наличии в производственных сточных водах только минеральных загрязнений выпуск их в городскую сеть канализации нецелесообразен.

Объединение различных категорий сточных вод, спускаемых в канализацию, в результате которого получают эмульсии и происходят химические реакции с выделением ядовитых или взрывоопасных газов (сероводорода, цианистого водорода и т. п.) или образуется в трубах большое количество нерастворенных веществ, могущих засорить коллектор, не допускается.

В дождевую канализационную сеть могут спускаться по согласованию с местными органами санитарного надзора условно чистые производственные воды. Условия приема загрязненных производственных сточных вод в канализацию населенных пунктов и при необходимости степень их предварительной очистки должны быть согласованы с органами городской службы эксплуатации канализации.

Необходимо также отметить, что в отдельных случаях, по решению горисполкомов, может допускаться спуск в городскую бы-



товую канализацию условно чистых вод (конденсационных, от холодильников, грунтовых и вод от снеготаяния). Как правило, эти воды к спуску в канализационные сети не подлежат.

Смесь бытовых и производственных сточных вод при поступлении на очистные сооружения не должна иметь рН менее 6,5 и более 8,5.

Сточные воды, не удовлетворяющие указанным выше требованиям, должны быть предварительно подготовлены к спуску в городские канализационные сети. Для сточных вод промышленных предприятий в этих случаях могут сооружаться: раздельные сети для различных категорий промышленных стоков; регулирующие резервуары, выравнивающие поступление промышленных стоков в канализационную сеть населенного места и усредняющие концентрации различных загрязнений; местные очистные сооружения.

Предельная концентрация различного рода вредных веществ, опасных для обслуживающего персонала и нарушающих биологические процессы очистки сточных вод, в спускаемых в канализацию водах должна определяться по СНиП II-32-74.

Вредное влияние производственных сточных вод на канализационную сеть сказывается по-разному. Одни категории этих вод действуют разрушающе на бетоны, другие способствуют образованию в сети взрывчатых смесей, третьи образуют закупорки сети и т. д.

### 1.9. Сплав по канализационным сетям нечистот, снега и измельченного мусора

**Сплав нечистот.** Норма водоотведения бытовых сточных вод принимается в неканализованных районах 25 л/сут на 1 человека за счет сброса в канализацию стоков сливными станциями и коммунально-бытовыми предприятиями (бани, прачечные и др.).

Для приема жидких отходов устраивают сливные станции, которые могут быть временными до устройства канализации в районе населенного пункта, где она отсутствует, или постоянными, когда устройство канализации не предусматривается. Число сливных станций устанавливается в зависимости от местных условий — размера территории и ее рельефа, размещения коллекторов канализации, на которых могут быть устроены сливные станции, и т. д.

Сливные станции состоят обычно из приемного (разгрузочного) отделения, отделения решеток, отделения песколовок, мест хранения и мойки баков. Кроме того, при сливных станциях предусматривается строительство административных, бытовых и подсобных помещений. Отделения для слива жидких отходов рассчитывают на одно и более приемных мест. В помещениях, где установлены решетки и песколовки, задерживаются крупные твердые отходы.

Жидкие отходы доставляются специальным видом транспорта (ассенизационным), сливаются через приемный люк в сборный лоток, из которого, пройдя через решетки с прозорами в 30—40 мм, поступают в песколовки.



Сливные жидкие отбросы необходимо разбавлять чистой водой: при доставке пневматическим транспортом на 100% (1:1), а при наливном транспорте — на 300% (1:3) от количества сливаемых отбросов. Сливной пункт устраивается со специальным колодцем для спуска в него жидких отбросов. Нечистоты к колодцам доставляются ассенизационным транспортом.

Расчетные нормы накопления жидких отбросов, а также другие данные, относящиеся к проектированию сливных станций, могут быть приняты по данным специальных указаний.

**Снеготаяние и снегосплав.** В зимнее время на территории населенных пунктов и промышленных предприятий выпадает определенное количество снега (в зависимости от климатических условий), который необходимо удалять. Наиболее дорогим способом удаления является вывоз его в специально отведенные места автотранспортом на большие расстояния. Другой метод — это ликвидация собранного снега с помощью передвижных или стационарных снеготаялок, а также использование канализационных сетей. В последнем случае сбрасываемый в канализацию снег тает в результате соприкосновения со сточными водами, имеющими положительную температуру ( $5-10^{\circ}\text{C}$ ), а также сплавляется в водоемы.

В соответствии со СНиП II-32-74, разрешается сплав чистого снега по дождевым сетям при наличии в них условно чистых производственных сточных вод (или при подаче во время сплава снега воды из ближайших водоемов). По общесплавным и бытовым сетям сплав снега допустим в том случае, если он не окажет существенного влияния на ход биологических процессов очистки сточных вод и переработки осадка.

Воды от стационарных снеготаялок допускается сбрасывать в любую канализационную сеть (дождевую, общесплавную, бытовую) после их пропуска через песколовки. Однако снеготаяние в передвижных и стационарных снеготаялках осуществляется еще в малых объемах, а наиболее распространен снегосплав по канализационным сетям вследствие более низкой стоимости работ и меньших трудозатрат.

Сплавлять снег по канализационным сетям необходимо с соблюдением ряда правил с тем, чтобы не нарушать нормальную работу сети. В частности, наиболее эффективным является сплав снега по трубам диаметром более 300 мм при их наполнении сточными водами на половину диаметра и скоростях течения не менее 0,7 м/с. При наполнении труб более 0,8 диаметра сплав снега производить нельзя, так как это может повлечь за собой закупорку труб.

Сбрасывать снег в канализационную сеть лучше всего через снеговые шахты, а при их отсутствии могут быть использованы смотровые колодцы. Через смотровой колодец, имеющий люк диаметром 500 мм, можно сбросить до 0,6 т/мин снега.

Наибольшее количество снега  $Q_{\text{сн}}$ , т/ч, которое можно сбросить в канализационную сеть, определяется по формуле



$$Q_{\text{сн}} = \frac{\rho Q (t_{\text{н}} - t_{\text{к}}) c_{\text{в}}}{K_{\text{сн}} - c_{\text{сн}} t_{\text{сн}} + t_{\text{к}} c_{\text{в}}}, \quad (1.7)$$

где  $Q$  — расход сточных вод в канализационной сети, м<sup>3</sup>/ч;  $t_{\text{н}}$  — начальная температура сточных вод в сети, °C, (до сброса снега);  $t_{\text{к}}$  — минимально допустимая температура сточных вод, °C;  $t_{\text{сн}}$  — температура снега, °C (может приниматься равной отрицательной температуре наружного воздуха);  $K_{\text{сн}}$  — скрытая теплота плавления снега, кДж/кг;  $\rho$  — плотность сточных вод, кг/м<sup>3</sup>;  $c_{\text{сн}}$  — теплоемкость снега, кДж/(кг·°C);  $c_{\text{в}}$  — теплоемкость сточных вод, кДж/(кг·°C).

Если сточные воды из канализационной сети поступают на очистные сооружения, может быть допущено временное снижение их температуры до 3—4°C при механической очистке, не менее 6°C — при биологической очистке.

Используя канализационную сеть для снегосплава, затраты могут быть снижены на 30—50% по сравнению с затратами на вывоз снега автотранспортом. Однако при этом следует помнить, что сплавляя по канализационным сетям можно лишь чистый, свежавпавший снег, плотность которого приблизительно равна 0,3 т/м<sup>3</sup>.

**Сплав измельченного домового мусора.** К твердым отбросам, образующимся в черте населенных пунктов, принадлежит и бытовой (бытовой) мусор, представляющий механическую смесь пищевых отходов, квартирного сора и утиля (тряпье, бумага и др.). Установлено, что при общем сборе домового мусора в один мусоросборник его количество составляет для больших и средних городов около 180—200 кг при влажности 50% или 400—500 л в год на одного человека. В нем содержится до 20—30% кухонных отходов, до 20—25% вторичного сырья; остальной мусор различного состава.

При раздельном сборе мусора пищевые отбросы могут собираться в специальную тару и после соответствующей переработки использоваться; вторичное сырье также используется.

Совершенным с точки зрения санитарных требований является способ удаления мусора из зданий и за пределы населенного пункта гидравлическим путем. В этом случае мусор перерабатывается в квартире дробилкой, установленной под кухонной раковиной. После дробления разбавленный водой мусор удаляется в канализацию. Однако в СССР этот метод в жилых домах еще не получил распространения. Дробилки типа АКХ-М1 производительностью 60 кг/ч установлены только в ряде учреждений.

Дробление мусора может осуществляться также за пределами зданий. В этом случае дробилки устанавливаются во дворах, в кварталах или на территории очистных сооружений (районные).

При спуске в канализацию измельченного (дробленого) мусора должны соблюдаться определенные технические требования. Поэтому при определении места дробления мусора (во дворах, в квартале или районе) должны быть тщательно изучены местные условия. Во дворах и кварталах могут устанавливаться дробилки типа ДМ-АКХ-3 производительностью 500—600 кг/ч. При измельчении мусора в дробилки добавляется вода в количестве 8—10 м<sup>3</sup> на 1 т подаваемого мусора.



При сплаве измельченного мусора по канализационным сетям количество его при раздельном методе сбора принимают 70 г/сут на 1 человека (из них способных к осаждению — 40 г/сут). При общем сборе мусора и его грубой сортировке до измельчения в канализацию может поступать до 100 г/сут на 1 человека сухого вещества.

**Пример 1.6.** Определить количество снега, которое можно сплавить по канализационной сети при следующих условиях: расход и начальная температура сточных вод в канализационной сети в месте сброса снега соответственно составляют  $Q=1 \text{ м}^3/\text{с}$ ,  $t_n=12^\circ\text{C}$ ; температура наружного воздуха (и снега) в период сброса снега —  $t_{сн}=-10^\circ\text{C}$ ; минимально допустимая температура сточных вод —  $t_k=6^\circ\text{C}$ ; скрытая теплота плавления и теплоемкость снега соответственно равны  $K_{сн}=334,4 \text{ кДж/кг}$ ,  $c_{сн}=2,09 \text{ кДж/кг}\cdot^\circ\text{C}$ ; теплоемкость сточных вод составляет  $c_b=4,18 \text{ кДж/кг}\cdot^\circ\text{C}$ ;  $\rho$  — плотность воды,  $1 \text{ т/м}^3$ .

По формуле (1.7) получим

$$Q_{сн} = \frac{3600 (12 - 6) \cdot 4,18}{334,4 - 2,09 (-10) + 24,08} \approx 237 \text{ т/ч.}$$

#### 1.10. Основные исходные данные и стадии проектирования

Для разработки проекта канализации населенного пункта основным (исходным) материалом служит проект планировки; для промышленного предприятия — его генплан.

При проектировании населенных пунктов учитываются перспективы их развития и производится комплексное решение архитектурно-строительных, инженерно-технических, санитарно-технических и экономических вопросов по очередям строительства. Для проектирования необходимы данные изысканий: топографические, гидрогеологические и гидрологические. Первая очередь строительства определяется на срок в 8—10 лет, а полное развитие — на срок в 20—25 лет.

Организация территории населенного места и взаимное размещение его зон (селитебной, промышленной, коммунально-складской и пр.) регламентируются специальными положениями.

Первая очередь централизованного канализования объекта включает проектирование (2 года), период строительства (2—3 года) и принимаемый срок эксплуатации сооружений первой очереди с подготовкой к следующему этапу строительства (3—5 лет).

Первая очередь строительства предусматривает канализование районов жилой застройки при значительной плотности заселения, а также застройки с капитальными общественными, коммунальными и лечебными зданиями. Территории промышленных предприятий также учитываются при решении схемы канализации населенного места.



Проектирование, как правило, осуществляется в две или три стадии. В случае двухстадийного проектирования разрабатывается *проектное задание* со сметно-финансовыми расчетами и *рабочие чертежи* со строительными сметами. Двухстадийное проектирование предполагает широкое использование типовых решений и проектов.

При трехстадийном проектировании разрабатывается проектное задание со сметно-финансовыми расчетами, технический проект со сметой и рабочие чертежи со строительными сметами.

При составлении проектного задания, состоящего из чертежей и пояснительной записки, организация, выполняющая его разработку, обязана согласовать соответствующие вопросы с министерствами, ведомствами и местными организациями: местными Советами народных депутатов — при выборе площадки для строительства (устройства выпусков, размещения различного рода сооружений и др.); министерством речного или морского флота — при устройстве дюкеров и переходов на судоходных реках; местными органами Государственного санитарного надзора — условия спуска сточных вод, места аварийных выпусков и пр.

Проекты и сметы подлежат утверждению в установленном порядке.

При реконструкции канализации с разветвленной сетью подземных коммуникаций необходимо располагать точными материалами по наличию и размещению подземных сетей и других инженерных сооружений; при этом проводится геодезическая съемка подземных сетей через колодцы на сети и путем шурфования. Основным материалом для обследования подземных сетей являются копии контурных планов в масштабе 1:200, 1:500 или 1:1000.

Принятый проектом вариант системы и схемы канализации должен быть обоснован технико-экономическими расчетами, увязан с комплексом проектных решений по данному объекту и должен иметь соответствующие согласования.

## ГЛАВА 2. ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СЕТЕЙ

### 2.1. Режим течения сточных вод в канализационных сетях

Сточные воды в зависимости от скорости их движения имеют различную структуру потока, поскольку представляют собой неоднородную жидкость. В пределах расчетных скоростей движение сточных вод в канализационных сетях является турбулентным в области гладкого или квадратичного сопротивления и в переходной области между ними.

Гидравлическими характеристиками потока сточных вод являются расход  $Q$ , средняя по сечению скорость потока  $v$ , живое сечение потока  $\omega$ , гидравлический радиус  $R$  ( $R = \omega(\chi)$ ), гидравлический



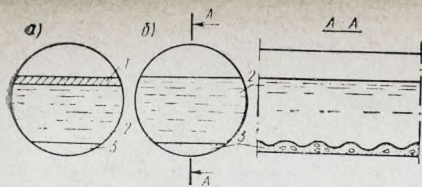


Рис. 2.1. Структура потока сточных вод

а — с образованием корки; б — при отсутствии корки; 1 — корка; 2 — слой воды; 3 — осадок

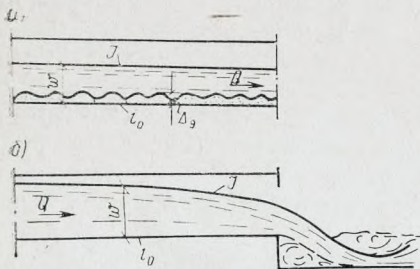


Рис. 2.2. Равномерное (а) и неравномерное (б) движение сточных вод в канализационной сети

Движение сточных вод в канализационных сетях может быть равномерным и неравномерным, напорным и безнапорным, установившимся и неустановившимся.

*Равномерное* (рис. 2.2,а) движение может быть напорным и безнапорным и обеспечивается следующими условиями:

а) постоянством расхода ( $Q = \text{const}$ ); постоянством живого сечения потока ( $\omega = \text{const}$ ); постоянством гидравлического уклона ( $I = \text{const}$ ), равного уклону дна русла  $i_0$  при безнапорном движении ( $I = i_0 = \text{const}$ );

б) однородностью шероховатости смоченной поверхности русла по всей его длине и в поперечном сечении ( $\Delta_0 = \text{const}$ );

в) отсутствием местных сопротивлений.

В самотечной сети равномерное движение наблюдается на прямых участках коллекторов без боковых присоединений, при движении сточных вод с незаиливающими скоростями.

*Неравномерное установившееся движение* (рис. 2.2,б) имеет место в случае, когда расход сточных вод постоянен ( $Q = \text{const}$ ), гидравлический уклон не равен уклону дна русла ( $I \neq i_0$ ), а живое сечение потока изменяется ( $\omega \neq \text{const}$ ).

Это движение встречается в коллекторах с безнапорным потоком, когда истечение жидкости из коллектора в водоем или резервуар заканчивается водопадом (кривая спада), или при подпоре, когда глубина потока возрастает вниз по течению. Случаи таких расчетов рассмотрены в [3].

уклон  $I$  и коэффициент или средняя высота выступов шероховатости стенок трубы  $n$ ,  $\Delta_0$ .

При малых скоростях движения тяжелые частицы, главным образом минерального происхождения, выпадают из потока сточных вод на дно трубопровода, передвигаются по нему или находятся в неподвижном состоянии. Легкие же частицы всплывают на поверхность воды и при большом их количестве образуют корку (рис. 2.1,а). Движение осадков происходит волнообразно (рис. 2.1,б).

При больших скоростях структура потока сточных вод более или менее однородна. Выпадение осадков ухудшает условия работы канализационных сетей. Поэтому установление минимальных незаиливающих скоростей имеет большое значение.



*Неустановившееся движение* — это такое движение, при котором гидравлические параметры (скорость, давление и пр.) в данной точке потока изменяются во времени. Оно характерно для дождевых потоков; имеет место также и в бытовой канализационной сети.

Основными причинами неравномерного движения сточных вод в бытовой канализационной сети являются местные сопротивления (повороты, боковые присоединения, лотки в смотровых колодцах при изменении диаметров труб); перепады и изменение уклонов сети, а также наличие осадков в сети и различного рода трудно учитываемых строительных дефектов.

В настоящее время гидравлический расчет канализационных сетей всех систем производят по формулам равномерного турбулентного движения. Имеются предложения [13] учитывать при расчете дождевой канализации изменение расхода по пути и неустановившийся характер движения сточных вод, которые дают определенные технико-экономические выгоды. Однако вследствие сложности расчета они не нашли еще применения в проектной практике.

## 2.2. Формы поперечных сечений труб, каналов и их гидравлические характеристики

В практике строительства канализационных сетей в СССР и за рубежом встречается большое разнообразие форм поперечного сечения труб и каналов. Однако все они с определенными допущениями могут быть подразделены на профили круглые, вытянутые и сжатые.

При проектировании канализационных сетей необходимо учитывать как гидравлические характеристики приведенных каналов (рис. 2.3), форм поперечных сечений труб (табл. 2.1), так и статическую их работу, целесообразность применения при конкретных условиях, а также индустриальность их строительства.

*Гидравлические характеристики* будут лучше у того сечения, которое имеет наибольшую пропускную способность при заданных площади живого сечения и уклоне. При этом условием выгодным будет сечение с наибольшим гидравлическим радиусом.

Такое сечение имеют круглые трубы, гидравлический радиус которых при полном и половинном наполнении равен:

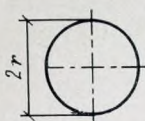
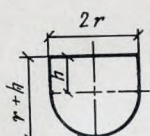
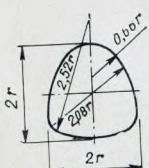
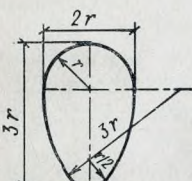
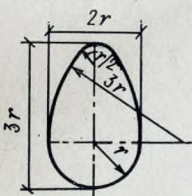
$$R = \omega/\chi = \pi D^2/(4\pi D) = 0,25 D.$$

Трубы с круглой формой поперечного сечения имеют также лучшие прочностные характеристики и высокую степень индустриальности при изготовлении, поэтому они получили широкое распространение (~90 % всех сетей). Для коллекторов больших размеров целесообразно применение шатровых сечений с целью уменьшения толщины стенок. При использовании труб этих сечений для общесплавной канализации их устраивают с банкетам.

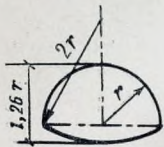
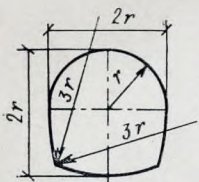
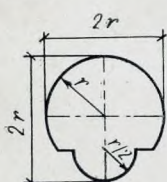
К вытянутым сечениям относятся овоидальное, эллиптическое



Таблица 2.1. Гидравлические характеристики труб

Форма сечения	$\omega_{\Pi}/D^2$	$\chi_{\Pi}/D$	$R_{\Pi}/D$	$v_{\Pi}/v_{кр}$	$Q_{\Pi}/Q_{кр}$
Круглая 	0,785	3,14	0,25	—	—
Полукруглая 	0,796	3,719	0,214	0,9	0,91
Шатровая 	0,796	3,719	0,214	0,9	0,91
Овоидальная ( $H/D=3/2$ ) 	1,149	3,965	0,29	1,1	1,61
Обратноовоидальная ( $H/D=3/2$ ) 	1,149	3,965	0,29	1,1	1,61



Форма сечения	$\omega_{\Pi}/D^2$	$\gamma_{\Pi}/D$	$R_{\Pi}/D$	$v_{\Pi}/v_{кр}$	$Q_{\Pi}/Q_{кр}$
Лотковая 	0,484	2,618	0,185	0,81	0,5
Банкетная 	0,712	2,868	0,249	0,99	0,9
Лотковая с прямыми вставками 	0,796	3,719	0,214	0,9	0,91

и др. Овоидальные сечения получили широкое распространение при устройстве общесплавных канализаций.

Открытые каналы трапецидального и прямоугольного сечений применяют при распределении сточных вод на очистных сооружениях, по полям орошения и при отведении очищенных вод в водоем.

### 2.3. Расчетные формулы для определения линейных потерь напора

Основными расчетными формулами равномерного движения жидкости являются:

а) постоянства расхода

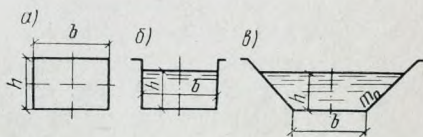


Рис. 2.3. Основные виды каналов  
а — прямоугольная труба; б — прямоугольный; в — трапецидальный



$$Q = \omega v, \quad (2.1)$$

б) формула Дарси, справедливая для любого режима движения жидкости:

$$I = \frac{\lambda}{D_r} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{\lambda}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad (2.2)$$

где  $Q$  — количество протекающей жидкости,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;  $\omega$  — живое сечение канала,  $\text{м}^2$ ;  $v$  — средняя скорость течения жидкости,  $\text{м}/\text{с}$ ;  $D$  — диаметр трубы,  $\text{м}$ ;  $R$  — гидравлический радиус,  $\text{м}$ ;  $I$  — гидравлический уклон, при равномерном движении равный уклону дна трубы  $i_0$ ;  $\lambda$  — коэффициент гидравлического трения;  $g$  — ускорение силы тяжести,  $\text{м}/\text{с}^2$ ;

в) формула Шези:

$$v = C \sqrt{R i_0}, \quad (2.3)$$

где  $C$  — коэффициент Шези.

Между коэффициентами  $\lambda$  и  $C$ , входящими в формулы (2.2) и (2.3), существует такая связь

$$\lambda = 8g/C^2. \quad (2.4)$$

При ламинарном режиме движения сточных вод, т. е. при числах Рейнольдса  $Re$  ниже 2300, потери напора пропорциональны скорости и коэффициент гидравлического трения равен

$$\lambda = 64/Re. \quad (2.5)$$

При числах Рейнольдса выше 2300 движение воды будет турбулентным и потери напора пропорциональны приблизительно квадрату скорости. В этом случае коэффициент трения  $\lambda$  зависит от относительной шероховатости стенок канала  $\Delta_0/4R$  и от чисел Рейнольдса, т. е.  $\lambda = f(Re, \Delta_0/4R)$ .

В соответствии со СНиП II-32-74 коэффициент сопротивления трения по длине  $\lambda$  определяется по формуле Н. Ф. Федорова, учитывающей различную степень турбулентности потока сточных вод

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{\Delta_0}{3,42 D_r} + \frac{a}{Re} \right), \quad (2.6)$$

где  $\Delta_0$  — эквивалентная шероховатость,  $\text{см}$ ;  $D_r = 4R$  — гидравлический диаметр,  $\text{см}$ ;  $Re$  — число Рейнольдса;  $a$  — безразмерный коэффициент, учитывающий характер распределения шероховатости труб и структуру потока жидкости со взвесью.

$$Re = v D_r / \nu = 4R v / \nu, \quad (2.7)$$

где  $\nu$  — коэффициент кинематической вязкости,  $\text{Ст}$ .

Значения величин эквивалентной шероховатости  $\Delta_0$  и коэффициента  $a$ , входящих в формулу (2.6), приведены в табл. 2.2.

При скоростях больше 1  $\text{м}/\text{с}$  можно считать [3], что коэффициент трения зависит только от относительной шероховатости, т. е.  $\lambda = f(\Delta_0/4R)$ , и потери напора пропорциональны квадрату скорости.



Таблица 2.2. Значения  $\Delta_3$ ,  $a$  для труб и каналов

Материал	$a$	$\Delta_3$ , мм	Материал	$a$	$\Delta_3$ , мм
<b>Трубы</b>			<b>Каналы</b>		
Керамические	90	1,35	Кирпичные	110	3,15
Бетонные и железобетонные	100	2	Бетонные и железобетонные, гладко затертые цементной штукатуркой	50	0,8
Асбестоцементные	73	0,6			
Чугунные	83	1			
Стальные	79	0,8			

При квадратичном режиме турбулентного движения можно пользоваться формулой акад. Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^{1/2}, \quad (2.8)$$

где  $y \approx 1,5\sqrt{n}$ ;  $n$  — коэффициент шероховатости (для канализационных сетей  $0,012 \leq n \leq 0,014$ ).

При  $y = 1/6$  получаем формулу Маннинга.

Логарифмическую формулу (2.6) можно заменить степенной зависимостью вида:

$$\lambda = 0,29 \left( \frac{\Delta_3}{3,42 D_r} + \frac{a}{Re} \right)^{1/2}. \quad (2.9)$$

Согласно исследованиям ряда авторов [2, 3, 13], при наполнении круглой трубы диаметром  $D$  выше половины ( $0,5 \leq h/D \leq 1$ ) среднюю скорость можно принимать не зависящей от степени наполнения и соответствующей полному заполнению трубы, т. е.  $D_r = D$  и

$$I = \lambda_n v^2 / (2 g D) \approx 6,37 n^2 v^2 / D^{4/3}. \quad (2.10)$$

На основании этих формул в прил. 1 приведен простой прием расчета коллекторов.

Расчет каналов прямоугольного или трапецеидального сечения весьма удобно производить через расход  $Q_b$  сточных вод при глубине, равной ширине канала по дну ( $h=b$ ), определяемый по формуле

$$i = k Q_b^{1,95} / b^m,$$

где значения  $k$  и  $m$  зависят от коэффициента откоса  $m_0$ :

при  $m_0=0$   $k=0,000915$ ,  $m=5,2$ ,  $R_b/b=0,33$ ;

при  $m_0=1$   $k=0,00014$ ,  $m=5,13$ ,  $R_b/b=0,523$ ;

при  $m_0=1,5$   $k=0,000073$ ,  $m=5,16$ ,  $R_b/b=0,544$ ;

при  $m_0=2$   $k=0,0000444$ ,  $m=5,13$ ,  $R_b/b=0,548$ .

По графику (рис. 2.4) ( $h/b=f(Q/Q_b)$ ) нетрудно найти искомую величину  $Q$  или  $h$  при известной ширине дна канала  $b$  и заданной глубине  $h$  или расходу  $Q$ .



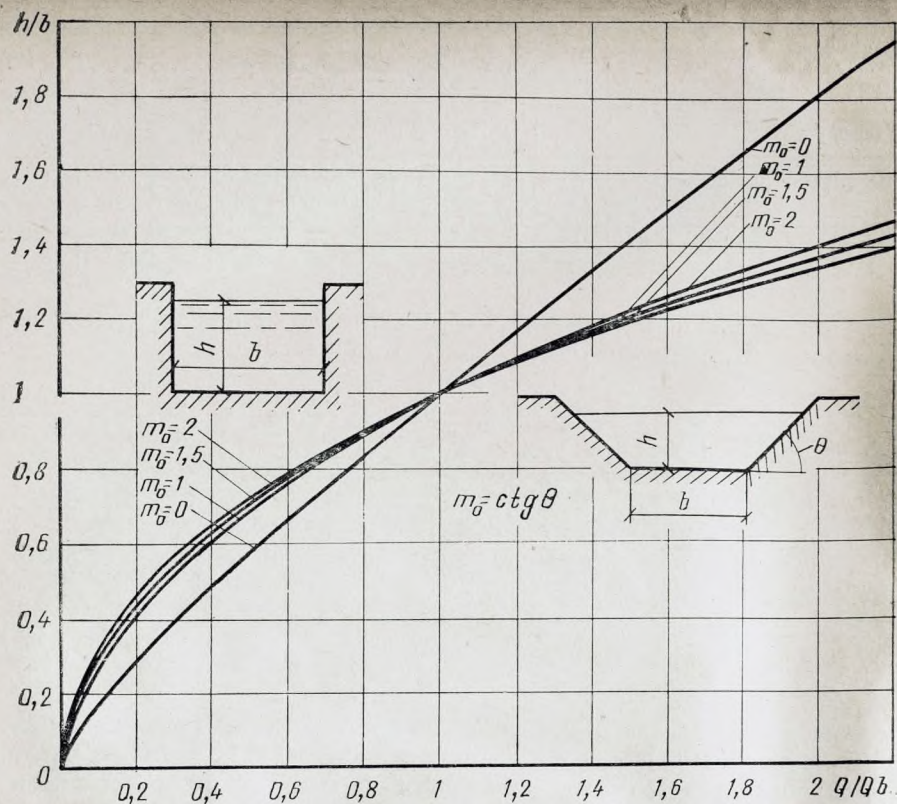


Рис. 2.4. Зависимость расходов воды в канале от степени его наполнения  
 а — для прямоугольного канала ( $m_0=0$ ):  $Q/Q_b = 1.3 h/b - 0.3$  при  $Q/Q_b > 0.8$  или  $h/b > 0.83$ ;  $h/b = (Q/Q_b)^n$ , где  $n = 0.74 + 0.257 Q/Q_b$  при  $Q/Q_b < 1$  или  $h/b < 1$ ;  
 б — для трапециoidalного канала:  $(h/b)(1 + m_0 h/b) = (1 + m_0)(Q/Q_b)^n$ , где  $n = 0.75$  при  $Q/Q_b > 1$  и  $n = 0.7 + 0.05 Q/Q_b$  при  $Q/Q_b < 1$

## 2.4. Учет местных сопротивлений при гидравлическом расчете сетей

Гидравлический расчет канализационных сетей, применяемый в настоящее время, основан на положении, что в сети движение сточных вод является равномерным. В действительности в канализационной сети в связи с наличием местных сопротивлений (в местах поворотов, боковых присоединений, перепадов и др.) на значительном протяжении наблюдается неравномерное движение воды. При наличии местных сопротивлений на самотечной сети возникают подпоры, что недопустимо, так как при этом уменьшается скорость, которая должна обеспечивать транспортирующую способность потока сточных вод. При образовании подпоров, как правило, происходит выпадение взвеси и быстрое заиливание трубопроводов.



Наиболее резкое снижение скорости при безнапорном движении происходит на участках перед поворотами потока и перед присоединениями притоков. Если сточные воды при этом содержат значительное количество взвеси, то она выпадает на дно. Поэтому местные сопротивления рекомендуется учитывать как при расчете напорных, так и самотечных сетей.

При гидравлическом расчете дюкеров, всасывающих и напорных трубопроводов, а также самотечных сетей местные потери напора следует определять по формуле Вейсбаха

$$h_m = \zeta v^2 / 2g, \quad (2.12)$$

где  $v$  — средняя скорость движения сточных вод, м/с;  $g$  — ускорение силы тяжести, м/с<sup>2</sup>;  $\zeta$  — коэффициент местного сопротивления, является величиной переменной для различной степени турбулентности потока (для квадратичной области сопротивления турбулентного потока может приниматься по прил. 2).

Средняя скорость в (2.12) при самотечном движении сточных вод  $v$  может приниматься в сечениях перед местным сопротивлением ( $v_1$ ) или после местного сопротивления ( $v_2$ ). При расчете обычно принимают среднюю скорость, отнесенную к сечению, расположенному ниже по течению после местного сопротивления.

При самотечном движении сточных вод на повороте, при слиянии потоков в сети больших диаметров местные сопротивления могут достигать больших значений, и ими не следует пренебрегать при малых уклонах сети и скоростях течения, близких к незаиливающим.

Значения коэффициентов местных сопротивлений  $\zeta$  для поворотных, узловых, перепадных и других колодцев приведены в справочной литературе [3].

## 2.5. Минимальные сечения труб. Степень наполнения труб и каналов

Минимальные диаметры труб (табл. 2.3) и степень их наполнения назначаются исходя из требований эксплуатации — удобства прочистки сети, ее вентиляции, резерва на возможный залповый (неучтенный расчетом) спуск сточных вод, а также исходя из условий малой засоряемости.

Опыт эксплуатации показал, что число засорений в уличной

Таблица 2.3. Минимальные диаметры труб, мм

Сеть канализации и ее части	Системы канализации		
	бытовая и производственная	общесплавная	дождевая
Уличная	200	250	250
Внутриквартальная и производственная	150	200	200
Присоединения отждеприемников	—	200—250	200—250
Дюкеры	150	200	200

Примечания: 1. В населенных пунктах с расходом до 500 м<sup>3</sup>/сут для прокладки уличной сети допускается применение труб диаметром 150 мм. 2. Для производственной канализации при соответствующем обосновании допускается применение труб диаметром менее 150 мм.



бытовой сети с трубами диаметром 150 мм примерно в 2 раза больше, чем в трубах диаметром 200 мм. Для дождевой и общесплавной сети минимальный (верховой) диаметр труб назначается из условия обслуживания минимальной площади стока.

Расчетным наполнением называется максимально допустимое отношение рабочей глубины протока сточных вод в трубе  $h$  к ее диаметру  $D (h/D)$ . Для труб самотечных канализационных сетей принимают различную расчетную степень наполнения. Допустимое расчетное наполнение в соответствии со СНиП II-32-74 приведено в табл. 2.4.

Таблица 2.4. Расчетное наполнение в трубопроводах

Назначение сети канализации	$h/D$ при диаметрах, мм, не более			
	150—300	350—450	500—900	свыше 900
Бытовая: трубы круглого сечения — расчетный нормальный режим	0,6	0,7	0,75	0,8
то же, при кратковременном пропуске душевых, банно-прачечных и других вод	1	1	1*	—
трубы любой формы сечения высотой $H=900$ мм и более	принимаются до 0,8 $H$			
Дождевая и общесплавная	1	1	1	1
Производственная:	1	1	1	1
условно чистые воды	0,7	0,8	0,85	1
загрязненные воды				

\* Только для диаметра до 500 мм.

Глубина потока в канавах и кюветах дождевых сетей, расположенных в пределах населенных пунктов, не должна быть больше 1 м. Запас глубины канавы или кювета над наивысшим горизонтом воды принимается не менее 0,2 м.

В общесплавной и дождевой канализациях расчетное наполнение принимается полным, так как дожди, на которые их проектируют, выпадают редко. Общесплавная сеть в сухую погоду обычно имеет очень малую степень наполнения труб сточными водами, а дождевая канализация при отсутствии дождя и сброса условно чистых производственных вод вообще не имеет стока.

## 2.6. Скорость и уклоны

**Расчетные скорости.** Расчет канализационных сетей всех систем должен производиться с учетом допустимых минимальных незаиливающих и максимальных скоростей протока сточных вод по сети. Минимальной незаиливающей расчетной скоростью назы-



вается наименьшая допустимая скорость протока сточных вод, при которой обеспечивается самоочищение труб и каналов.

Исследованиями незаиливающих скоростей и самоочищающей способности канализационных потоков занимались К. Г. Арутюнян, В. Н. Гончаров, А. М. Курганов, Н. Ф. Федоров, С. В. Яковлев и др.

К. Г. Арутюнян получил формулу для определения незаиливающей скорости на основе рекомендаций В. Н. Гончарова в виде:

$$v_H = 2,25 \left( \frac{h}{d_5} \right)^{1/12} \lg \left( \frac{8,8 H}{d_5} \right) \sqrt{\frac{2g(\rho_{вз} - \rho) d_{вз}}{3,5 \rho}}, \quad (2.13)$$

где  $h$  — глубина потока в трубах, м;  $d_{вз}$  — средневзвешенный размер частиц, которые могут оседать в трубах, м (для бытовых сточных вод  $d_{вз} = 0,00104$  м);  $d_5$  — размер частиц, крупнее которых содержится 5% взвешенных веществ, способных оседать в трубах, м (для бытовых сточных вод  $d_5 = 0,00305$  м);  $\rho_{вз}$  и  $\rho$  — плотности взвешенных веществ и воды, т/м<sup>3</sup> (для бытовых сточных вод  $\rho_{вз} = 2,65$  т/м<sup>3</sup> и  $\rho = 1$  т/м<sup>3</sup>).

Взвешенное состояние частиц, находящихся в сточных водах, обуславливается поперечными пульсациями скорости. Выпадение взвеси не происходит, если значение поперечной пульсации больше значения гидравлической крупности  $w_0$  расчетной взвеси. Для потоков с коллоидными частицами это соотношение пульсационной составляющей скорости и гидравлической крупности следует повышать примерно на 40—50%.

А. М. Курганов, исходя из этого соотношения, путем выражения поперечной пульсации скорости через продольную получил простую зависимость для незаиливающей скорости:

$$v_H = w_0 \lambda^{-2/3} \approx 0,055 w_0 C^{4/3}. \quad (2.14)$$

На основании экспериментальных исследований условий выпадения взвеси крупностью в 1 мм из потока сточных вод Н. Ф. Федоровым предложена расчетная формула в виде

$$v_H = A \sqrt[n]{R}, \quad (2.15)$$

где, с учетом корректировки М. И. Алексеева,  $A = 1,42$  и  $n = 4,5 + R/2$ .

Формула С. В. Яковлева отличается от формулы (2.15) тем, что в ней учитывается гидравлическая крупность осаждаемых частиц:

$$v_H = 14,5 w_0 R^{0,2}. \quad (2.16)$$

Значения  $v_H$ , подсчитанные по формуле (2.14) при  $h/D = 0,5$ , получились следующие

$D$ , мм . . .	200	400	600	800	1200	1600	2000	3000
$v_H$ , м/с . . .	0,75	0,87	0,96	1,02	1,12	1,19	1,25	1,37

Согласно СНиП II-32-74 для расчетного наполнения при движении бытовых и дождевых сточных вод и их смеси **незаиливающие скорости** рекомендуется принимать (с округлениями)



Диаметр, мм	Незаиливающаяся скорость, м/с
150—250 . . . . .	0,7
300—400 . . . . .	0,8
450—500 . . . . .	0,9
600—800 . . . . .	1
900—1200 . . . . .	1,15
1300—1500 . . . . .	1,35
более 1500 . . . . .	1,5

Для производственных сточных вод минимальные скорости следует принимать в соответствии с указаниями по строительному проектированию отдельных отраслей промышленности или по эксплуатационным данным. Если производственные сточные воды близки по характеру взвешенных веществ к бытовым, их минимальные скорости равны скоростям движения бытовых сточных вод.

Для дождевой канализации при периоде однократного превышения интенсивности, равном  $p=0,33$  года, минимальную скорость следует принимать 0,6 м/с.

Минимальная расчетная скорость движения осветленных или биологически очищенных сточных вод в лотках и трубах должна быть равна 0,4 м/с.

**Максимальные скорости** принимаются исходя из условий прочности и долговечности труб и стыковых соединений канализационных сетей.

В настоящее время в соответствии со СНиП II-32-74 наибольшая расчетная скорость движения сточных вод для металлических труб составляет 8 м/с, для неметаллических — 4 м/с. Для дождевой канализации соответственно 10 и 7 м/с.

**Минимальные и максимальные уклоны.** Уклоны сети следует вычислять по формуле (2.2) и (2.3). Если в формулу (2.2) подставить значение незаиливающей скорости, то может быть найден минимальный уклон

$$I_{\min} = \frac{\lambda}{4R} \cdot \frac{v_n^2}{2g} \quad (2.17)$$

По СНиП II-32-74 наименьшие уклоны трубопроводов при расчетном наполнении для всех систем канализации, для труб минимальных диаметров следует принимать

для диаметра, мм:

150 . . . . .	0,008
200 . . . . .	0,005
1250 и более . . . . .	0,0005

Присоединения от дождеприемников рекомендуется прокладывать с уклоном 0,02.

В зависимости от местных условий для отдельных участков минимальный уклон допускается принимать для труб диаметром 150 мм — 0,007, а для труб диаметром 200 мм — 0,004.

Значения  $v_n$  при  $h/D=0,5$  целесообразно принимать для нахождения минимального уклона  $I_{\min}$ , так как исследования А. М. Курганова, Н. Ф. Федорова и др. показали, что при



$h/D=0,5-1$  значения средней скорости изменяются незначительно (только на 1,5—4% превышают значения  $v_n$  при полном заполнении) и их можно принимать не зависящими от степени наполнения.

Задавшись диаметром трубы  $D$  и предположим, что труба заполнена до предела, т. е. степень наполнения  $a=h/D$  в ней максимально допускаемая  $a=a_{\max}$ ,  $0,6 \leq a_{\max} \leq 1$ . При этих условиях найден расход воды  $Q_{\text{пр}}$ , пропускаемой с незаиливающей скоростью  $v_n$ , и соответствующий уклон  $I_{\min}$ . Полученные значения  $D$ ,  $Q_{\text{пр}}$  и  $I_{\min}$  для некоторого сортамента труб образуют предельную зависимость.

Принимая  $v_n$  и  $a_{\max}$  по СНиП II-32-74, при  $\omega_0=0,05$  м/с (для бытовой сети) будем иметь

$$i_{\min} = 0,00501/Q_{\text{пр}}^{0,435}, \quad (2.18)$$

что практически совпадает с предложенной С. В. Яковлевым зависимостью

$$i_{\min} = 1/D, \quad (2.19)$$

где  $D$  — диаметр трубы, мм.

При полном заполнении трубы и  $\omega_0=0,1$  м/с (для дождевой сети)

$$i_{\min} = 0,0355/Q^{0,472}. \quad (2.20)$$

Если  $v_n$  вычислять по формуле (2.14), а  $\lambda$  по (2.6), то предельную зависимость при полном заполнении (для дождевой сети) можно представить в виде

$$i_{\min} = 2,77 \omega_0^2/Q^{0,41}, \quad (2.21)$$

а при расчетных наполнениях (для бытовой сети)

$$i_{\min} = 2,38 \omega_0^2/Q^{0,4}. \quad (2.22)$$

В открытой дождевой сети наименьшие уклоны лотков проезжей части, кюветов и водоотводных канав исходя из условий прочности (неразрываемости) и крутизны откосов кюветов и канав следует принимать в соответствии со СНиП II-32-74. Крутизна откосов кюветов и канав трапецеидального сечения принимается в зависимости от грунта, слагающего русло канавы или кювета.

Наименьшие размеры кюветов и канав трапецеидального сечения следует принимать: ширину по дну — 0,3 м; глубину — 0,4 м.

Максимальные уклоны также могут быть вычислены по формуле (2.17). При подстановке в формулу (2.2) максимальной скорости может быть вычислен максимальный уклон для любого диаметра сети при любой степени наполнения  $a=h/D$ .

**Пример 2.1.** Определить минимальный уклон для бетонного трубопровода бытовой канализации диаметром 400 мм при  $h/D=0,5$ , если по трубопроводу протекает вода с температурой 10°C.

Используя формулу (2.15), находим незаиливающую скорость. Гидравлический радиус трубы  $R=0,25$   $D=0,25 \cdot 0,4=0,1$  м.

$$v_n = 1,42 \sqrt[n]{0,1} = 0,82 \text{ м/с,}$$

где  $n = 4,5 + 0,5 R = 4,5 + 0,05 = 4,55$ .



По формуле (2.6) находим коэффициент сопротивления  $\lambda$ , принимая при этом по табл. 2.1  $\Delta_0 = 2$  мм,  $a = 100$ .

$$Re = \frac{4 R v}{\nu} = \frac{4 \cdot 10 \cdot 82}{0,0141} = 232624.$$

Значение  $\nu$  принимаем по формуле (1.6) для содержания взвешенных веществ в 500 мг/л.

Подставим эти значения в формулу (2.6)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{0,2}{13,68 \cdot 10} + \frac{100}{232624} \right);$$

откуда  $\lambda = 0,031$ .

По формуле (2.17) находим минимальный уклон, зная все другие величины

$$I_{\min} = \frac{0,031}{4 \cdot 0,1} \cdot \frac{0,82^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0027.$$

**Пример 2.2.** Определить максимальный уклон для бытовой канализации, проложенной из керамических труб диаметром 500 мм, по которым протекает сточная вода с температурой 10°C и содержанием взвешенных веществ 500 мг/л при расчетном наполнении, т. е.  $h/D = 0,75$ .

Находим гидравлический радиус  $R = 0,302 D = 15,1$  см. Определяем число Рейнольдса

$$Re = \frac{4 R v}{\nu} = \frac{4 \cdot 15,1 \cdot 92}{0,0141} = 394099.$$

Значение  $\nu$  принимаем по формуле (1.6),  $v$  — по СНиП II-32-74. Далее находим по формуле (2.6) значение

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{0,135}{13,68 \cdot 15,1} + \frac{90}{394099} \right) = 6,0589$$

Откуда  $\lambda = 0,0279$ . По формуле (2.17) определяем уклон

$$I_{\max} = \frac{\lambda}{4 R} \cdot \frac{v_{\max}^2}{2 g} = \frac{0,0279}{4 \cdot 0,15} \cdot \frac{4^2}{2 \cdot 9,81} = 0,03.$$

## 2.7. Основные задачи по расчету канализационных сетей

При расчете канализационных сетей по формулам равномерно установившегося движения основными расчетными параметрами являются расчетный расход  $Q$ , уклон дна трубопровода  $i_0$  и его размеры. При равномерно установившемся движении гидравлический уклон равен уклону дна трубопровода, т. е.  $I = i_0$ .

В практике расчетов встречаются следующие задачи: 1. По заданным  $Q$ ,  $i_0$  и  $h/D$  требуется определить  $D$  и  $v$ . 2. По заданным  $i_0$ ,  $D$  и  $h/D$  требуется определить  $Q$  и  $v$ . 3. По заданным  $v$ ,  $i_0$  и  $h/D$  требуется определить  $D$  и  $Q$ . 4. По заданным  $D$ ,  $v$  и  $h/D$  требуется



определить  $Q$  и  $i_0$ . 5. По заданным  $Q$ ,  $D$  и  $i_0$  требуется определить  $v$  и  $h/D$ .

Решение таких задач по формулам является очень трудоемким и в практике расчета канализационных сетей почти не производится. Для расчетов используют таблицы, графики и номограммы. В таблицах для каждого диаметра  $D$  или сечения канала и лотка при различных заполнениях  $h$  и уклонах даются значения расхода  $Q$ , л/с, и средней скорости течения, м/с. Подобные таблицы и графики разработаны Н. Ф. Федоровым, при этом в основу их положены формулы (2.2) и (2.6), А. Н. и Н. А. Лукиных составлены таблицы по формуле (2.3) с использованием формулы Н. Н. Павловского (2.8).

Пользование таблицами сводится к следующему. Обычно известны заданный расход  $Q$  и уклон местности вдоль трассы коллектора. Требуется определить уклон трубопровода  $i_0$ , его диаметр, наполнение  $h/D$  и скорость  $v$ .

Уклон коллектора часто принимают равным уклону местности  $i_M$ , но если  $i_M < i_{\min}$ , то  $i_0$  принимают равным  $i_{\min}$ . Далее подбирают ту расчетную таблицу, по которой при принятом уклоне коллектора  $i_0$  и расходе  $Q$  получится наполнение около 0,6...0,7. Таким образом, будет установлен диаметр коллектора. Затем расчет уточняют: находят скорость, которая должна быть не менее  $v_n$ , при этом наполнение должно быть не больше рекомендованного для данного диаметра. Некоторым недостатком табличного расчета можно считать то, что в таблицах не даны десятичные доли уклонов, а наполнения приведены с интервалами в 0,05  $h/D$ .

Если значений уклона  $i_0$  и расхода  $Q$  нет в таблицах, то задача решается методом интерполяции. Исходя из заданного наполнения  $h/D$  принимают ближайший табличный уклон трубопровода  $i_1$ , пропускающий расход  $Q_1$ , несколько меньше заданного, а затем следующий табличный уклон  $i_2$ , пропускающий расход  $Q_2$ , несколько больший заданного. Одновременно определяют и соответствующие скорости  $v_1$  и  $v_2$ . Тогда уклон коллектора

$$i_0 = i_1 + [(Q - Q_1)/(Q_2 - Q_1)] (i_2 - i_1), \quad (2.23)$$

а скорость

$$v = v_1 + [(Q - Q_1)/(Q_2 - Q_1)] (v_2 - v_1). \quad (2.24)$$

На основании таблиц Н. Ф. Федорова В. С. Дикаревским составлены графики, соответствующие полному и неполному — примерно расчетному (рис. 2.5) заполнению труб.

**Пример 2.3.** Задан расход  $Q = 39$  л/с, уклон местности по трассе коллектора  $i_M = 0,005$ .

Так как заданный уклон местности  $i_M > i_{\min}$  обеспечивает самоочищающуюся скорость, то принимаем  $i_0 = i_M = 0,005$ . По таблицам Н. Ф. Федорова при уклоне  $i = 0,005$  принимаем  $D = 300$  мм, при этом  $h/D = 0,55$  и  $v = 0,98$  м/с. В соответствии со СНиП II-32-74 при  $D = 300$  мм  $h/D \leq 0,6$  и  $v_n = 0,8$  м/с. Полученное решение приемлемо.

**Пример 2.4.** Определить уклон коллектора и скорость течения



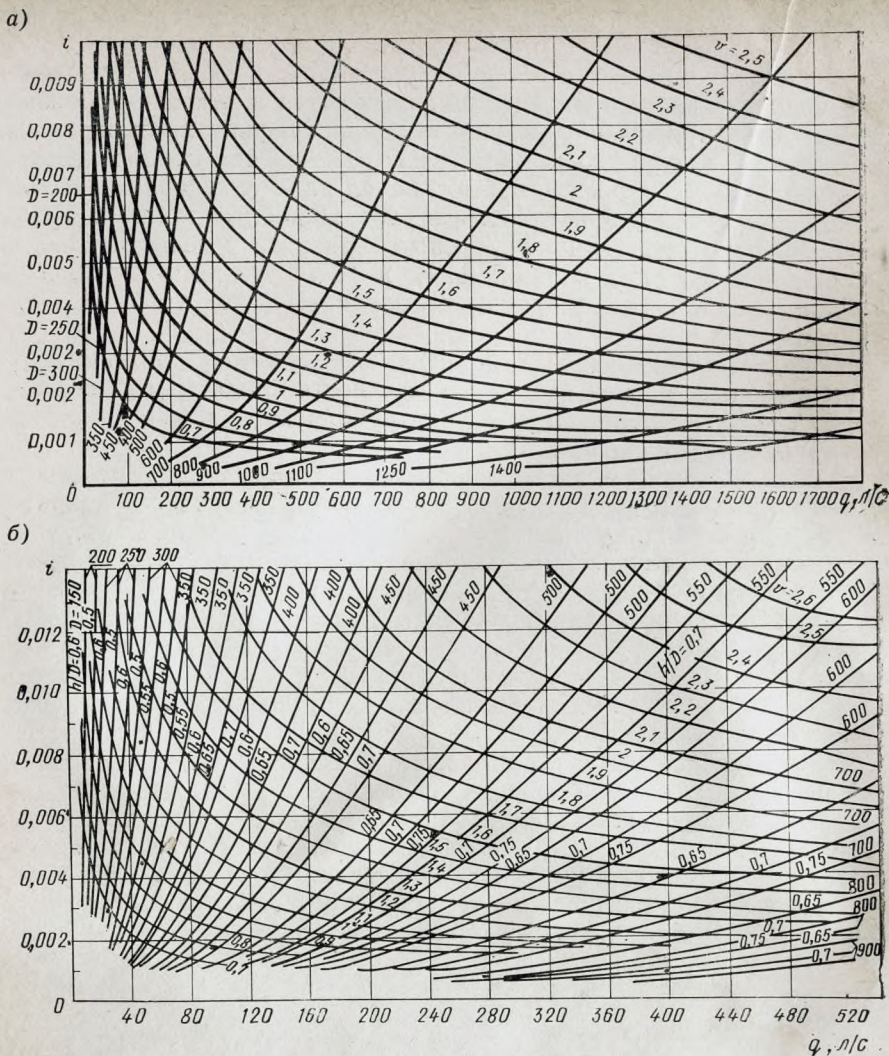


Рис. 2.5. Зависимость уклона канализационных труб  $i$  от расхода жидкости  $Q$  при различных диаметрах  $D$  и скоростях течения  $v$   
 а — при полном заполнении труб; б — при наполнениях труб  $h/D$

$v$  сточных вод в нем при расходе  $Q=200$  л/с, диаметре  $D=500$  мм и заданном наполнении  $h/D=0,75$ .

По таблицам Н. Ф. Федорова находим, что при  $h/D=0,75$  и  $i_1=0,003$   $Q=184,81$  л/с, а  $v_1=1,17$  м/с; при  $i_2=0,004$   $Q_2=213,25$  л/с и  $v_2=1,35$  м/с.

По формуле (2.23) определяем уклон

$$i_0 = 0,003 + \frac{200 - 184,81}{213,25 - 184,81} (0,004 - 0,003) = 0,0035;$$



по формуле (2.24) — скорость

$$v = 1,17 + \frac{200 - 184,81}{213,25 - 184,81} (1,35 - 1,17) = 1,27 \text{ м/с.}$$

По графикам Н. Ф. Федорова при  $Q=200$  л/с,  $D=500$  мм и  $h/D=0,75$  находим  $i_0=0,0035$  и  $v=1,25$  м/с, т. е. те же значения.

## 2.8. Гидравлический расчет напорных трубопроводов и дюкеров

Гидравлический расчет напорных трубопроводов при движении по ним сточных вод, илопроводов при движении по ним ила и дюкеров состоит в выборе экономически выгодных диаметров и определении в них потерь напора.

Напорные трубопроводы рассчитывают на полное заполнение по предельно-экономичным расходам  $Q_{\text{ЭК}}$ , которые могут быть приняты по данным табл. 2.5.

Таблица 2.5. Предельные расходы  $Q_{\text{ЭК}}$ , л/с, при  $\Theta=1$ ,  $m=5,33$  и  $n=2$

$d$ , мм	$Q_{\text{ЭК}}$ при значениях $\alpha$ , равных			$d$ , мм	$Q_{\text{ЭК}}$ при значениях $\alpha$ , равных			$d$ , мм	$Q_{\text{ЭК}}$ при значениях $\alpha$ , равных		
	1,4	1,6	1,95		1,4	1,6	1,95		1,4	1,6	1,95
150	19	16,9	13,8	550	288	277	260	1200	1770	1805	1860
200	34	30,8	26,9	600	343	333	314	1400	2300	2350	2445
250	53,7	49,4	42,5	700	485	474	456	1500	2665	2750	2885
300	78,5	73,1	64,2	800	647	640	624	1600	3260	3370	3590
350	109	102	91,1	900	840	834	826	1800	3960	4120	4430
400	145	137	124	1000	1108	1110	1120	2000	5250	5500	6000
450	186	177	163	1100	1360	1360	1395	2200	6710	7120	7850
500	234	224	208								

Для каждого диаметра при определенных условиях строительства и эксплуатации, характеризующихся так называемым экономическим фактором  $\Theta$ , существует «предельный» расход. Последний экономически равноценен расходу для следующего по сортаменту диаметра.

При современных нормах и расценках на прокладку подземных сетей и тарифах на электроэнергию можно принимать средние значения экономического фактора равными: для Сибири и Урала 0,5; для центральных и западных районов европейской части СССР 0,75; для южных районов 1.

При значении  $\Theta_{\text{ф}}$ , отличающемся от 1 для выбора диаметра труб по данным табл. 2.5, соответствующим  $\Theta=1$ , приближенное значение приведенного расхода будет:

$$Q_{\text{прив}} = Q_1 / \sqrt[3]{\Theta_{\text{ф}}}, \quad (2.25)$$

где  $Q$  — расход воды, транспортируемой по данной линии;  $\Theta = m\beta/(\alpha b)$  — экономический фактор, включающий экономические характеристики, а также гидравлические и режимные коэффициенты.



Показатели степени  $n$ ,  $m$  характеризуют закон сопротивления  $I = k Q^n / d^m$ , а  $\alpha$  — зависимость стоимости строительства от диаметра труб  $C = b_0 + b d^\alpha$ . Для стальных трубопроводов  $\alpha = 1,4$ ; для чугунных — 1,6; асбестоцементных — 1,95; железобетонных — 2,4.

$$\beta = 86 \cdot 10^3 \cdot \sigma \gamma_3 k / [\eta (R + T^{-1})],$$

где  $\sigma$  — стоимость электроэнергии, руб/кВт·ч;  $\gamma_3$  — коэффициент неравномерности расходования энергии;  $\eta$  — к. п. д. насосных агрегатов;  $T$  — срок окупаемости;  $R$  — сумма амортизационных отчислений.

Для подсчета потерь напора по длине могут быть использованы расчетные формулы (2.2) и (2.6) или составленные по ним графики, таблицы и номограммы.

Общие потери напора в трубопроводе складываются из линейных и местных потерь, т. е.

$$h_{\text{полн}} = h_{\text{л}} + \Sigma h_{\text{м}}. \quad (2.26)$$

В свою очередь линейные потери напора вычисляются

$$h_{\text{л}} = I l, \quad (2.27)$$

где  $I$  — гидравлический уклон;  $l$  — длина трубопровода, м.

Сумма местных потерь включает:

$$\Sigma h_{\text{м}} = h_{\text{кол}} + h_{\text{отв}} + h_{\text{завд}} + \dots + h_n, \quad (2.28)$$

где  $h_{\text{кол}}$ ,  $h_{\text{отв}}$ ,  $h_{\text{завд}}$ , ...,  $h_n$  — соответственно потери напора в колене, отводе, задвижке и т. д.

Потери напора в отдельных местных сопротивлениях вычисляются по формуле Вейсбаха (2.12), а коэффициент местных сопротивлений принимается по справочным данным (см. прил. 2). Принимать экономически выгодные скорости менее незаиливающих не следует.

*Перекачка осадков* сточных вод производится обычно по напорным трубопроводам за пределы очистных станций для их обезвреживания и последующего использования в качестве органического удобрения для сельского хозяйства. Осадки перекачивают сырые (из отстойников) и сброженные (обычно из метантенков).

Канализационный ил представляет собой неоднородную жидкость с большим количеством органических веществ, находящихся в различном физическом состоянии, в том числе и в виде коллоидов.

Исследованиями потерь напора при движении канализационных илов по трубам и лоткам занимались А. З. Евилевич, Н. Ф. Федоров, Ю. М. Ласков и др. Следует отметить, что этот сложный вопрос в настоящее время еще полностью не решен. Однако установлено, что по сравнению с водой ил обладает особыми гидравлическими свойствами. Они выражаются в том, что при малых скоростях движения ила по трубам и лоткам потери напора во много раз больше, чем при движении воды и, наоборот, при больших скоростях потери напора по сравнению с водой становятся меньшими.

Основная причина этого заключается в том, что илы обладают качествами, присущими коллоидным жидкостям, т. е. имеют конс-



танты  $\tau_0$  — предельное напряжение сдвига или предел текучести пластичного тела и  $\eta$ , аналогичную вязкости в уравнении Ньютона для трения жидкостей. Гидравлический расчет потерь напора при движении канализационных илов по трубам следует производить по формулам и экспериментальным графикам с учетом режима движения, физических свойств и особенностей состава осадков. Потери напора в илопроводах диаметром 150—400 мм можно определять по формуле:

$$h_{\text{дл}} = \left( I_0 + \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \right) l, \quad (2.29)$$

где  $I_0$  — начальный уклон, обусловленный вязкопластичными свойствами осадка.

$$I_0 = 0,136 (100 - p)^2 / D_{\text{см}}^{2,25}. \quad (2.30)$$

Коэффициент трения также зависит от влажности  $p$ , %, осадка:

$$\lambda = 0,00214p - 0,191. \quad (2.31)$$

Для труб диаметром  $D = 15$  см значения  $\lambda$ , определенные по формуле (2.31), следует увеличить на 0,01.

Чтобы не происходило осаждения наиболее тяжелых частиц из ила в трубопроводах и их последующего зарастания, наименьшие расчетные скорости движения ила в напорных илопроводах следует принимать по данным табл. 2.6.

Таблица 2.6. Расчетные скорости движения ила, м/с

Влажность, $p$ , %	$v_{\text{min}}$ для диаметров, мм		Влажность, $p$ , %	$v_{\text{min}}$ для диаметров, мм	
	150—200	250—400		150—200	250—450
98	0,8	0,9	93	1,3	1,4
97	0,9	1	92	1,3	1,4
96	1	1,1	91	1,4	1,5
95	1,1	1,2	90	1,4	1,5
94	1,2	1,3			

При этих скоростях сопротивления при движении ила по трубопроводам, как правило, несколько меньше, чем при движении воды. С некоторым запасом в напоре при подборе насосов (на неучтенные сопротивления) допустимо потери напора при движении илов определять по формулам для воды.

Дюкеры (рис. 2.6) служат для транспортировки сточных вод и осадков через реки, овраги и при пересечении с различного рода подземными сооружениями. При пересечении с водными протоками дюкеры сооружают не менее чем в две линии. Во входной камере устраивают аварийный выпуск. Дюкеры работают полным сечением; жидкость в них движется под действием столба воды, определяемого разностью уровней жидкости во входной и выходной камерах дюкера ( $H_1 = z_1 - z_2$ ). Значение  $H_1$  должно соответствовать потерям напора в дюкере, которые определяются по формуле

$$H_1 = 11 + \Sigma \xi \frac{v^2}{2g}, \quad 0,043 \quad (2.32)$$

97,91 0,925 = 99,68



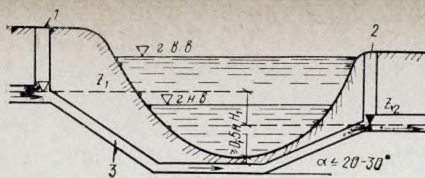


Рис. 2.6. Схема дюкера

1 — входная камера; 2 — выходная камера;  
3 — линия дюкера

менее 1 м/с. В местах подхода сточных вод к дюкеру скорости должны быть не более скоростей в дюкере, но не менее незаиливающих.

Величина коэффициента сопротивления  $\xi_{вх}$  на входе в трубу зависит от формы входа. Для цилиндрической трубы, ось которой нормально расположена в плоскости отверстия, и при острой входной кромке  $\xi_{вх}=0,5$ . При закругленных кромках и плавном входе  $\xi_{вх}=0,2$ . Применяя значения  $\xi_{вх}$ , находим потери на вход по формуле (2.12)

$$h_{вх} = \xi_{вх} \frac{v^2}{2g} \cdot 0,5 \frac{1,30^2}{2 \cdot 9,8}$$

Данные расчетов сведены в табл. 1 прил. 2, промежуточные значения  $h_{вх}$  при других скоростях можно находить путем интерполяции.

Величина сопротивлений при выходе из дюкера может быть определена по формуле

$$h_{вых} = (v - v_1)^2 / 2g, \quad (2.33)$$

где  $v$  — скорость движения воды в дюкере, м/с;  $v_1$  — то же, в отводящем коллекторе, м/с.

Величины сопротивлений при выходе из дюкера приведены в табл. 2 прил. 2.

Для цилиндрических труб и фасонных частей и, в частности, для отводов и колен сопротивления могут быть вычислены по формуле

$$h_{пов} = \frac{\theta}{90^\circ} \xi_{пов} \frac{v^2}{2g}, \quad (2.34)$$

где  $\theta$  — угол поворота трубы в градусах.

Коэффициент местного сопротивления  $\xi_{пов}$  может быть вычислен

$$\xi_{пов} = 0,131 + 1,847 (r/R)^{0,5}, \quad (2.35)$$

где  $r$  — радиус трубы;  $R$  — радиус закругления.

Для стандартных колен и отводов величину сопротивлений на поворотах можно принимать по данным прил. 2.

Коэффициенты сопротивлений задвижки в зависимости от степени ее открытия могут быть приняты по [3] или прил. 2.



**Пример 2.5.** Произвести расчет дюкера длиной 50 м на пропуск бытовых сточных вод в количестве 155 л/с. Дюкер имеет во входной камере шибер, задвижку; в нижней ветви — два отвода 45°; в восходящей — два отвода 30°; в выходной камере — шибер. Сточные воды подводятся к дюкеру коллектором диаметром 500 мм со скоростью 1,21 м/с.

Расчет произведем, пользуясь таблицами и графиками, и по формулам, приведенным выше. По таблицам Н. Ф. Федорова принимаем диаметр дюкера равным 400 мм. В этом случае при  $i = 0,006$  скорость будет 1,26 м/с. Следовательно, потери напора по длине будут равны  $h_{дл} = il = 0,006 \cdot 50 = 0,3$  м.

Далее определяем сумму потерь местных сопротивлений. Потери напора при входе в дюкер

$$h_{вх} = 0,5 \frac{1,26^2}{19,61} = 0,04 \text{ м.}$$

Потери напора при выходе из дюкера определяются следующим образом. Диаметр отводящего коллектора принимаем равным 500 мм, уклон 0,0025. В этом случае скорость в нем будет 1,01 м/с при  $h/D = 0,73$ . Следовательно, разность скоростей равна

$$v - v_1 = 1,26 - 1,01 = 0,25 \text{ м/с.}$$

По прил. 2 находим, что  $h_{вых} = 0,003$  м. Потери напора в двух поворотах 30° по прил. 2

$$h_{пов} = 2 \cdot 0,0058 + 2 \cdot 0,005 = 0,022 \text{ м.}$$

Следовательно, общие потери напора в дюкере

$$h = 0,30 + 0,04 + 0,003 + 0,022 = 0,365 \text{ м.}$$

## 2.9. Неравномерное движение сточных вод в каналах и трубах

Канализационную сеть для пропуска бытовых и производственных сточных вод рассчитывают обычно по условиям равномерного движения, пренебрегая создающимся на отдельных участках сети неравномерным движением, связанным с заилинием труб.

Неравномерное движение сточных вод наблюдается в открытых каналах и лотках на очистных станциях канализации, а также в открытой сети вблизи сооружений: перепадов, щитовых отверстий и т. д.

Пренебрегать неравномерным движением на конечных участках сети в некоторых случаях нельзя. Обычно в конце канализационной сети находится насосная станция, перекачивающая сточную воду на очистные сооружения. Расчетный режим ее работы требует создания кривой спада с критической глубиной на концевом участке сети. Однако режим этот не всегда бывает постоянным. При недостаточной откачке из сети сточной воды вследствие различных причин, не предусмотренных расчетом (неравномерность поступ-



ления сточных вод в канализационную сеть в пределах одного и того же часа максимального расхода и др.), уровень ее в приемном резервуаре насосной станции может повыситься и не только ликвидировать кривую спада на конечном участке сети, но и создать на длинном участке трубопровода нежелательную кривую подпора, при которой может начаться заиливание сети.

Кривые спада наблюдаются также на участках сети перед перепадными колодцами, а за ними могут наблюдаться кривые подпора. Отсюда ясно, что для решения той или иной конкретной задачи при расчетах некоторых участков канализационной сети необходимо применять уравнения неравномерного движения воды. Дифференциальное уравнение неравномерного установившегося плавно изменяющегося движения в круглоцилиндрической трубе может быть записано в виде:

$$\frac{i_0 dl}{D} = \frac{K^2/K_n^2 [1 - \alpha Q^2 B / (g \omega^3)]}{K^2/K_n^2 - Q^2/Q_n^2} da, \quad (2.36)$$

где  $K_n$  и  $Q_n$  — модуль расхода и расход воды в коллекторе при полном его заполнении.

Выражая  $K^2/K_n^2 = Ca^\beta$  (где при  $0,15 \leq a \leq 0,5$   $C=3,73$  и  $\beta=3,9$ , а при  $0,5 \leq a \leq 0,9$   $C=1,23$  и  $\beta=2,3$ ) и  $\omega^3/BD^5 = a^{3,9}/1,093$  получаем

$$\text{при } a \leq 0,5 \quad \frac{i_0 l}{D} = a_2 - a_1 + \left( 1 - \frac{4,07 \alpha Q_n^2}{g D^5} \right) \times \\ \times \left[ \frac{a_1}{(1 - 3,73 a_1^{3,9} Q_n^2/Q^2)^{0,204}} - \frac{a_2}{(1 - 3,73 a_2^{3,9} Q_n^2/Q^2)^{0,204}} \right], \quad (2.37)$$

$$\text{при } a \geq 0,5 \quad \frac{i_0 l}{D} = a_2 - a_1 + \left( 1 - \frac{1,34 \alpha Q_n^2}{g D^5 a_{cp}^{1,6}} \right) \times \\ \times \left[ \frac{a_1}{(1 - 1,23 a_1^{2,3} Q_n^2/Q^2)^{0,303}} - \frac{a_2}{(1 - 1,23 a_2^{2,3} Q_n^2/Q^2)^{0,303}} \right]. \quad (2.38)$$

Для горизонтально уложенного коллектора ( $i=0$ )

$$\text{при } a \leq 0,5 \quad \frac{l}{D} = 0,762 \frac{K_n^2}{Q^2} \left[ \frac{5,35 \alpha Q^2}{g D^5} (a_2 - a_1) - a_2^{4,9} + a_1^{4,9} \right], \quad (2.39)$$

$$\text{при } a \geq 0,5 \quad \frac{l}{D} = 0,375 \frac{K_n^2}{Q^2} \left[ \frac{6 \alpha Q^2}{g D^5} \left( \frac{1}{a_1^{0,6}} - \frac{1}{a_2^{0,6}} \right) - a_2^{3,3} + a_1^{3,3} \right]. \quad (2.40)$$

При переходе кривой свободной поверхности через середину сечения трубы расчет следует вести сначала от начального сечения  $a_1=a_n$  до сечения с половинным  $a_2=0,5$  наполнением трубы, а затем от наполнения  $a=0,5$  до конечного сечения  $a_2=a_k$  по соответствующим формулам (2.37) — (2.40).



Критическая глубина для потока в трубе в конце кривой спада перед перепадом может быть определена по формуле [3].

$$a_{кр} = h_{кр}/D = 1,023 (\sqrt{a/g} Q/D^{5/2})^{0,511}. \quad (2.41)$$

При безнапорном истечении воды из горизонтального трубопровода наполнение трубы в конце никогда не бывает полным, даже при очень больших расходах и на коротких участках.

Значения длины трубопровода и расхода безнапорного потока со степенью наполнения от полного в начале  $a_n=1$  до критического  $a_{кр}$  в конце могут быть получены из следующих данных

$a_{кр}$	0,95	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$\sqrt{a/g} Q/D^{5/2}$	1,02	0,835	0,62	0,47	0,35	0,246	0,163	0,096
$(Q^2/K_n^2) l/D$	0,017	0,035	0,082	0,137	0,197	0,254	0,298	0,329
$\lambda_n l/a D$	0,02	0,062	0,264	0,755	1,99	5,18	13,9	44,2

При безнапорном неравномерном истечении воды с перепадом в конце будет обеспечен пропуск по трубопроводу расходов, превышающих расходы при равномерном движении. Параметры трубопровода  $i_0 l/D$  и  $\lambda_n l/a D$ , при которых наполнение трубы (уложенной с уклоном  $i_0$ ) уменьшается от полного в начале ( $a_n=1$ ) до критического  $a_{кр}$  в конце при расходах, превышающих расходы для полного наполнения ( $Q/Q_n > 1$ ), могут быть найдены по рис. 2.7.

**Пример 2.6.** Какой расход можно пропустить по трубопроводу диаметром  $D=1$  м, длиной  $l=105$  м и  $\lambda_n=0,02$ , проложенному с уклоном  $i_0=0,0025$ ?

Находим расход при полном заполнении

$$Q_n = (\pi/4) \sqrt{2g i_0/\lambda_n} D^{5/2} = (\pi/4) \sqrt{19,62 \cdot 0,0025/0,02} \cdot 1 = 1,23 \text{ м}^3/\text{с}.$$

При  $i_0 l/D = 0,0025 \cdot 105/1 = 0,262$ , принимая наполнение в начале полное, а в конце  $a_{кр}=0,7$ , по графику (см. рис. 2.7) находим  $Q/Q_n = 1,2$ . При этом отношении расходов находим

$$\sqrt{a/g} Q/D^{5/2} = (\pi/4) \sqrt{2 a i_0/\lambda_n} Q/Q_n = (\pi/4) \sqrt{\frac{2 \cdot 0,0025}{0,02}} \cdot 1,2 = 0,47,$$

что соответствует принятой критической глубине  $a_{кр}=0,7$ . Таким образом, расход будет равен  $1,48 \text{ м}^3/\text{с}$  и увеличение расхода по сравнению с равномерным движением составит 20%.

**Пример 2.7.** Найти глубину потока в конце трубопровода диаметром  $D=1$  м и длиной  $l=683$  м, уложенного с уклоном  $i_0=0,0006$  при пропуске расхода  $Q=723$  л/с.

При указанных исходных данных имеем  $Q_n=603$  л/с,  $Q/Q_n = 723/603 = 1,2$ . По графику (см. рис. 2.7) при  $i_0 l/D = 0,0006 \cdot 683/1 = 0,41$  и  $Q/Q_n = 1,2$  находим  $a_{кр}=0,5$ . При данном расходе имеем  $\sqrt{a/g} Q/D^{5/2} = \sqrt{1,1/9,81} \cdot 0,723/1 = 0,244$ , что соответствует относительной критической глубине  $a_{кр}=0,5$ . Таким образом, на указанной длине трубопровода степень наполнения трубы будет уменьшаться от полной до критической. Если длина трубопровода будет меньше указанной, то его наполнение в начале будет неполным.



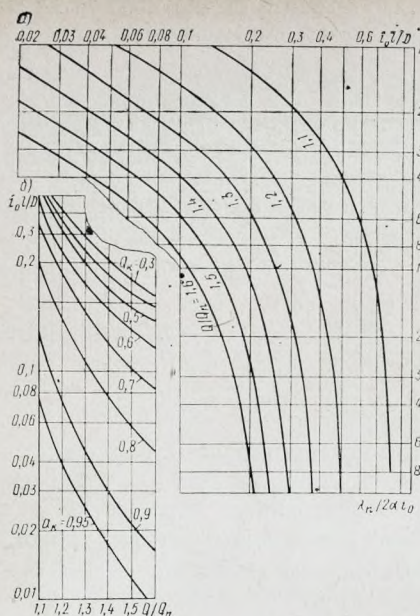


Рис. 2.7. Зависимость  $i_0/D$  от  $\lambda_n/(2\alpha_0 l_0) = (2\alpha_0 i_0)$  (а) и от  $Q/Q_n$  (б) для неравномерного движения воды в трубе с кривой спада

16,125 м в коллекторе начнет создаваться подпор и возможно заиливание в связи с уменьшением скорости.

Вычислим по формуле (2.41) критическую глубину

$$h_{кр} = 1,023(\sqrt{1,1/9,81 \cdot 1,834/1,5^{5/2}})^{0,511} \cdot 1,5 = 0,71 \text{ м.}$$

Минимальная отметка уровня сточной воды в конце коллектора

$$15 + h_{кр} = 15 + 0,71 = 15,71 \text{ м}$$

будет оставаться неизменной при любом уровне воды в приемном резервуаре ниже 15,71 м. Известно, что при  $h_0 > h_{кр}$  состояние потока спокойное, а при  $h_0 < h_{кр}$  — бурное. В данном случае  $h_0 = 1,125 \text{ м} > h_{кр} = 0,71 \text{ м}$ , т. е. состояние потока в коллекторе спокойное.

**Пример 2.9.** Определить длину спада при условиях, изложенных в примере 2.8, если в коллекторе установится критическая глубина  $h_2 = h_{кр} = 0,71 \text{ м}$ . Глубину в начале кривой спада примем на 2,5 см ниже нормальной глубины, т. е.  $h_1 = h_0 - 0,025 = 1,125 - 0,025 = 1,1 \text{ м}$ .

По формуле (2.38) длина кривой спада на участке от  $a_1 = 1,1/1,5 = 0,734$  до  $a_2 = 0,5$  при  $Q/Q_n = 0,8$  равна:

$$0,001 \cdot l_1/1,5 = 0,5 - 0,734 + \left(1 - \frac{1,34 \cdot 5,244}{9,81 \cdot 1,5^5 \cdot 0,617^{1,6}}\right) \times$$

**Пример 2.8.** В конце коллектора  $D = 1500 \text{ мм}$ , проложенного с уклоном  $i_0 = 0,001$  и пропускающего при наполнении  $h/D = 0,75$  расход  $Q = 1834 \text{ л/с}$ , расположена насосная станция с приемным резервуаром. Отметка лотка коллектора у приемного резервуара насосной станции  $+15 \text{ м}$ . Определить отметку уровня сточной жидкости в приемном резервуаре при равномерном ее движении в коллекторе и возможную минимальную отметку уровня потока в концевом сечении коллектора. Глубину равномерного движения потока в коллекторе найдем по заданному наполнению

$$h_0 = 0,75 D = 0,75 \cdot 1500 = 1,125 \text{ м.}$$

При этой глубине отметка уровня сточной воды в приемном резервуаре насосной станции равна

$$15 + h_0 = 15 + 1,125 = 16,125 \text{ м.}$$

При уровне воды в приемном резервуаре насосной станции выше



$$\times \left[ \frac{0,734}{\left(1 - \frac{1,23 \cdot 0,734^{2,3}}{0,64}\right)^{0,303}} - \frac{0,5}{\left(1 - \frac{1,23 \cdot 0,5^{2,3}}{0,64}\right)^{0,303}} \right] =$$

$$= -0,234 + 0,796 (1,756 - 0,581) = -0,234 + 0,936 = 0,702.$$

$$l_1 = \frac{1,5 \cdot 0,7015}{0,001} = 1052 \text{ м.}$$

По формуле (2.37) длина кривой спада на участке от  $a_1=0,5$  до  $a_2=0,473$  равна:

$$\frac{0,001}{1,5} l_2 = 0,473 - 0,5 - \left(1 - \frac{4,07 \cdot 5,244}{9,81 \cdot 7,59}\right) \times$$

$$\times \left[ \frac{0,473}{\left(1 - \frac{3,73}{0,64} 0,473^{3,9}\right)^{0,204}} - \frac{0,5}{\left(1 - \frac{3,73}{0,64} 0,5^{3,9}\right)^{0,204}} \right] =$$

$$= -0,027 - (1 - 0,287)(0,511 - 0,553) = 0,003.$$

$$l_2 = 0,003 \cdot 1,5 / 0,001 = 4,5 \text{ м.}$$

Расстояние между глубинами  $a_1=0,734$  и  $a_2=0,473$

$$L = 1052 + 4,5 = 1056,5 \text{ м.}$$

## 2.10. Сопряжение глубин. Гидравлический прыжок

Безнапорные потоки в канализационных коллекторах или каналах могут быть: в спокойном состоянии, когда действительные глубины потока больше критической глубины ( $h > h_{кр}$ ), в бурном состоянии при  $h < h_{кр}$  и в критическом состоянии, когда  $h = h_{кр}$ .

Критической глубиной называют глубину потока, при которой удельная энергия сечения приобретает минимальное значение, т. е. при этой глубине между гидравлическими элементами живого сечения потока существует следующая зависимость:

$$\omega_{кр}^3 / B_{кр} = \alpha Q^2 / g. \quad (2.42)$$

При спокойном установившемся движении глубина воды в данном сечении канала определяется условиями движения воды в пределах нижележащей части потока и не зависит от условий движения в пределах верхней части потока. В случае бурного установившегося движения воды имеем обратную картину: глубина в данном сечении канала определяется обстоятельствами движения воды на вышележащем участке канала и не зависит от обстоятельств движения на нижележащем участке.

В критическом состоянии движение всегда равномерное, характеризуемое условием  $i_0 = i_{кр}$ . Критическим уклоном называют такой уклон дна коллектора или канала, при котором для данного расхода и заданной формы канала нормальная глубина  $h_0$  (глубина равномерного движения) равна критической глубине  $h_{кр}$

$$i_{кр} = \frac{g \gamma_{кр}}{\alpha B_{кр}^2} = \frac{g n^2}{\alpha} H^{-2y} f(h/H), \quad (2.43)$$



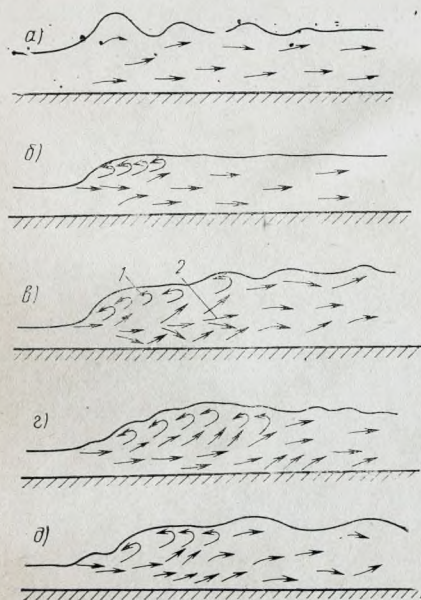
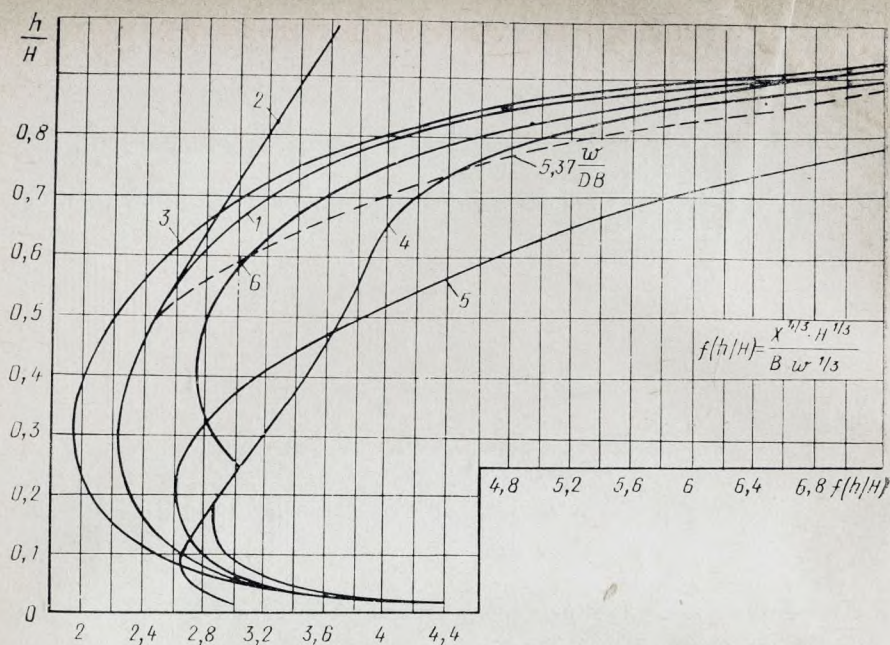


Рис. 2.8. Функциональная зависимость  $f(h/H)$  для определения критического уклона по формуле (2.43) для сечений

1 — круглого; 2 — полукруглого; 3 — лоткового; 4 — овоидального; 5 — обратноовоидального; 6 — банкетного

Рис. 2.9. Виды гидравлического прыжка

а — волнистый ( $Fr_1=1-3$ ); б — слабый ( $Fr_1=3-6$ ); в — пульсирующий ( $Fr_1=6-20$ ); г — устойчивый ( $Fr_1=20-80$ ); д — сильный ( $Fr_1>80$ ); 1 — валец; 2 — пульсирующая струя

где  $n$  — коэффициент шероховатости;  $y$  — показатель степени в формуле Н. Н. Павловского;  $H$  — высота коллектора; для круглой трубы  $H=D$ ; функция  $f(h/H)$  представлена на рис. 2.8.

Переход спокойного потока в бурный осуществляется при помощи водопада, а бурного в спокойный, как правило, за

счет так называемого гидравлического прыжка (рис. 2.9), который характеризуется наличием водоворотной области (вальца жидкости).



Глубины до и после прыжка называются сопряженными глубинами. Они связаны между собой уравнением гидравлического прыжка

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_2} + z_2 \omega_2 = \frac{\alpha Q^2}{g \omega_1} + z_1 \omega_1, \quad (2.44)$$

где  $\alpha_0$  — корректив количества движения;  $z_1$  и  $z_2$  — заглубление отметок центров тяжести первого и второго сечений от свободной поверхности потока;  $\omega_1$  и  $\omega_2$  — живые сечения потока до и после прыжка.

Для круглой трубы при  $a < 0,85$  можно принять:

$$z \omega^2 = 0,4 a^{3,75} D^5 \text{ и } \omega = 0,94 a^{4/3} D^2. \quad (2.45)$$

Приблизленно сопряженные глубины для потоков в замкнутых трубах можно определить по формуле В. Н. Козина

$$\frac{h_2}{H} \left( \frac{h_1}{H} \right)^{\beta_2} = \beta_1 \left( \frac{\alpha Q^2}{g H^5} \right)^{\beta_3}. \quad (2.46)$$

Значения  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$  зависят от формы сечения коллектора:

	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$
круглое . . . . .	1,08	0,745	0,442
лотковое . . . . .	0,653	0,84	0,5
шатровое . . . . .	0,934	0,85	0,54
овоидальное . . . . .	1,9	0,745	0,45
лоток в колодце . . . . .	1,23	0,774	0,49

При  $h_2/h_{кр} < 3,5$  сопряженные глубины для потоков в каналах параболического, прямоугольного и круглого сечений можно определять по формуле

$$1,16 h_{кр}/h_2 = h_1/h_{кр} + 0,16. \quad (2.47)$$

Длина прыжка определяется по эмпирическим формулам. В СССР наиболее распространены формулы Н. Н. Павловского и М. Д. Чертоусова.

По формуле Г. Я. Швеца длина прыжка в трапецеидальном канале зависит от второй сопряженной глубины  $h_2$ .

$$l_{пр} = (4,4 \dots 8,25) h_2, \quad (2.48)$$

где коэффициент пропорциональности равен 4,4 для прямоугольного канала, т. е. при откосе  $m_0 = 0$ , и 8,25 — при величине откоса  $m_0 = 1,5$ .

Для определения длины гидравлического прыжка в трубах круглого сечения можно пользоваться формулой В. С. Кальфа

$$l_{пр} = 6 (\omega_2 - \omega_1) / B_1. \quad (2.49)$$

Исследования показывают, что совершенный гидравлический прыжок (в виде вальца) наблюдается при числах Фруда  $Fr_1 = v_1^2 / gh_1 > 3$ , а при  $Fr_1 < 3$  образуется прыжок-волна в виде периодически затухающих волн.

Обычно после перепада или после других искусственных сооружений (водослива, щитового затвора) в отводящем канале с ук-



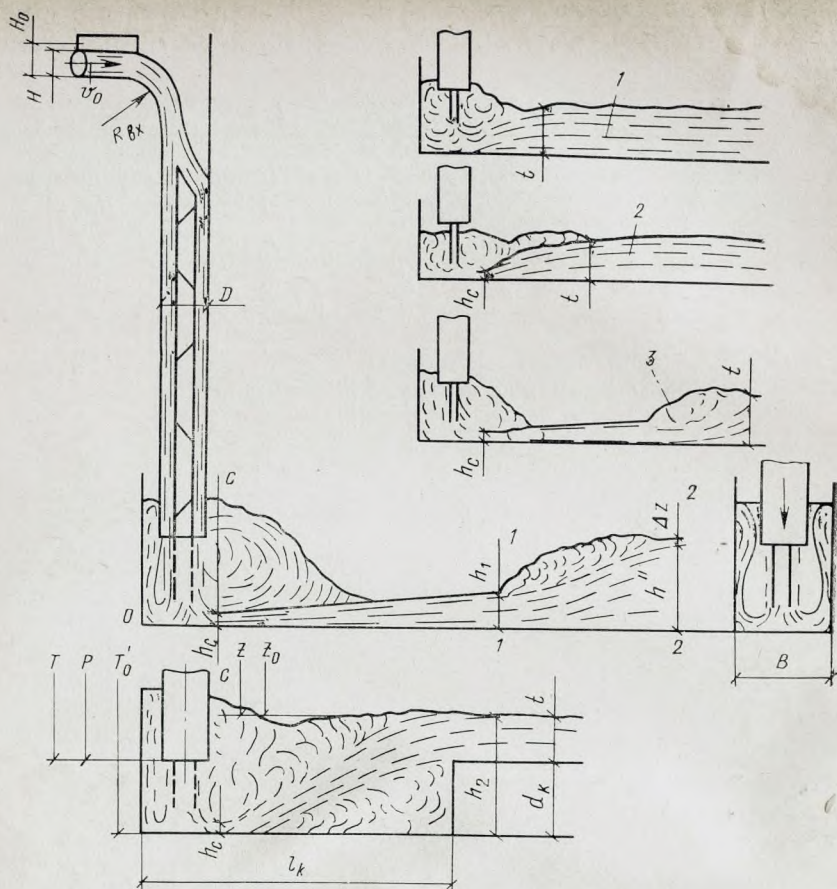


Рис. 2.10. Схемы сопряжения бьефов

1 — затопленный прыжок; 2 — критическая форма сопряжения; 3 — отогнанный прыжок

лоном  $i_0 < i_{кр}$  устанавливается сжатая глубина  $h_c$  меньше критической глубины, а затем гидравлический прыжок.

При сопряжении бьефов (рис. 2.10) различают затопленный, надвинутый и отогнанный прыжки.

При затопленном прыжке 1 глубина  $t$  в отводящем канале больше глубины  $h_2$ , являющейся сопряженной с глубиной у сооружения, или  $h_c > h_1$ , где  $h_1$  — глубина, сопряженная с глубиной потока  $t$ .

Надвинутый прыжок 2, или критическая форма сопряжения, образуется, когда глубина потока  $h_c$  окажется сопряженной с глубиной  $t$ . Отогнанный прыжок 3 возникает в том случае, когда у сооружения глубина  $h_c$  меньше глубины  $h_1$  или  $h_2 > t$ . Форма сопряжения с отогнанным прыжком ( $h_2 > t$ ) наиболее неблагоприятна по условиям работы дна коллектора на этом участке. Луч-



шей формой сопряжения является затопленный прыжок ( $t \geq h_2$  или  $h_1 \leq h_c$ ).

Связь гидравлических элементов подводящего коллектора и сжатого сечения — глубины потока после сооружения  $h_c$  с глубиной потока до сооружения — выражается уравнением баланса удельной энергии потока в сечениях до и после сооружения:

$$T_0 = H_0 + p = h_c + (1 + \zeta) v_0^2 / 2g = h_c + \alpha Q^2 / (2g \varphi^2 \omega_c^2), \quad (2.50)$$

где  $T_0 = H_0 + p$  — удельная энергия потока перед сооружением;  $\varphi$  — коэффициент скорости, связанный с коэффициентом сопротивления  $\zeta$  в виде  $1 + \zeta = 1/\varphi^2$ ;  $\omega_c$  — площадь живого сечения с глубиной  $h_c$ .

Для определения глубины  $h_c$  могут быть использованы графики, приводимые в справочниках [3].

По В. Н. Козину, для круглого коллектора при  $0,02 \leq h_c/D \leq 0,3$

$$h_c/D = 0,725 (\alpha Q^2 / g \varphi^2 D^4 T_0)^{0,3}, \quad (2.51)$$

а для прямоугольного канала при  $h_{кр}/T_0 \varphi^{2/3} \leq 0,4$

$$h_c/T_0 = 0,775 (h_{кр}/\varphi T_0)^{1,53}. \quad (2.52)$$

Предельное значение удельной энергии  $T_{0пр}$ , соответствующее критической форме сопряжения, может быть приближенно определено по формуле

$$\left( \frac{T_0}{h_{кр}} \right)_{пр} = 0,6 \frac{h_2}{h_{кр}} \left[ \frac{(z+1)/(z-1)}{(z+1)/(z-1) + (h_2/h_{кр})^z} \right]^{2/(z-1)} + \frac{1}{\varphi^2 (z-1)} \left[ \frac{(z+1)/(z-1) + (h_2/h_{кр})^z}{(h_2/h_{кр})^{(z-1)/2} (z+1)/(z-1)} \right]^2, \quad (2.53)$$

где для прямоугольного канала  $z=3$ ; для параболического  $z=4$ ; для треугольного канала  $z=5$ .

При  $T_0 < T_{0пр}$  прыжок будет затоплен, а при  $T_0 > T_{0пр}$  образуется отогнанный прыжок.

**Пример 2.10.** Определить глубину сточной жидкости за перепадом при диаметре труб  $D=800$  мм,  $T_0=2,5$  м, уклоне дна коллектора  $i_0=0,001$  и расходе  $Q=350$  л/с, при наполнении  $h/D=0,75$ .

Принимая  $\alpha=1$  и  $\varphi=0,9$ , по формуле (2.51) находим

$$\begin{aligned} h_c/D &= 0,725 [0,35^2 / (9,81 \cdot 0,81 \cdot 0,41 \cdot 2,5)]^{0,3} = \\ &= 0,725 (0,015)^{0,3} = 0,725 \cdot 0,284 = 0,206. \\ h_c &= 0,206 \cdot 0,8 = 0,164 \text{ м.} \end{aligned}$$

**Пример 2.11.** В коллекторе  $D=800$  мм после перепада установилась сжатая глубина  $h_c=0,24$  м, за которой образуется гидравлический прыжок. Определить вторую сопряженную глубину  $h_2$  при расходе  $Q=450$  л/с.

По формуле (2.41)  $h_{кр}/D=0,485$  и  $h_{кр}=0,387$  м. По формуле (2.47) имеем  $h_2/h_{кр}=1,16/(0,16+0,24/0,387)=1,16/0,78=1,49$ . Отсюда  $h_2=1,49 \cdot h_{кр}=1,49 \cdot 0,387=0,576$  м.



## ГЛАВА 3. БЫТОВЫЕ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ СЕТИ

### 3.1. Нормы водоотведения и режим поступления сточных вод

Практикой установлено, что количество отводимых сточных вод приблизительно равно количеству расходуемой воды.

Среднее суточное количество воды, расходуемое на одного жителя, называется *нормой водоотведения*. На промышленных предприятиях нормой водоотведения или удельным расходом называется количество сточных вод, образующееся при выпуске единицы продукции (т, кг и т. д.).

Нормы водоотведения бытовых сточных вод должны приниматься: в канализованных районах населенных пунктов по данным табл. 3.1; в неканализованных районах — из расчета 25 л/сут на 1 человека за счет сброса в канализацию стоков сливными станциями коммунально-бытовых предприятий (бани, прачечные и др.).

Таблица 3.1. Нормы водоотведения бытовых сточных вод, л/сут, для районов жилой застройки

Степень благоустройства района	Норма водоотведения на 1 человека (среднесуточное за год)	Степень благоустройства района	Норма водоотведения на 1 человека (среднесуточное за год)
Здания, оборудованные внутренним водопроводом и канализацией; ванны отсутствуют	125—160	Здания, оборудованные внутренним водопроводом, канализацией и системой централизованного горячего водоснабжения	250—350
Здания, оборудованные внутренним водопроводом, канализацией и ваннами с местными водонагревателями	160—230		

Приведенные нормы водоотведения предусматривают суммарный расход воды на хозяйственно-питьевые нужды в жилых и общественных зданиях, за исключением больниц, санаториев, домов отдыха.

Нормы водоотведения следует выбирать в зависимости от климатических и других местных условий. Для отдельных населенных пунктов, например городов-курортов, они могут быть увеличены при соответствующем обосновании.

В ряде случаев составляется проект перспективного развития для населенных пунктов, при этом нормы водоотведения следует принимать равными соответствующим нормам водопотребления, предусмотренным на этот период развития населенного пункта. Для крупных городов при соответствующем обосновании могут быть приняты более высокие нормы водоотведения.



Известно, что потребление воды, а следовательно и ее сток, в течение времени происходят неравномерно. Так, в ночное время потребление воды меньше, чем в дневное; в предпраздничные дни расход больше, чем в будние дни середины недели. Следовательно, существует неравномерность суточного и часового водопотребления.

*Коэффициентом суточной неравномерности* называется отношение максимального суточного расхода к среднесуточному расходу за год. *Коэффициентом часовой неравномерности* называется отношение максимального часового расхода к среднему часовому расходу в сутки максимального водоотведения.

Зная коэффициент суточной неравномерности  $K_{\text{сут}}$  и коэффициент часовой неравномерности  $K_{\text{час}}$ , можно определить коэффициент общей неравномерности  $K_{\text{общ}}$ , который будет равен

$$K_{\text{общ}} = K_{\text{сут}} K_{\text{час}}. \quad (3.1)$$

По данным Н. Ф. Федорова — на основании изучения гидравлического режима бытовых канализационных сетей Ленинграда, коэффициент общей неравномерности может быть выражен формулой

$$K_{\text{общ}} = 2,69/q_{\text{ср}}^{0,121}, \quad (3.2)$$

где  $q_{\text{ср}}$  — среднесекундный расход сточных вод, л/с.

Формула рекомендуется для расчетов при среднесекундном расходе до 1250 л/с. Коэффициенты общей неравномерности для расчета канализационной сети, соответствующие данным СНиП II-32-74, приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2. Коэффициент общей неравномерности  $K_{\text{общ}}$  притока бытовых сточных вод  $q_{\text{ср}}$ , л/с

$q_{\text{ср}}$	$K_{\text{общ}}$	$q_{\text{ср}}$	$K_{\text{общ}}$	$q_{\text{ср}}$	$K_{\text{общ}}$
5	3	100	1,6	800	1,2
15	2,5	200	1,4	1250 и более	1,15
30	2	300	1,35		
50	1,8	500	1,25		

По результатам исследований режима поступления бытовых сточных вод в канализационную сеть и на насосные станции М. И. Алексеев и Л. А. Самойленко рекомендуют учитывать коэффициенты общей максимальной  $K_{\text{общ}}^{\text{max}}$  (4% обеспеченности) и минимальной  $K_{\text{общ}}^{\text{min}}$  (96% обеспеченности) неравномерности водоотведения, приведенные в табл. 3.3, что соответствует приблизительно средней повторяемости часовых расходов один раз за сутки.  $K_{\text{общ}}^{\text{max}}$  и  $K_{\text{общ}}^{\text{min}}$  в расчетах позволяют учитывать диапазоны колебания расходов в течение суток при проектировании канализационных сетей и сооружений на них.



Таблица 3.3. Коэффициенты  $K_{\text{общ}}^{\text{max}}$  и  $K_{\text{общ}}^{\text{min}}$

$q$ , л/с	Значения коэффициентов		$q$ , л/с	Значения коэффициентов	
	$K_{\text{общ}}^{\text{max}}$	$K_{\text{общ}}^{\text{min}}$		$K_{\text{общ}}^{\text{max}}$	$K_{\text{общ}}^{\text{min}}$
до 5	2,2	0,3	300	1,45	0,53
10	2	0,33	500	1,4	0,56
20	1,85	0,37	1000	1,3	0,63
50	1,7	0,4	2000 и более	1,25	0,67
100	1,6	0,45			

Для бытовых помещений промышленных предприятий и зданий общественного назначения коэффициент суточной неравномерности водоотведения принимается равным единице.

Нормы водоотведения бытовых сточных вод от промышленных предприятий и коэффициенты неравномерности водоотведения следует принимать по табл. 3.4, а от отдельных жилых, общественных, административных и других зданий при необходимости учета сосредоточенных расходов сточных вод — по данным СНиП II-30-76.

Таблица 3.4. Нормы и коэффициенты часовой неравномерности водоотведения бытовых сточных вод от производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий [8]

Вид цехов	Норма водоотведения на 1 человека в смену, л	Коэффициент часовой неравномерности водоотведения
В цехах:		
со значительными тепловыделениями (более 84 кДж на 1 м³/ч)	45	2,5
остальных	25	3

Нормы водоотведения производственных сточных вод и коэффициенты неравномерности водоотведения следует принимать в соответствии с технологическим заданием.

Для наиболее точного определения истинного максимального расчетного расхода водоотведения строят графики колебания расходов сточных вод по часам суток для населенного места совместно с производственными предприятиями. Как правило, часы максимальных расходов бытовых вод от населенного места не совпадают с часами максимальных расходов сточных вод, поступающих в сеть от промышленных предприятий.

Правильно вычисленные максимальные расчетные расходы позволяют более экономично производить расчет сети, определять емкость приемных резервуаров на насосных станциях и объемы очистных сооружений. На рис. 3.1 приведены графики притока сточных вод: при  $K_{\text{общ}}^{\text{max}} = 1,9$  и при  $K_{\text{общ}}^{\text{max}} = 1,15$ .

Если максимальный часовой расход составляет 8% суточного,



то коэффициент неравномерности составит  $8:4,17=1,9$ , т. е.  $K_{\text{общ}}^{\text{max}} = 8/(100/24) = 1,9$ . Такой коэффициент неравномерности соответствует среднесуточному расходу (см. табл. 3.3) 13 л/с.

На основании опыта эксплуатации сетей и насосных станций, а также исследований неравномерности притока сточных вод по часам суток в табл. 3.5 приводится распределение среднесуточного расхода бытовых сточных вод в процентах по часам суток в зависимости от  $K_{\text{общ}}^{\text{max}}$ .

Таблица 3.5. Изменение среднесуточного расхода, %, бытовых сточных вод по часам суток

Часы суток	Коэффициент общей максимальной неравномерности $K_{\text{общ}}^{\text{max}}$ , равный								
	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	2,5
1—2	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,5
2—3	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,5
3—4	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,5
4—5	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,5
5—6	3,1	3,3	3,5	4,35	4,2	4,8	5,05	4,9	4,65
6—7	4,8	5	5,2	5,95	5,8	5	5,15	4,9	4,65
7—8	7,4	7,2	7	5,8	5,8	5	5,15	5	4,85
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	4,9	4,6
12—13	3,6	3,7	3,8	3,95	4,2	5	5	4,7	4,4
13—14	3,6	3,7	3,8	3,55	5,8	5,25	5,1	5	4,9
14—15	3,2	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	4,85
18—19	6,2	6,3	6,4	4,3	5,2	4,85	5,1	5	4,9
19—20	5,25	5,25	5,3	4,35	4,75	4,85	5,1	5	4,9
20—21	3,4	3,4	3,4	4,35	4,1	4,85	5,1	5	4,9
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	3,8
23—24	1,25	1,25	1,25	1,55	1,65	1,85	2	2,25	2,5
Итого	100	100	100	100	100	100	100	100	100

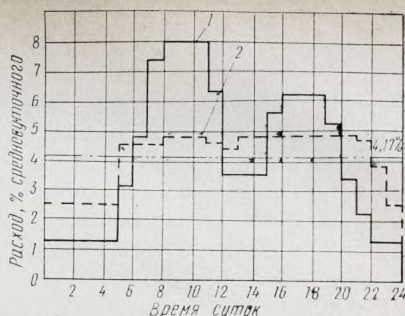


Рис. 3.1. Изменение расхода сточных вод в течение суток

1 — при  $K_{\text{общ}}^{\text{max}} = 1,9$ ; 2 — при  $K_{\text{общ}}^{\text{max}} = 1,15$

### 3.2. Определение расчетных расходов сточных вод

Строительство канализационных сетей требует больших капитальных вложений, особенно на сооружение сетей крупных диа-



метров. Размеры сети зависят от расчетных расходов, которые в свою очередь определяются количеством населения.

Следовательно, при проектировании канализации в первую очередь необходимо иметь данные о *расчетном населении*, под которым понимается численность проживающих в населенном пункте в конце расчетного периода.

Величина расчетного населения определяется по очередям строительства, на основании градообразующих факторов в соответствии с проектом планировки. Численность жителей в различных районах города зависит от характера зданий, их этажности, от степени благоустройства жилого фонда и, как правило, определяется по районам.

Под плотностью населения понимают число жителей, приходящихся на 1 га площади. Плотность может быть вычислена по всей площади района или населенного пункта, в этом случае она называется плотностью населения по селитебной территории. Если же при определении плотности учитывается только площадь застройки жилых кварталов, она носит название плотности населения жилого квартала.

Величина расчетного населения  $N$  при составлении проектного задания может быть определена по формуле

$$N = p F, \quad (3.3)$$

где  $p$  — плотность населения, чел/га;  $F$  — площадь района города или населенного места, га (по селитебной территории).

Для каждого периода развития населенного пункта устанавливается значение расчетного населения в целом или по отдельным районам, а также численность работающих на предприятиях. При этом выделяется смена с максимальным числом работающих, количество воды, потребляемое на бытовые нужды, не учитывается.

Технико-экономическими расчетами установлено, что централизованные системы канализации целесообразно устраивать в случае, если плотность населения превышает 40 человек на 1 га.

*Расчетным расходом* сточных вод называется расход, на который производится расчет канализационных сетей и сооружений. Расчетные расходы бытовых сточных вод вычисляются по числу лиц, пользующихся канализацией, нормам водоотведения и коэффициентам неравномерности. Количество лиц, пользующихся канализацией, принимается по проекту планировки населенного места, а нормы водоотведения (среднесуточные за год) — по данным табл. 3.1.

Для расчета различных сооружений канализации населенных мест и промышленных предприятий определяют *средние и максимальные* суточные, часовые и секундные расходы. Наиболее часто суточные и часовые расходы  $Q$  определяют в кубических метрах, а секундные расходы  $q$  — в литрах. При больших расходах секундные расходы также выражают в  $m^3$ .

Вычисление расходов бытовых сточных вод населенных пунк-



тов, жилых и общественных зданий производят по приведенным ниже формулам.

1. Средние расходы:

Суточный, м<sup>3</sup>/сут

$$Q_{\text{ср.сут}} = n N / 1000, \quad (3.4)$$

где  $n$  — нормы водоотведения, л, на 1 жителя (см. табл. 3.1);  $N$  — расчетное число жителей.

Часовой, м<sup>3</sup>/ч

$$Q_{\text{ср.час}} = n N / 24 \cdot 1000. \quad (3.5)$$

Секундный, л/с

$$q_{\text{ср.с}} = n N / 24 \cdot 3600. \quad (3.6)$$

2. Максимальные расходы:

Суточный, м<sup>3</sup>/сут

$$Q_{\text{мах сут}} = Q_{\text{ср.сут}} K_{\text{сут}} = n N K_{\text{сут}} / 1000, \quad (3.7)$$

где  $K_{\text{сут}}$  — коэффициент суточной неравномерности.

Часовой, м<sup>3</sup>/ч

$$Q_{\text{мах час}} = n N K_{\text{общ}}^{\text{мах}} / 24 \cdot 1000. \quad (3.8)$$

Секундный, л/с

$$q_{\text{мах сек}} = n N K_{\text{общ}}^{\text{мах}} / 24 \cdot 3600, \quad (3.9)$$

где  $K_{\text{общ}}^{\text{мах}}$  — коэффициент общей неравномерности (см. табл. 3.2).

Вычисление расходов сточных вод от бытовых помещений промышленных предприятий производят по следующим формулам.

Средний суточный, м<sup>3</sup>/сут

$$Q_{\text{ср.сут}} = (25 N_1 + 45 N_2) / 1000, \quad (3.10)$$

где  $N_1$  и  $N_2$  — численность работающих в сутки при нормах водоотведения соответственно 25 и 45 л/ч на 1 человека (см. табл. 3.4).

Максимальный часовой, м<sup>3</sup>/ч

$$Q_{\text{мах час}} = (25 N_3 K_{\text{час}} + 45 N_4 K_{\text{час}}) / T \cdot 1000, \quad (3.11)$$

где  $N_3$  и  $N_4$  — численность работающих в смену с максимальным числом рабочих при норме водоотведения соответственно 25 и 45 л/ч на 1 человека (см. табл. 3.4).

Максимальный секундный, л/с

$$q_{\text{мах}} = 25 N_3 K_{\text{час}} / T \cdot 3600 + 45 N_4 K_{\text{час}} / T \cdot 3600, \quad (3.12)$$

где  $K_{\text{час}}$  — коэффициент часовой неравномерности водоотведения;  $T$  — число часов работы смены.

Расчетные суточные и секундные расходы производственных сточных вод определяются по формулам:

$$Q_{\text{пром сут}} = n_{\text{пром}} M; \quad (3.13)$$

$$q_{\text{мах сек}} = (n_{\text{пром}} M_1 / T \cdot 3600) K_{\text{час}}, \quad (3.14)$$

где  $n_{\text{пром}}$  — норма водоотведения на единицу продукции, м<sup>3</sup>;  $M$  — число единиц продукции, выпускаемой в сутки;  $M_1$  — то же, в смену максимальной выработки;  $T$  — продолжительность работы оборудования в смену максимальной выработки, ч.



Число рабочих, пользующихся душами на промышленных предприятиях устанавливается обычно в процентах от общего числа работающих. Число душевых сеток принимают в зависимости от максимального числа работающих в смену. В соответствии со СНиП II-31-74 на одну душевую сетку следует принимать 3—15 человек при норме расхода воды на нее 500 л/ч. Продолжительность пользования душем в групповых душевых производственных предприятий 45 мин после окончания смены.

Если предприятие расположено в черте населенного пункта и канализация его присоединяется к бытовой сети города, то для определения общего максимального расхода всех категорий сточных вод строится совмещенный график суточного отведения.

В норму (см. табл. 3.1) входит среднее количество воды, приходящееся на 1 жителя, которое поступает от общественных зданий и объектов культурно-бытового назначения (бани, прачечные, кинотеатры и т. д.). От отдельных зданий (бани, прачечные) может поступать большой по величине сосредоточенный расход сточных вод. Если известно расположение этих объектов на генплане населенного пункта, то необходимо определить величину сосредоточенных расчетных расходов сточных вод, поступающих от них, а также остаточную норму водоотведения  $n_{ост}$ .

Число жителей, пользующихся банями, прачечными обычно устанавливается в процентах от численности населения города по градостроительным нормам. Расходы сточных вод от них определяются исходя из их вместимости (производительности), степени санитарно-технического оснащения, продолжительности режима работы. Поступление сточных вод от бань, прачечных, душевых помещений промышленных предприятий считается равномерным в течение всего периода их работы (коэффициент неравномерности, равен 1). Норма расхода воды на 1 посетителя бани принимается по СНиП II-30-76 и составляет 180—540 л. Сосредоточенный расход, м<sup>3</sup>/сут, от общественно-бытовых зданий определяется по формуле

$$Q_{собр}^{об} = \frac{n_{собр}^I N_{б_1} + n_{собр}^{II} N_{б_2} + n_{собр}^{III} N_{б_3} + \dots}{1000 (N_{б_1} + N_{б_2} + N_{б_3} + \dots)}, \quad (3.15)$$

где  $n_{собр}^I$ ,  $n_{собр}^{II}$ ,  $n_{собр}^{III}$  — норма расхода воды, л, соответственно на 1 посетителя, на 1 кг сухого белья и т. д.;  $N_{б_1}$ ,  $N_{б_2}$ ,  $N_{б_3}$  — соответственно среднесуточное число посетителей, кг сухого белья и т. д.

При различной норме водоотведения для отдельных районов города сосредоточенный расход от общественно-бытовых зданий определяется для каждого района. Остаточная норма водоотведения, л/(сут·чел), вычисляется по формуле

$$n_{ост} = n - (Q_{собр}^{об} \cdot 1000) / N, \quad (3.16)$$

где  $n$  и  $N$  — соответственно норма отведения и расчетное число жителей в данном районе города.

При определении диаметров и уклонов сети прежде всего необходимо знать расход, на который производится расчет сети. В за-



висимости от стадии проектирования канализационная сеть разбивается на расчетные участки разной длины.

При разработке проектного задания производится расчет только коллекторов и главных коллекторов. На стадии технического проекта разбивка на участки производится по узловым точкам, длина которых соответствует обычно, если нет сосредоточенных расходов, размерам квартала.

Разбивка на расчетные участки производится с учетом рельефа местности. В зависимости от присоединяемых расходов расчетные участки сети бывают двух категорий: верховые и нижележащие.

Верховые участки сети имеют только путевой расход  $q_{п}$ , т. е. расход, поступающий в расчетный участок от жилой застройки, расположенной по его пути. К этим участкам сети могут быть присоединены также сосредоточенные расходы  $q_{собр}$  от промышленных и коммунальных предприятий, которые для верховых участков сети являются транзитными —  $q_{тр}$ .

Участки сети второй категории имеют путевые расходы и транзитные, которые суммируются как сосредоточенные от вышележащих участков основного протока и боковых присоединений.

Путевой расход определяется в зависимости от схемы начертания сети. Расчетные путевые расходы по участкам сети могут вычисляться двумя способами: по площадям стока и по длинам сетей. Первый случай более широко применяют в практических расчетах.

При объемлющей схеме начертания (трассировки) сети относительно кварталов (микрорайонов) разбивка на площади стока, т. е. площади, прилегающей к тому или иному участку, производится по правилу биссектрисы угла; при схеме сети по пониженной грани и при черзквартальной трассировке к участку сети будет поступать расход сточных вод со всего прилегающего квартала.

Путевой расход сточных вод определяется по формуле

$$q_{п} = F q_{уд}, \quad (3.17)$$

где  $F$  — площадь квартала, га;  $q_{уд}$  — удельный расход сточных вод, л/(с·га). Удельным расходом (модулем стока), л/(с·га), называется средний расчетный расход, определяемый по формуле

$$q_{уд} = n_{ост} \cdot p / 86400. \quad (3.18)$$

Удельный расход определяют для каждого района населенного места, если они имеют различную плотность населения  $p$ .

Коэффициент неравномерности водоотведения принимается по данным табл. 3.2 или вычисляется по формуле (3.2).

Во втором случае (по длинам сетей) удельный расход определяется:

$$q_{уд} = Q / \Sigma l, \quad (3.19)$$

где  $q_{уд}$  — удельный расход, л/с, с единицы длины сети (м, км);  $Q$  — суммарный расход с площади канализуемого объекта или его части (микрорайон, район);  $\Sigma l$  — суммарная длина сети объекта или его части, м, км.

$$q_{п} = q_{уд} l. \quad (3.20)$$



Исследованиями, выполненными в ЛИСИ (И. А. Аптекаревым, А. И. Сергеевым, М. И. Алексеевым) и в ЛИИЖТе (Н. Н. Павловой, Л. А. Рюгиной) установлено, что по второму методу расчет сети упрощается, а точность его при однотипной застройке кварталов более или менее одинаковых по размеру и при учете одно- и двухстороннего поступления стоков на участки не уступает первому методу. Все данные по определению расчетных расходов сточных вод сводят в таблицы.

### 3.3. Гидравлический расчет сети и ее конструирование

Высотное проектирование канализационных сетей состоит из расчетов, необходимых при построении профиля сети, а также определения величины минимального заложения уличной сети и увязки продольных профилей сети с поперечными профилями улиц, разработанными при зонировании всех подземных сооружений. При проектировании канализационных сетей приходится учитывать максимально и минимально допустимые глубины заложения сети. От максимальной глубины заложения сети зависит наличие и число насосных станций, способы производства работ и последующие эксплуатационные расходы. При этом следует избегать повторных перекачек сточных вод, так как значительно возрастают денежные затраты на электроэнергию.

Обычно в слабых грунтах с высоким уровнем стояния грунтовых вод заглубление бытовой сети при открытом способе производства работ допускают до 5,5—6 м, в суглинках и глинах при отсутствии грунтовых вод — 7,5—8 м и более. На величину заглубления сети влияют различные факторы, в частности, ширина проезжей части, наличие и расположение подземных и наземных сооружений, способы производства работ и т. д.

При строительстве канализационных сетей методом щитовой проходки глубина их заложения практически не ограничивается. Минимальная глубина заложения назначается с учетом глубины промерзания грунта, способов механической прочности труб, необходимости подключения выпусков из здания, а также особенностей вертикального и горизонтального зонирования подземного пространства населенного места или промышленного предприятия.

В соответствии с указаниями СНиП II-32-74, минимальная глубина заложения лотка канализационных труб должна приниматься на основании опыта работы канализационных сетей в данном районе или аналогичных условиях. Уменьшение глубины заложения лотка труб против принятой в данном районе допускается при утеплении труб или при температуре стоков, исключающей необходимость утепления.

Минимальная глубина заложения лотка труб при отсутствии опыта эксплуатации канализации может быть принята при диаметре труб до 500 мм на 0,3 м, а при больших диаметрах — на 0,5 м меньше наибольшей глубины промерзания грунта в районе укладки



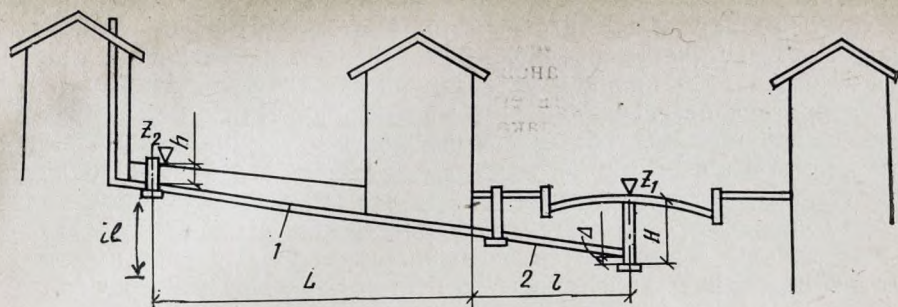


Рис 3.2. Разрез внутриквартальной канализационной сети  
1 — внутриквартальная (микрорайонная) сеть; 2 — соединительная ветка

труб, но не менее 0,7 м до верха трубы, считая от планировочной отметки. Трубопроводы в последнем случае должны быть защищены от повреждения наземным транспортом.

Начальная глубина заложения канализационной сети, особенно при большой длине коллекторов и отсутствии уклонов местности, значительно влияет на объем работ и стоимость строительства сети. Поэтому выбору минимальной начальной длины заложения сети должно быть уделено большое внимание.

Если средний уклон рельефа местности меньше среднего уклона, с которым необходимо укладывать дворовую или внутриквартальную сеть, начальная глубина заложения внутриквартальной уличной сети  $H$ , м (рис. 3.2) может быть вычислена по формуле

$$H = h + i(L + l) + z_1 - z_2 + \Delta, \quad (3.21)$$

где  $h$  — минимальная глубина заложения в наиболее удаленном от уличной сети или невыгодно расположенном колодце, м;  $L$  — длина дворовой или внутриквартальной канализационной линии от колодца с заданной глубиной  $h$  до красной линии, м;  $l$  — расстояние от красной линии до линии прокладки канализационной уличной сети, м;  $i$  — уклон дворовой или внутриквартальной сети, принимаемый при диаметре труб 150 мм — 0,008, 200 мм — 0,005;  $z_1$  — отметка поверхности земли у колодца уличной сети, м;  $z_2$  — то же, у колодца, для которого принята глубина заложения трубы  $h$ , м;  $\Delta$  — перепад между дном труб дворовой или внутриквартальной линии и дном уличной трубы, м.

Уклоном поверхности земли считают средний ее уклон на всем расчетном участке сети; местные отступления от среднего уклона при расчете во внимание не принимаются.

Если уклон дворовой или внутриквартальной территории больше уклонов, которые должна иметь канализационная сеть, то трубам придают уклон параллельно рельефу местности.

Глубину начального заложения  $h$  назначают так, чтобы сточные воды в трубах не замерзали и были предотвращены механические повреждения труб. В особых случаях диктующей точкой являются выпуски, имеющие глубокое заложение.

После того, как произведена трассировка сети и вычислены



расчетные расходы по участкам, приступают к гидравлическому расчету, предварительно построив профили поверхности земли по трассам сети с учетом предполагаемой вертикальной планировки.

Уклон канализационной сети принимается таким, чтобы скорости протока обеспечивали ее самоочищение. При малых расходах в верхних участках сети этого достигнуть или невозможно, или для этого необходимо участкам сети придавать очень большие уклоны, что при плоском или маловыраженном рельефе местности приводит к большим заглублениям и удорожанию сети. В этих случаях принимаются минимальные уклоны. Если при этом наполнения получаются меньше допустимых расчетных, то участки сети рекомендуют считать безрасчетными и скорость в них не определяется.

Профиль коллектора в зависимости от рельефа местности может быть построен: при уклоне, равном уклону поверхности земли; при уклоне большем, чем уклон поверхности земли (в этом случае поверхность земли может иметь и обратный уклон); при уклоне меньшем, чем уклон поверхности земли.

В первом случае уклон поверхности земли должен быть равен или больше минимально допустимого уклона для данного диаметра трубы. Однако он не должен превышать величину уклона, при которой скорость протока в трубе превышает максимально допустимую.

Во втором случае сеть прокладывается, как правило, с минимальными уклонами.

В третьем случае принимают наибольший уклон трубы, при котором скорости протока сточных вод по сети не превышают максимально допустимых. В этом случае часто устраивают перепады, с тем чтобы на конечном участке сеть имела минимальные заглубления.

Проектировать уклоны сети всегда следует с учетом увеличения скорости протока от начала сети к ее концу. При соблюдении этого правила обеспечивается хорошее самоочищение сети.

Известно, что при резком снижении скорости происходит выпадение взвешенных частиц из потока сточных вод. Сеть нужно будет систематически очищать от осадков. Особенно опасно уменьшать скорость на последующих участках в области незаиливающихся участков, близких к минимально допустимым. Однако при скоростях более 1,5 м/с снижение скорости возможно на 15—20% без ухудшения условий эксплуатации сети.

Скорость на последующих участках может быть снижена также и после перепадов, где гасится энергия потока (но она должна быть не менее незаиливающей скорости).

Расчет сети производят по таблицам, графикам и номограммам.

Для уменьшения заглубления сети и создания нормальных гидравлических условий расчет сети производят при одинаковых уровнях воды двух смежных участков (рис. 3.3). Если глубина протока воды  $h_2$  на последующем участке меньше, чем на преды-



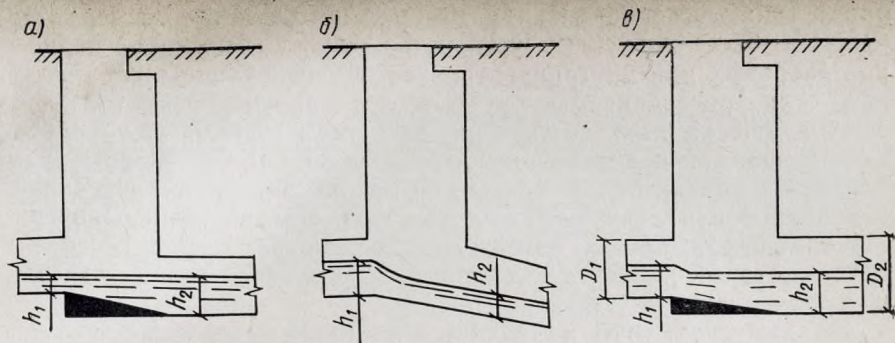


Рис. 3.3. Сопряжение трубопроводов

а — по уровню воды ( $h_1 < h_2$ ); б — по дну трубопроводов ( $h_1 > h_2$ ); в — по шельгам ( $h_1 < h_2$ ); ( $D_1 < D_2$ )

дущем  $h_1$ , ( $h_1 > h_2$ ), то выравнивание двух смежных участков производят по дну труб, в противном случае осадки будут отлагаться в сети на вышележащей линии.

Профили канализационной сети при разработке проектного задания строятся по расчетным участкам, при этом вычисляют отметки уровня земли, поверхности воды и дна трубы с точностью до 1 см. Профили сети для рабочего проекта составляют по всем колодцам, которые должны быть установлены на сети, в соответствии с условиями ее конструирования. Отметки в этом случае вычисляются с точностью до 1 мм.

В примерах расчета данной главы будет рассмотрен порядок построения продольного профиля канализационной сети.

При проектировании канализационных сетей, сооружение которых требует больших капитальных вложений, необходимо разрабатывать различные варианты сети и производить их технико-экономическое сравнение не только по капитальным затратам, но и эксплуатационным расходам.

Конструирование сети состоит в том, чтобы сеть по проекту была сооружена наиболее целесообразно, т. е. с учетом строительных и эксплуатационных требований. Расстояния между колодцами на прямолинейных участках сети не должны превышать для труб диаметром 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.

Смотровые колодцы на канализационных сетях всех систем следует предусматривать: на присоединениях притоков; в местах изменения направления движения потока, уклонов и диаметров трубопроводов; при необходимости устройства перепадов на проектируемой канализационной сети.

При соответствующих условиях могут быть построены бесколдезные присоединения. Устройство колодцев значительно удорожает строительство канализационных сетей и нарушает целостность покрова улиц и площадей, уменьшая сроки их эксплуата-



ции, а также ускоряет износ автомобильного транспорта. Поэтому СНиП II-32-74 допускают устройство бесколодезных присоединений дворовых или внутриквартальных сетей к уличным коллекторам, если присоединяемые трубы имеют длину не более 15 м и скорости движения сточных вод в них не менее 1 м/с. Конструкции бесколодезных присоединений не должны изменять очертания трубы основного коллектора и создавать препятствия при протаскивании приборов для прочистки коллектора. На дворовых и внутриквартальных выпусках обязательна установка контрольного колодца, который является границей между уличной и дворовой или внутриквартальной сетью.

На выпусках труб из зданий устанавливаются смотровые колодцы на расстоянии от стояка или места прочистки до оси смотрового колодца не менее 2 м и не более для трубопроводов диаметром: 50 мм — 10 м, 100 мм — 15 м, свыше 100 мм — 20 м.

В связи с тем, что при поворотах сети в местах присоединения к ней ответвлений возникают добавочные сопротивления, конструирование сети осуществляют с соблюдением определенных требований. Так, угол между присоединяемой и отводящей трубами должен быть не менее  $90^\circ$ .

В случае присоединения линии от дождеприемника с перепадом величина угла присоединения может быть любой.

На больших коллекторах диаметром или высотой 1200 мм и более необходимо конструировать специальную смотровую камеру и предусматривать радиус поворота коллектора не менее пятикратной величины диаметра или ширины канала.

Соединять трубы различных диаметров в колодцах необходимо при соблюдении определенных условий, не ухудшающих условий эксплуатации сети. Так, во всех случаях соединения труб в колодце дно лотка входной трубы не должно быть ниже дна лотка выходной трубы. Если по условию рельефа местности приходится изменять уклон трубопровода с меньшего на больший, при диаметре труб от 250 мм и более предусматривают переход с большего диаметра на меньший, при этом разница по сортаменту труб диаметром 300 мм (дождевых и общесплавных сетей до 500 мм) не должна превышать одного размера, а для труб диаметром от 350 мм и более — двух размеров.

#### 3.4. Примеры расчета

**Пример 3.1.** Требуется спроектировать канализационную сеть для части канализуемой территории (рис. 3.4), на которой кроме жилых кварталов расположены два промышленных предприятия (I и II). Рельеф местности почти плоский, плотность населения — 190 человек на 1 га без учета площади, занятой улицами. Здания оборудованы внутренним водопроводом и канализацией без ванн. Сосредоточенные расходы составляют от предприятия I — 15,3 л/с, от предприятия II — 8,0 л/с.

Определим расчетные расходы сточных вод по участкам глав-



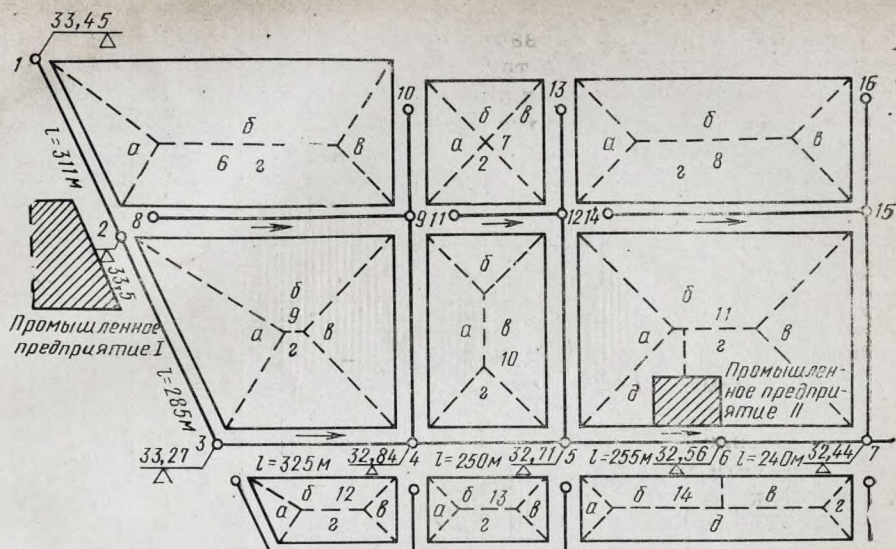


Рис. 3.4. План канализационной сети (к примеру 3.1)

а — б — площади стока

ного коллектора. Каждый участок сети должен быть рассчитан на пропуск сточных вод, поступающих по его длине и от вышележащих участков. При расчете принимают, что путевой расход поступает в начальной точке каждого участка.

Определяем площади стока а, б и т. д. (см. рис. 3.4), тяготеющие к отдельным участкам сети, в соответствии с табл. 3.6. Канализационные линии трассируем по каждой улице.

Таблица 3.6. Ведомость канализуемых площадей

Номер площади стока	Площадь, га	Номер площади стока	Площадь, га	Номер площади стока	Площадь, га
6а	1,14	9б	3,6	12б	0,99
6б	4,2	9в, 11а, в	2,56	12в, 13а, в, 14а, г	0,31
6в, 7а, б, в, г; 8а, в	1	9г	2,48	12г	0,85
10б, г	1	10а, в	2,2	13б, г	0,79
6г	3,73	11б	4,64	14б	1,15
8б, г	3,5	11г	2,59	14в	1,02
9а	2,8	11д	1,17	14д	2,17
		12а	0,34		

Для определения расчетных путевых расходов вычисляем средний удельный сток  $q_{уд}$ , л/с на 1 га. Для районов, имеющих внутренний водопровод и канализацию без ванн, в соответствии со СНиП II-32-74, среднесуточная норма водоотведения равна 130 л/сут на 1 человека. Средний удельный сток при плотности населения 190 человек на 1 га составит



Таблица 3.7. Ведомость расходов сточных вод

Участки сети	Номер площади стока и промышлен- ленного предприятия (I или II)			Площадь участка, га	Средний расход с кварталов, л/с			Коэффициент неравномер- ности расхода обычных сто- ков с квартала	Расчетный расход, л/с			
	собственные	притоков	Площадь		с кварталов, л/с				сосредоточенный			общий суммарный
					сост- венный	приток + транс- порт	суммарный		сост- венный	при- тока	сум- марный	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1-2	6а, I	—	1,14	0,33	—	0,33	3	0,99	—	—	—	0,99
2-3	9а, I	6а	2,80	0,81	0,33	1,14	3	3,42	15,3	—	15,3	18,72
3-4	9г, 126, I	6а, 9а, I	3,47	1,01	1,14	2,15	3	6,45	—	15,3	15,3	21,75
8-9	6г, 96	—	7,33	2,12	—	2,12	3	6,36	—	—	—	6,36
10-9	6а, 7а	—	2,00	0,58	—	0,58	3	1,74	—	—	—	1,74
9-4	9а, 10а	6а, 7а, 96, 6г	4,76	1,38	0,58+2,12	4,08	3	12,24	—	—	—	12,24
4-5	10г, 136	6а, 7а, 9а, 10а, 126, I	1,79	0,52	2,15+4,08	6,75	2,9	19,58	15,3	15,3	15,3	34,88
11-12	7г, 106	—	2,00	0,58	—	0,58	3	1,74	—	—	—	1,74
13-12	7в, 8а	—	2,00	0,58	—	0,58	3	1,74	—	—	—	1,74
12-5	10в, 11а	7г, в, 8а, 106	4,76	1,38	0,58+0,58	2,54	3	7,62	—	—	—	7,62
5-6	11д, 146	6а, 7а, в, 8а, 9, 10, 11а, 126, 136, I, 7а, г, в	2,32	0,67	6,75+2,54	9,96	2,75	27,39	15,3	15,3	15,3	42,69
6-7	11г, 14в, II	6а, 7а, в, 7а, г, в, 8а, 9, 10, 11а, д, 126, 136, I	3,61	1,05	9,96	11,01	2,7	29,73	8,0	15,3	23,3	53,03

Примечание. Средний удельный расход сточных вод составляет 0,289 л/с на 1 га.

Таблица 3.8. Ведомость расчета коллектора

Участки	Расчетный расход, л/с		Длина участка, м		Уклон дна канала		Падение канала, м		Диаметр, мм		Глубина потока канала		Отметка, м		Скорость движения сточных вод, м/с		Глубина заложения дна канала, м	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1-2	0,99	311	0,005	1,555	200	—	—	—	33,46	33,5	—	—	31,96	30,405	0,3	1,5	3,1	2,3
2-3	18,72	285	0,004	1,14	250	0,52	0,13	33,5	33,27	33,27	30,405	29,265	30,275	29,135	0,73	3,23	4,14	3,69
3-4	21,75	325	0,0035	1,137	250	0,58	0,145	33,27	32,84	32,84	29,265	28,128	29,12	27,983	0,73	4,15	4,86	4,51
4-5	34,88	250	0,0035	0,875	300	0,58	0,174	32,84	32,71	32,71	28,107	27,232	27,933	27,058	0,81	4,91	5,65	5,28
4-6	42,69	255	0,003	0,765	350	0,54	0,189	32,71	32,56	32,56	27,197	26,432	27,008	26,243	0,81	5,7	6,32	6,01
6-7	53,03	240	0,003	0,72	350	0,62	0,217	32,56	32,44	32,44	26,143	25,712	26,218	25,496	0,85	6,34	6,94	6,64



$$q_{\text{уд}} = (130 \cdot 190) / (24 \cdot 60 \cdot 60) = 0,289 \text{ л/с.}$$

Далее составляем ведомость расчетных расходов сточных вод (табл. 3.7). Площади стока, которые не вписаны в табл. 3.7 (см. рис. 3.4), тяготеют к другим бассейнам канализования и должны быть приняты в канализационные сети этих бассейнов.

Расход по пути (средний) получается при умножении площади стока на средний удельный сток (см. табл. 3.7, гр. 5). Суммарный средний расход сточных вод с кварталов каждого участка (гр. 7) представляет собой сумму расходов собственного и вышележащих участков. По величине среднего расхода для данного участка принимается коэффициент неравномерности (гр. 8).

В соответствии со СНиП 11-32-74 величину коэффициента неравномерности следует определять интерполированием.

Расчетный расход с кварталов (гр. 9) получается умножением среднего суммарного расхода участка с кварталов на коэффициент неравномерности. Суммируя расчетный расход (гр. 9) с сосредоточенным (гр. 12), получаем расчетный расход участка (гр. 13).

После составления ведомости расчетных расходов по участкам приступаем к расчету участков сети по расчетным таблицам или номограммам [5].

Результаты сводим в расчетную ведомость (табл. 3.8), которая составлена для главного коллектора рассматриваемого района. Так как рельеф местности почти плоский, то принимаем минимальные уклоны труб, чтобы избежать их значительного заглубления.

Участок 1—2 верховой. Он является безрасчетным, так как при расходе 0,99 л/с обеспечить минимальную незаиливающую скорость невозможно. Принимаем для этого участка сети диаметр 200 мм и минимальный уклон  $i_{\min} = 0,005$ . Следующий участок 2—3 является расчетным: расход  $q = 18,72$  л/с; для получения минимальной величины заглубления сети принимаем  $d = 250$  мм и уклон  $i = 0,004$ . Определяем по таблицам наполнение, которое будет равно  $h/d = 0,52$  и скорость  $v = 0,73$  м/с, что близко к минимально допустимой скорости  $v_n = 0,7$  м/с. Поэтому большее уменьшение уклона для этого участка по сравнению с принятым недопустимо. Аналогичным образом рассчитываются и остальные участки.

Начальную глубину заложения дна коллектора в точке 1 (см. рис. 3.4 и гр. 16 табл. 3.9) условно принимаем равной 1,5 м. Отметку дна канала в точке 1 (гр. 13) получаем равной разности отметок поверхности земли (гр. 9) и минимальной глубины 1,5 м, т. е.  $33,46 - 1,5 = 31,96$  м.

Отметка дна канала в точке 2 (гр. 14) равна разности между отметкой дна канала в точке 1 (гр. 13) и падением канала на участке 1—2 (гр. 5):  $31,960 - 1,555 = 30,405$  м.

Глубину заложения дна канала в точке 2 определяем, вычитая из отметки 33,5 (гр. 10) отметку 30,405 м (гр. 14):  $33,5 - 30,405 =$



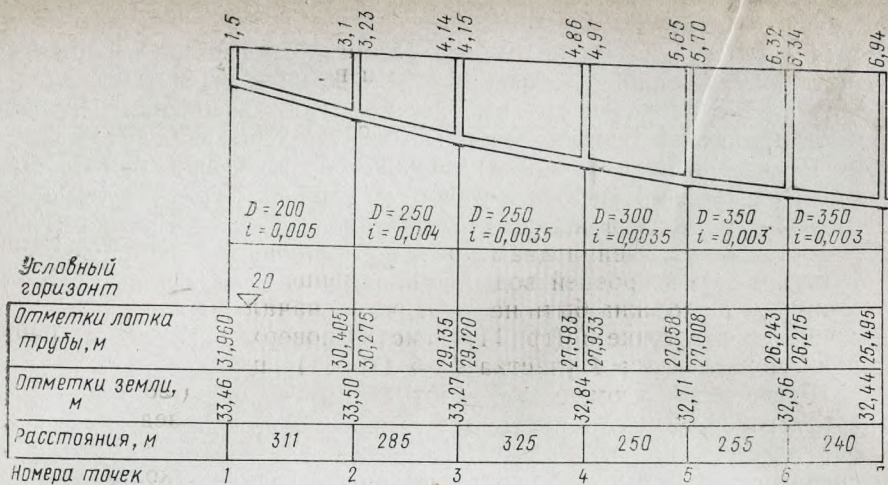


Рис. 3.5. Продольный профиль главного коллектора (к примеру 3.1)

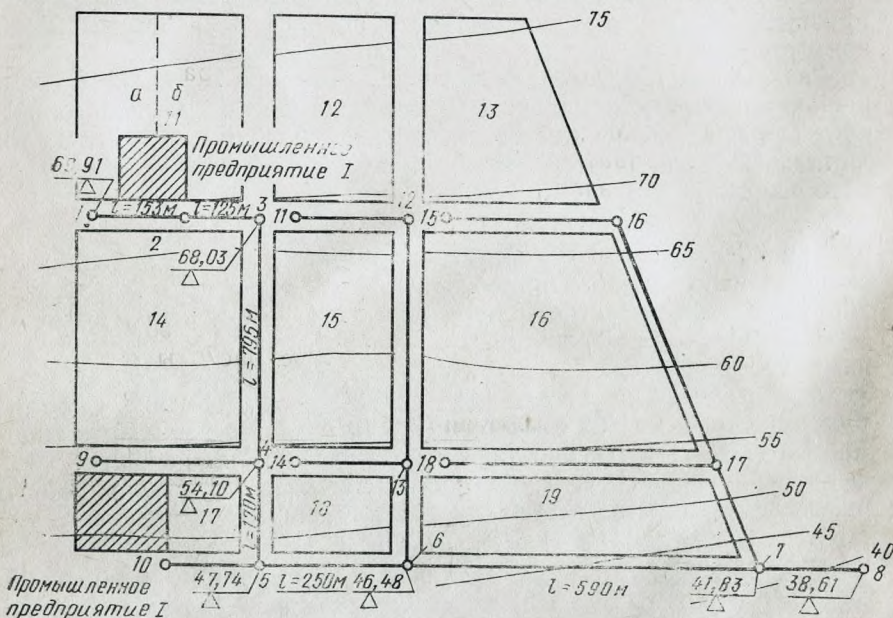


Рис. 3.6. План канализационной сети (к примеру 3.2)

$=3,1$  м. Так как участок 1—2 «безрасчетный», то принимаем отметку поверхности воды в начале участка 2—3 в точке 2 (гр. 11) равной отметке дна трубы в конце участка 1—2, т. е. 30,405 м. Отметку поверхности воды в точке 3 определяем как разность между отметкой поверхности воды в точке 2 (гр. 11) и падением канала (гр. 5) на участке 2—3:  $30,405 - 1,14 = 29,265$  м.



Далее определяем отметку дна канала в начале участка 2—3 (гр. 13) и в конце его (гр. 14). Для этого вычитаем из отметки поверхности воды 30,405 м глубину протока в канале (гр. 8) на участке 2—3:  $30,405 - 0,13 = 30,275$  м и в конце участка (гр. 14) —  $29,265 - 0,13 = 29,135$  м.

Далее расчет ведем, проектируя соединение труб по уровням воды — при одинаковых диаметрах, т. е. принимаем отметку поверхности воды в начале участка 3—4 (гр. 11) равной отметке поверхности воды в конце участка 2—3 (гр. 12); или по «шелыгам» — при увеличении диаметра на нижележащем участке, с проверкой отметок уровней воды. Так, в конце участка 3—4 отметка уровня воды должна быть не ниже, чем в начале участка 4—5. Следовательно, в точке 3 (гр. 11) отметка поверхности воды равна 29,265 м, а в точке 4 участка 4—5 (гр. 11) при сопряжении по «шелыге» и с учетом глубины потока на участке — 28,107 м. Указанным способом заполняем все графы расчетной ведомости (см. табл. 3.9).

Как видно из приведенного расчета, в конце коллектора (в точке 7) получается значительное заглубление лотка трубы. Дальнейшее заглубление является нерациональным. Поэтому в этой точке или около этого места требуется спроектировать станцию перекачки.

Продольный профиль рассчитанного коллектора представлен на рис. 3.5. Профиль строят после выбора горизонтального и вертикального масштабов. Имея расчетную ведомость (см. табл. 3.9), начинают вычерчивать профиль поверхности трубы с указанием отметок и глубины заложения сети.

**Пример 3.2.** Запроектировать канализационную сеть для части канализуемой территории (рис. 3.6, табл. 3.9). Объектом канализации являются жилые кварталы и два промышленных предприятия. Рельеф местности пересеченный, плотность населения 210 человек на 1 га. Район оборудован внутренним водопроводом и канализацией без ванн. Сосредоточенные расходы составляют для предприятия I — 13,1 л/с, для предприятия II — 17,2 л/с.

Таблица 3.9. Ведомость канализуемых площадей

Номер площади стока	Площадь, га	Номер площади стока	Площадь, га	Номер площади стока	Площадь, га
11а	3,5	14	9,63	17	1,56
11б	3,65	15	7	18	2,5
12	6	16	13,83	19	6,44
13	7,13				

Проектирование канализационной сети для данного района проводим по схеме, учитывающей рельеф местности (пересеченной).

Уличные коллекторы (рис. 3.6) прокладываются по пониженной части кварталов, а затем по линиям уличной сети сточные воды отводятся в сборный коллектор.



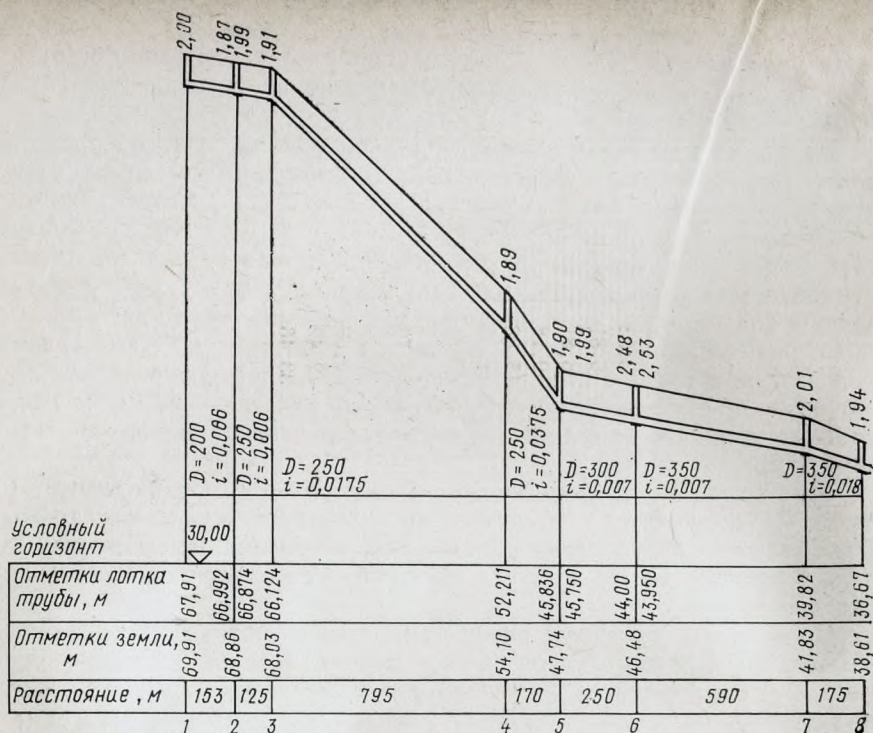


Рис. 3.7. Продольный профиль главного коллектора (к примеру 3.2)

Норму водоотведения принимаем 130 л/сут на 1 человека.  
Средний удельный сток равен

$$q_{уд} = (130 \cdot 210) / (24 \cdot 60 \cdot 60) = 0,318 \text{ л/с на 1 га.}$$

Ведомость расчетных расходов приведена в табл. 3.10, а ведомость расчета коллектора — в табл. 3.11.

В данном случае уклон местности, определенный по отметкам поверхности земли в начале и в конце, составляет 0,0066. Если коллектор проложить с уклоном 0,006, то скорость в трубе  $d=200$  мм при  $q=3,33$  л/с будет 0,48 м/с и наполнение около 0,2. Участок является безрасчетным. Увеличивать уклон не имеет смысла, так как наполнение еще больше уменьшится. Следующий участок имеет уклон местности 0,00664. При  $q=19,91$  л/с, уклоне коллектора 0,006 и диаметре 250 мм скорость уже получается больше минимальной (незаиляющей). На остальных участках скорости получаются еще большими. Глубина протока на отдельных участках в зависимости от уклона получается больше или меньше глубины протока на предыдущем участке.



Таблица 3.10. Ведомость расходов сточных вод

Участки сети	Номер площади стока и промыш- ленного предприятия (I или II)		Пло- щадь участ- ка, га	Средний расход с кварталов, л с			Коэффициент неравномер- ности хозяй- ственного расхода сточных вод с кварталов	Расчетный расход, л/с					общий расчет- ный сум- марный
	собственные	притоков		5	6	7		с квартала	сосредоточенный				
									сост- венный	притока	суммарный	сост- венный	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1-2	11а	—	3,5	1,11	—	1,11	3	3,33	—	—	—	3,33	
2-3	11б, I	11а	3,65	1,16	1,11	2,27	3	6,81	13,1	—	13,1	19,91	
3-4	—	11, I	—	—	2,27	2,27	3	6,81	—	13,2	13,1	19,91	
9-4	14	—	9,63	3,06	—	3,06	3	9,18	—	—	—	9,18	
4-5	—	11, 14, I	—	—	2,27+3,06	5,33	2,98	15,88	—	13,1	13,1	28,98	
10-5	17, II	—	1,56	0,5	—	0,5	3	1,5	17,2	—	17,2	18,7	
5-6	18	11, 14, 17, I, II	2,5	0,8	5,33+0,5	6,63	2,92	19,36	—	13,1+ +17,2	30,3	49,66	
11-12	12	—	6	1,91	—	1,91	3	5,73	—	—	—	5,73	
12-13	—	12	—	—	1,91	1,91	3	5,73	—	—	—	5,73	
13-14	15	—	7	2,23	—	2,23	3	6,69	—	—	—	6,69	
13-6	—	12, 15	—	—	1,91+2,23	4,14	3	12,42	—	—	—	12,42	
6-7	19	11, 12, 14, 15, 17, 18, I, II	6,64	2,05	6,63+4,14	12,82	2,61	33,46	—	30,3	30,3	63,76	
15-16	13	—	7,13	2,27	—	2,27	3	6,81	—	—	—	6,81	
16-17	—	13	—	—	2,27	2,27	3	6,81	—	—	—	6,81	
18-17	16	—	13,83	4,4	—	4,4	3	13,2	—	—	—	13,2	
17-7	—	13, 16	—	—	2,27+4,4	6,67	2,92	19,48	—	—	—	19,48	
7-8	—	11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, I, II	—	—	12,82+6,67	19,49	2,35	45,8	—	30,3	30,3	76,1	

Примечание. Средний удельный объем сточных вод составляет 0,318 л/с на 1 га.



Таблица 3.11. Ведомость расчета коллектора

Участок сети	Расчетный расход, л/с	Длина участка, м	Уклон дна канала	Падение канала, м	Диаметр, мм	Глубина протока в канале	
						в долях диаметра	м
1	2	3	4	5	6	7	8
1—2	3,33	153	0,006	0,918	200	—	—
2—3	19,91	125	0,006	0,75	250	0,47	0,118
3—4	19,91	795	0,0175	13,913	250	0,36	0,09
4—5	28,98	170	0,0375	6,375	250	0,34	0,085
5—6	49,66	250	0,007	1,75	300	0,57	0,171
6—7	63,76	590	0,007	4,13	350	0,53	0,186
7—8	76,1	175	0,018	3,15	350	0,45	0,156

Примечание. В точке 5 устраивают колодец-гаситель для снижения скорости потока.

Если глубина протока на нижележащем участке меньше глубины вышележащего участка, отметки дна канала для конца вышележащего участка и начала нижележащего должны быть одинаковыми, т. е. производится выравнивание дна коллектора, а не уровня воды.

Как видно, средняя глубина прокладки канализации в этих условиях весьма близка к глубине промерзания грунта для данного района (в рассматриваемом примере 1,8 м).

## ГЛАВА 4. ДОЖДЕВАЯ КАНАЛИЗАЦИЯ

### 4.1. Назначение дождевой канализации

При благоприятных топографических условиях дождевые и воды от таяния снега стекают по поверхности земли в ближайшие водоемы — реки, ручьи, озера, пруды и т. п. При отсутствии таких условий они застаиваются, образуя заболоченные территории.

Заболачивание и затопление территорий населенных мест и промышленных предприятий недопустимо по технико-экономическим причинам и санитарным требованиям, поэтому строят специальные сооружения, позволяющие быстро удалять дождевые воды в ближайшие водные протоки или тальвеги.

Территории современных населенных пунктов и промышленных предприятий обычно имеют усовершенствованные водонепроницаемые или маловодопроницаемые покрытия. Если не осуществлять быстрый отвод воды с таких поверхностей, то во время сильных ливней произойдет их затопление, пострадают также подвальные помещения. В первом случае будет нарушено нормальное пешеходное и транспортное движение, во втором — будет причинен материальный ущерб.



Отметка, м						Ско- рость, м/с	Глубина заложения дна канала, м		
поверхности земли		поверхности воды		дна канала			в на- чале	в кон- це	сред- няя
в начале	в конце	в начале	в конце	в на- чале	в кон- це				
9	10	11	12	13	14				
69,91	68,86	—	—	67,91	66,992	0,53	2	1,87	1,94
68,86	68,03	66,992	66,242	66,874	66,124	0,68	1,99	1,91	1,95
68,03	54,1	66,214	52,301	66,124	52,211	1,28	1,91	1,89	1,9
54,1	47,74	52,296	45,921	52,211	45,836	1,85	1,89	1,9	1,9
47,74	46,48	45,921	44,171	45,75	44	1,14	1,99	2,48	2,24
46,48	41,83	44,136	40,006	43,95	39,82	1,22	2,53	2,01	2,27
41,83	38,61	39,976	36,826	39,82	36,67	1,82	2,01	1,94	1,98

Для отведения дождевых и талых вод с поверхности крыш, проездов и других территорий служит *дождевая* канализация. Дождевую канализационную сеть устраивают так, чтобы воды удалялись от места выпадения до места выпуска по наикратчайшему расстоянию. Выпуск дождевых и прочих поверхностных вод разрешается в открытые водоемы, за исключением участков строгого режима зоны санитарной охраны источников водоснабжения, мест, специально отведенных для массового купания, и малых непроточных прудов. Поверхностные воды могут отводиться в неразрываемые овраги (иногда при проведении мероприятий по их укреплению). Не допускается выпуск поверхностных вод в обочинные поймы рек, в замкнутые ложины и низины, в размываемые овраги. Во всех случаях места выпуска поверхностных вод должны согласовываться с инспекциями по использованию и охране водных ресурсов, с органами санитарного надзора и рыбоохраны.

В отдельных случаях по указанию этих организаций может потребоваться очистка вод перед выпуском, например, при выпуске его в водные протоки малыми скоростями течения (до 1 м/с) и малыми скоростями течения (до 0,05 м/с); в пруды, используемые для разведения рыбы; в маломощные водоемы на участках, отведенных для массового отдыха населения.

Дождевые воды современных городов и промышленных предприятий в основном загрязнены взвешенными веществами минерального происхождения (песок, гравий, глина и т.п.), кроме того, они содержат органические вещества, а также могут быть загрязнены всевозможными бактериями. По составу дождевые воды могут быть отнесены к слабо загрязненным бытовым водам. На некоторых производствах поверхностные сточные воды загрязнены значительно, часто содержат медь, свинец и мышьяк и поэтому требуют очистки.

В соответствии со СНиП II-32-74 и СН 496-77 в системе дож-



девой канализации предусматривают также отведение наиболее загрязненной части дождевых и талых вод на очистку.

Концентрация загрязнений в дождевом стоке изменяется в процессе выпадения дождя. Установлено, что в первые минуты стока концентрация взвешенных веществ в воде выше в 10 раз, а при сильных дождях в 20 раз, чем в конце дождя. По БПК первые порции стока загрязнены в 2—5 раз больше последних. Большие концентрации загрязнений обнаруживают при стоке от дождей малой интенсивности.

Отводимые с территорий промышленных предприятий атмосферные воды могут содержать различные загрязняющие вещества, входящие в состав сырья и готовой продукции. На нефтепромыслах в атмосферные воды попадает нефть, на сажевых заводах — сажа и т. д. Поэтому загрязненные атмосферные воды многих предприятий подлежат очистке.

#### 4.2. Внутренние и наружные водостоки

Дождевая вода с крыш жилых зданий большей частью отводится вертикальными трубами, устанавливаемыми вдоль наружных стен на расстоянии 10—15 м одна от другой. Если здание имеет плоскую крышу, то устраивают внутренние водостоки (чаще для крупных общественных и промышленных зданий).

По внутренним водостокам вода поступает в наружную дождевую канализационную сеть, которая бывает открытого, закрытого и смешанного типа.

*Открытая* дождевая сеть обычно состоит из лотков и канав, по которым дождевые воды удаляются за пределы населенных пунктов и промышленных предприятий. Открытые водостоки устраивают при малой плотности застройки (до 150 человек на 1 га), малом количестве населения (до 25 тыс. человек), небольшом количестве атмосферных осадков (100—200 мм в год).

В современных благоустроенных городах устраивают дождевую канализацию *закрытого типа*. В этом случае дождевые воды, стекающие в лотки уличных и внутриквартальных проездов, далее поступают в специальные водоприемные колодцы, называемые *дождеприемниками*.

В целях сокращения капиталовложений на строительство закрытой дождевой сети, устраивают *смешанную сеть*, состоящую из труб, прокладываемых под землей, и уличных лотков. Такая сеть может быть применена при отсутствии подземной дождевой сети во всех или части кварталов. Открытая дождевая сеть должна обеспечивать отведение дождевых вод по уличным лоткам без устройства кюветов и канав, поэтому необходим поверочный расчет пропускной способности длинных лотков.

При отсутствии вблизи объектов канализования водоемов или оврагов, куда возможен выпуск дождевых вод, устраиваются испарительные площадки, на которые и подаются эти воды. Площадь испарительных площадок определяется в зависимости от



величины испарения в данной местности и фильтрующей способности грунтов. Как правило, дождевая канализация устраивается самотечной. Схема наружной дождевой сети приведена на рис. 4.1.

### 4.3. Способы измерения количества атмосферных осадков

Дождевую канализацию рассчитывают на дождевые сточные воды, которые должны удаляться сразу при выпадении дождей. Твердые осадки — снег, град, иней — дают при таянии меньшее количество сточных вод, чем дождевые воды, и потому при расчете открытых и закрытых дождевых сетей, как правило, не учитываются.

Измеряют количество выпадающих дождевых вод *дождемерами* двух типов — простыми и самопишущими (плювиографами). Простые дождемеры, представляющие собой открытый сосуд цилиндрической формы высотой 40 см с приемной площадью 500 см<sup>2</sup>, устанавливаются на столбах высотой 2 м от поверхности земли на расстоянии 20—25 м от зданий. При помощи таких дождемеров измеряется общее количество осадков в мм вод. ст., выпавшее за сутки, а также количество твердых осадков. При вычислении количества выпавших осадков за больший промежуток времени суточные расходы суммируют.

Для точного расчета дождевой сети таких данных недостаточно; нужно знать продолжительность отдельных дождей и количество выпадающих осадков в отдельные периоды. Такие данные можно получить с помощью дождемеров-самописцев (плювиографов).

Плювиограф поплавкового типа имеет приемный сосуд, из которого осадки поступают в измерительный цилиндр, и часовой механизм, приводящий в движение барабан с миллиметровой лентой, на которой регистрируется количество выпавших осадков в различные периоды времени (плювиограммы).

Количество осадков и характер их выпадения связаны с местными климатическими условиями — наличием влаги в атмосфере, динамическими и температурными факторами, создающими вертикальные и горизонтальные течения воздуха, рельефом местности и т. д.

Количество выпадающих осадков на территории СССР сильно колеблется. Так, на восточном побережье Черного моря осадков выпадает до 2400 мм в год, тогда как на побережье Баренцева моря всего только около 350 мм.

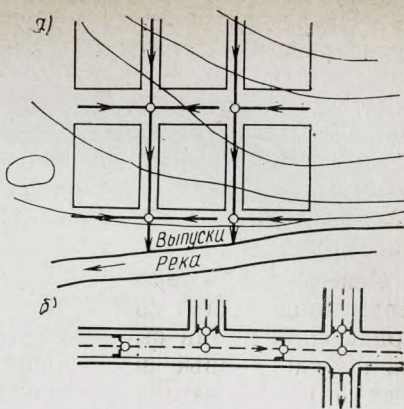


Рис. 4.1. Схема наружной дождевой канализации

а — район населенного пункта; б — расстановка дождеприемников на проезжей части



#### 4.4. Продолжительность, интенсивность и повторяемость дождей

Дождь характеризуется двумя величинами: количеством выпавшей воды и продолжительностью выпадения.

Количество выпавшей воды измеряется высотой слоя или объемом, деленным на единицу площади. Продолжительность выпадения дождей выражается в единицах времени — часах, минутах, секундах.

Важной характеристикой дождя является также производная этих двух величин — интенсивность дождя, равная отношению количества выпавших осадков к продолжительности их выпадения. Различают интенсивность выпадения дождей по слою (в метеорологии) и по объему (при технических расчетах).

Интенсивность дождя  $i$  по слою выражается:

$$i = h/t, \quad (4.1)$$

где  $h$  — слой выпавших осадков, мм;  $t$  — продолжительность их выпадения, мин.

Интенсивность по объему  $q$  выражается в л/с с га. Перевод интенсивности дождя по слою на интенсивность по объему производят следующим образом:  $1 \text{ мм/мин} = 0,001 \cdot 10\,000 \cdot 1000/60 = 166,7 \text{ л/с на га}$ . Или при принятых обозначениях

$$q = 166,7 i \text{ л/с на га}. \quad (4.2)$$

Величина 166,7 называется переводным модулем.

Наблюдениями за выпадением дождей установлено, что дожди малой интенсивности повторяются более часто, чем большой интенсивности (ливни). Период времени между выпадением в данной местности дождей одинаковой интенсивности называется *периодом повторяемости* дождя. Следовательно, чем больше период повторяемости дождя, тем реже он выпадает, тем больше его интенсивность. Сечение труб и каналов, т. е. их размеры зависят от принятого расчетного расхода, поэтому выбору расчетного дождя определенной повторяемости следует уделять большое внимание.

#### 4.5. Первичная обработка записей о выпадении дождей

Данные записей выпадения дождей, зафиксированные простым самописцем даже за длительный период времени (25—50 лет), не являются абсолютно надежными, поэтому предпочтительны данные плювиографа за период не менее 25 лет. Если эти записи краткосрочны, то они должны быть использованы лишь как дополнительный материал. В настоящее время на территории СССР имеется широкая сеть метеорологических станций, где установлены самопишущие дождемеры.

Широко известен способ расшифровки данных о выпадении дождей по записям самопишущих дождемеров, разработанный в Ленинградском научно-исследовательском институте Академии коммунального хозяйства им. К. Д. Памфилова по заранее на-



меченным периодам времени. Техника расшифровки при применении этого способа состоит в том, что, задаваясь каким-либо периодом времени (например, 5 мин), по записи плювиографа отыскивается участок, на котором зафиксированы данные о наибольшем количестве осадка для дождя этой продолжительности, при этом средняя интенсивность для этого участка и будет наибольшей в принятом периоде времени. Далее, указанным способом находят наибольшие интенсивности для ряда других периодов времени. По тем же заранее намеченным величинам периодов времени расшифровываются и все другие дожди, выпадающие в данной местности.

По полученным данным на логарифмической сетке строят график зависимости  $q=f(t)$ .

Как показал анализ дождей, зависимость между интенсивностью и продолжительностью достаточно точно выражается формулой вида

$$q = A/t^n. \quad (4.3)$$

Если на логарифмический график нанести линии, соответствующие наибольшей интенсивности дождей, выпадавших в данном пункте за  $N$  лет, то таких линий может оказаться  $S$ , причем  $S > N$ . Эти линии будут параллельны одна другой. Тангенсом угла наклона этих линий будет показатель степени в расчетном уравнении интенсивности дождя (4.3). Каждой линии дождя будет соответствовать свое значение  $A$  ( $\lg q$  при  $t=1$  мин). Наибольшее значение  $A$  будет соответствовать дождю, выпавшему за  $N$  лет один раз (рис. (4.2)). Для этого дождя период повторяемости будет  $P_1=N$  и соответствующее значение  $A_1$  можно найти на верхней линии графика (рис. (4.2)).

Вторая сверху линия соответствует второму по интенсивности дождю, выпавшему в данном пункте за  $N$  лет. Период повторяемости этого дождя  $P_2=N/2$ , а значение  $A_2$  можно также получить из графика — значение  $q$ , соответствующее второй линии при продолжительности дождя, равной 1 мин. Для третьей линии аналогично получим  $P_3=N/3$  и т. д.

Параметры  $A$  и  $n$  можно определить наиболее точно методом наименьших квадратов по формулам:

$$n = \frac{\sum \lg q_i \sum t_i - v \sum \lg q_i \lg t_i}{v \sum \lg^2 t_i - (\sum \lg t_i)^2}, \quad (4.4)$$

$$\lg A = (\sum \lg q_i + n \sum \lg t_i) / v, \quad (4.5)$$

где  $v$  — число взятых периодов продолжительности;  $q_i$  и  $t_i$  — соответствующие величины максимальной интенсивности и продолжительности.

Существует новая методика обработки записей дождей\*.

Для каждой метеорологической станции, оборудованной плювиографом, по расшифрованным записям дождей и по ежеднев-

\* Определение расчетных характеристик дождевых осадков. Рекомендации ГГИ. Вып. 7, ч. III, 1962.



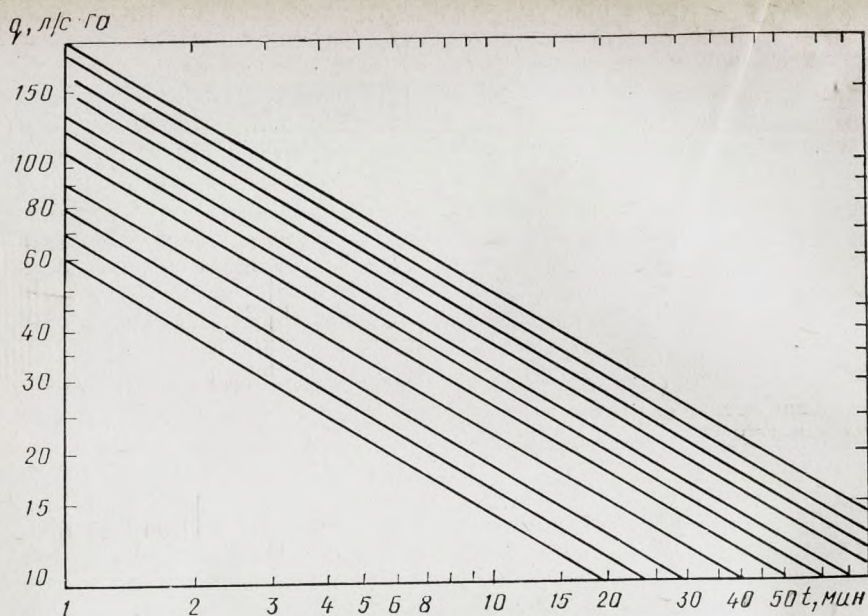


Рис. 4.2. Зависимость интенсивности дождя от времени выпадения для  $S$  дождей за  $N$  лет

ным данным о суточных осадках выбираются за каждый год наблюдений одна или несколько (2—3) наибольших значений толщины слоя осадков  $H_t$  за интервалы времени  $t$ , равные 5, 10, 20, 40, 60, 90, 150, 300 мин. Выбираются также за каждый год по календарным суточным осадкам одна или несколько (2—3) наибольших значений толщины слоя суточных осадков  $H$ .

Выборки наибольших величин  $H_t$  и  $H$ , полученных на нескольких соседних метеорологических станциях с однородным характером выпадения осадков, объединяются для каждого интервала времени  $t$  в единые вариационные ряды, члены которых располагаются в порядке убывания (табл. 4.1).

Общее число членов в вариационных рядах значений  $H_t$  и  $H$  должно быть не менее 50. Вероятность превышения всех ранжированных в убывающем порядке значений  $H_t$  и  $H$  подсчитывается по формуле

$$p_v = \frac{m - 0,3}{n + 0,4} 100\%, \quad (4.6)$$

где  $n$  — общее число выборок суточных осадков наибольших значений;  $m$  — порядковые номера ранжированных значений  $H_t$  и  $H$ .

Переход от вероятности превышения  $p_v$  к средней повторяемости  $p$ , лет, производится по формуле

$$p_v = (1 - e^{-1/p}) 100\%. \quad (4.7)$$



Таблица 4.1. Наибольшие значения толщины слоя осадков  $H_t$  за интервалы времени  $t$  и наибольшие значения толщины слоя суточных осадков  $H$  (по данным пяти метеостанций, расположенных в одном районе)

Порядковый номер	Наибольшее значение слоя осадков $H_t$ , мм, за интервал времени $t$ , мин							Наибольшее значение суточных осадков, мм	Вероятность превышения $p_v$ , %
	5	10	20	40	60	90	150		
1	17,5	31,6	43,7	65,2	71,8	81,7	88,4	93,7	1,31
2	13,4	25,4	36,9	42,6	43,2	45,5	65,4	74,4	3,18
14	7,9	11,6	15,4	19,3	20,5	21,9	24,4	41,2	25,6
Сумма: в мм в долях от наибольшего	152 0,19	250 0,31	339 0,43	409 0,51	441 0,56	485 0,61	533 0,67	794 1	— —
15	7,7	11,5	15,2	19,1	20,2	21,3	23,5	41,0	27,5
16	7,5	11,4	15,2	19,2	19,8	20,8	23,2	39,5	29,4
27	5,6	8,9	11,9	14,6	15,5	16,0	16,9	29,1	50,0
Сумма: в мм в долях от наибольшего	83,7 0,19	130 0,30	176 0,41	216 0,50	228 0,52	241 0,56	263 0,61	433 1	— —
28	5,4	8,9	11,6	13,8	15,5	15,5	16,5	29	51,9
52	1,4	2,0	3,1	5,1	6,2	6,8	9	15,5	96,8
53	0,5	0,9	1,4	2,5	3,6	5,4	8,8	15,4	98,7

Величины  $p$ , вычисленные при разных процентах обеспеченности  $p_v$  по этой формуле, равны:

Обеспеченность  $p_v$ , % . . . . . 1 5 10 20 39 63 86 95

Средняя повторяемость в  $p$  лет 100 19,5 9,5 4,5 2 1 0,5 1/3

Эмпирические кривые распределения вероятностей превышения величин  $H_t = H_{tp} = f_t(p_v)$  и календарных суточных осадков  $H = H_p = f(p_v)$  по своей форме, как правило, одинаковы. Поэтому отношение  $H_t/H = H_{tp}/H_p = \psi(t)$  представляет практически однозначную возрастающую функцию  $\psi(t)$  от интервала времени  $t$  для каждого рассматриваемого района с однородным характером выпадения осадков.

Таким образом, осадки  $H_t = H$  за любой интервал времени  $t$  заданной вероятности превышения  $p_v$ , %, можно определить путем умножения ординаты кривой нарастания осадков  $\psi(t)$  для данного района на календарные суточные осадки  $H = H_p$  заданной вероятности превышения в интересующем нас пункте, т. е. по формуле

$$H_{tp} = H_p \psi(t). \quad (4.8)$$

Практически по данным табл. 4.1 для каждого интервала времени  $t$  определяются ординаты кривой нарастания осадков, выпавших в одном районе,  $\psi(t)$  по формуле



$$\psi = (t) = \Sigma H_t / \Sigma H, \quad (4.9)$$

где  $\Sigma H_t$  и  $\Sigma H$  — суммы членов вариационных рядов для вероятностей превышения  $p_v \leq 25\%$ ,  $25 < p_v \leq 50\%$ ,  $50 < p_v \leq 75\%$  или  $p_v > 75\%$  ( $t = \text{const}$ ).

Расчетная средняя интенсивность дождя заданной обеспеченности в соответствии с (4.1) и (4.2) будет равна:

$$q_{tr} = 166,7 H_p \psi(t) / t = H_p \bar{\psi}(t), \quad (4.10)$$

где  $\bar{\psi}(t) = 166,7 \psi(t) / t$  — ординаты районной кривой убывания (редукции) наибольшего значения средней интенсивности дождя за любой интервал времени  $t$  (принимаются постоянными для выделенного района, поскольку в однородном климатическом районе изменяются мало).

Зная по данным многолетних наблюдений для интересующего нас пункта только высоту слоя суточных осадков заданной обеспеченности  $H_p$ , с помощью районных расчетных кривых редукции средней интенсивности дождя, по формуле (4.10) определяется расчетная интенсивность заданной обеспеченности  $q_{tr}$  за любой интервал времени  $t$ . При этом автоматически осуществляется приведение значений к многолетнему периоду наблюдений, а также к местному значению в данной точке рассматриваемого района.

#### 4.6. Формулы расчетных интенсивностей

Для расчета максимальной интенсивности стока  $q$ , л/(с·га), заданной вероятности превышения  $p_v$ , %, применяется так называемый способ предельных интенсивностей, согласно которому за расчетную продолжительность  $t$  дождя принимается время добегания воды  $T$  до расчетного сечения от наиболее удаленной точки бассейна сточных вод. Поэтому при проектировании дождевой канализации прежде всего внимание должно быть уделено выбору формул расчетных интенсивностей, так как от этого зависят величина сечения труб и каналов и, следовательно, их стоимость.

Если исключить из расчета по технико-экономическим причинам особо интенсивные дожди (ливни), то при их выпадении будет происходить переполнение сети и затопление территории.

Период времени, год, в течение которого происходит переполнение сети в среднем 1 раз называется *периодом однократного переполнения сети* или *периодом однократного превышения расчетной интенсивности дождя*. Иногда эту величину называют также *периодом повторяемости расчетного дождя*.

Несмотря на различный характер выпадения дождей, связь интенсивности с продолжительностью и вероятностью выпадения для каждой местности достаточно устойчива. Для получения зависимостей рассматривается максимальная интенсивность каждого дождя в различных по продолжительности периодах дождя независимо от того, в какой момент времени рассматривается этот период: в начале, середине или конце дождя.

Встречаются различные виды зависимости интенсивности  $q$  дождя от его продолжительности  $t$ . Наибольшее распространение получили зависимости вида (4.3) или



$$q = A' / (t + b)^{n'} \quad (4.11)$$

В этих формулах  $A$ ,  $n$ ,  $A'$ ,  $b$  и  $n'$  — параметры климатических зон с различной вероятностью выпадения дождей. В пределах изменения продолжительности дождя от 5 до нескольких сотен минут: 200 (4.3) или 350 (4.10), эти эмпирические формулы при соответствующем подборе параметров дают достаточно точное значение интенсивности. Наиболее простой и удобной является степенная зависимость (4.3), которая и рекомендуется СНиП II-32-74 для расчета дождевых канализаций.

Г. А. Алексеевым в 1941 г. была предложена логарифмическая связь параметра  $A$  в формуле (4.3) с вероятностью или периодом однократного превышения  $p$ :

$$A = A_A + B_A \lg p.$$

В дальнейшем эта зависимость была в ЛНИИ АКХ преобразована и приведена к виду:

$$A = 20^n q_{20} (1 + C \lg p), \quad (4.12)$$

где  $q_{20}$  — интенсивность дождя, характерная для данной местности продолжительностью 20 мин при  $p=1$  год, л/(с·га);  $C$  — коэффициент, учитывающий климатические особенности районов.

В ЛНИИ АКХ на основе изучения записей самопишущих дождемеров по ряду метеорологических станций были составлены карты с изолиниями интенсивности 20-минутного дождя  $q_{20}$ , показателя степени  $n$  и параметра  $C$  (прил. 3—5).

Зависимость (4.10) также можно представить в степенной форме (4.3), т. е. районные кривые редукции средней интенсивности  $\Psi$  выразить показательной зависимостью вида:

$$\Psi = A_k / t^n = 20^n \bar{q}_{20} / t^n, \quad (4.13)$$

где  $A_k = 20^n \bar{q}_{20}$ ;  $\bar{q}_{20}$  — относительная интенсивность дождя 20-минутной продолжительности.

В таком случае параметр  $A$  в формуле (4.3) выражается через величину суточных осадков  $H_p$ , мм, заданной вероятности превышения и относительную интенсивность  $\bar{q}_{20}$ , л/(с·га·мм), постоянную для рассматриваемого района, т. е.

$$A = A_k H_p = 20^n \bar{q}_{20} H_p = 20^n q_{20} p. \quad (4.14)$$

Здесь  $q_{20p} = H_p \bar{q}_{20}$  — интенсивность дождя 20-минутной продолжительности, л/(с·га), с периодом однократного превышения  $p$ .

Значения  $H_p$  могут быть получены по таблицам\* или по формуле:

$$H_p = \alpha_d \lg (\bar{m} p)^{1/\beta} = K_\beta \frac{\bar{\omega}}{\bar{m}} (\lg \bar{m} p)^{1/\beta}, \quad (4.15)$$

где  $\bar{m}$  — среднее число дождей за теплый сезон;  $\bar{\omega}$  — среднее количество осадков

\* Материалы по расчетным характеристикам дождевых осадков. ГГИ — Гидрометеониздат, 1969.



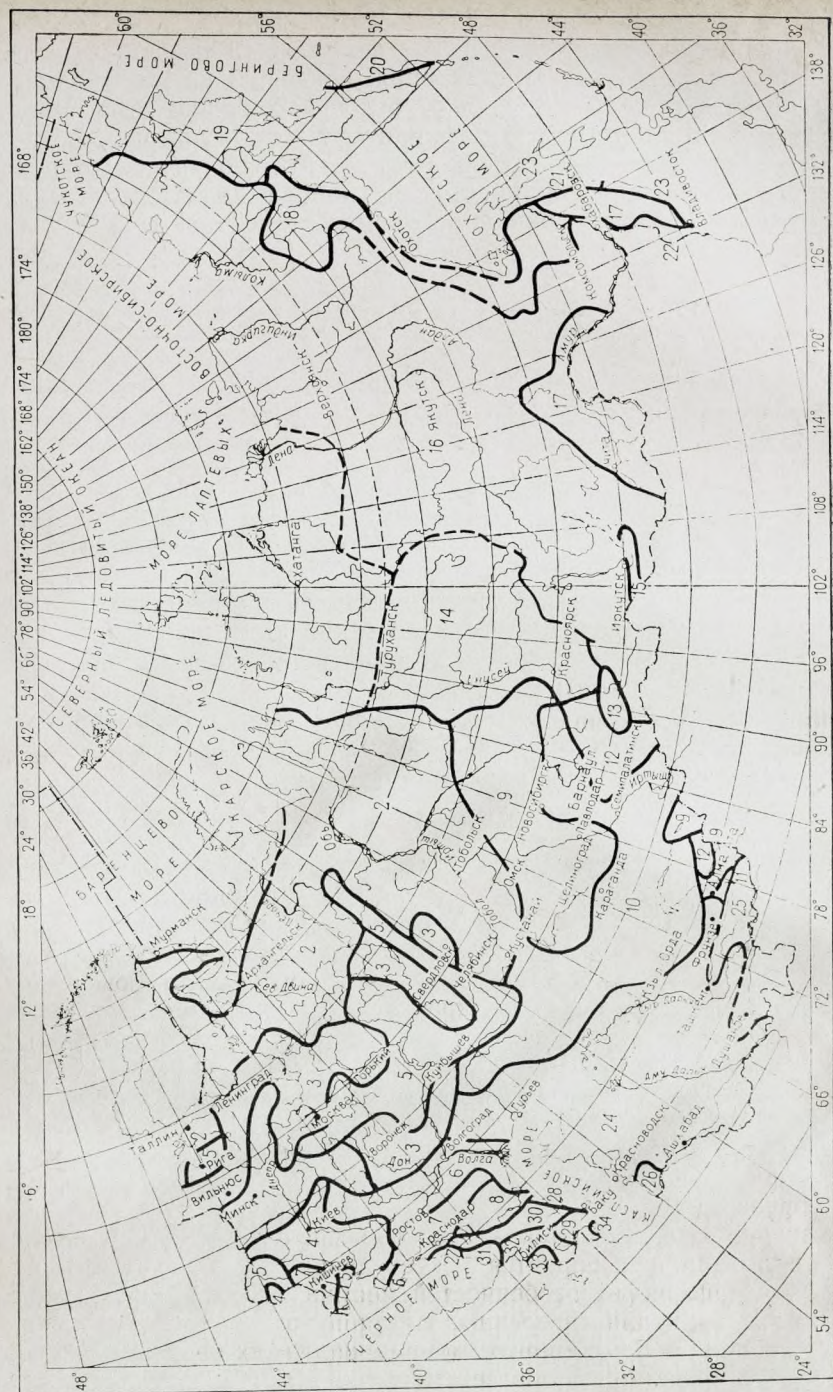


Рис. 4.3. Укрупненные дождевые районы



за теплый сезон;  $\beta$  — показатель степени, районированный для четырех значений:  $\beta=0,45$ ,  $\beta=0,55$ ,  $\beta=0,65$  и  $\beta=0,75$ ;  $K_\beta$  — коэффициент, зависящий от величины показателя  $\beta$  и соответственно равный 2,58; 2,68; 2,64 и 2,57.

Значения параметров  $\bar{w}$  и  $\bar{m}$  приведены в справочниках по климату. Г. А. Алексеевым параметры  $\bar{w}$ ,  $\bar{m}$  и  $\beta$ , входящие в формулу (4.15), представлены в виде изолиний на картах (прил. 6—8).

При расчетах значения  $n$ ,  $q_{20}$ ,  $\bar{w}$ ,  $\bar{m}$  и  $\beta$  могут быть взяты по «Таблицам параметров предельной интенсивности дождей для определения расходов в системах водоотведения» [14], составленным А. М. Кургановым по данным метеостанций Гидрометеослужбы СССР для всей территории Советского Союза.

В табл. 4.2 приведены параметры  $A_k$  и  $n$ ,  $\bar{m}$  и  $\beta$  для 34 укрупненных дождевых районов, на которые разделена территория СССР (рис. 4.3).

Параметр  $A_p$  дождя с периодом однократного превышения  $p_i$  может быть выражен через параметр  $A_1$  дождя с  $p=1$  году по зависимости:

$$A = A_1 \frac{A_{k_i}}{A_{k_3}} (\lg \bar{m} p_i / \lg \bar{m})^{1/\beta}, \quad (4.16)$$

где значения  $A_{k_i}$  и  $A_{k_3}$ , а также  $\bar{m}$  и  $\beta$  берутся по табл. 4.2.

Рекомендуемые формулы (4.14)—(4.16) и таблицы для определения предельных интенсивностей дождей основаны на данных Гидрометеослужбы СССР (более 3040 метеостанций) за период наблюдений до 1967 г., обработанных по современной методике ГГИ. Приведенные предложения по определению интенсивности дождей учитывают микроклимат пункта строительства, соответствуют любой вероятности повторения дождей с требуемой интенсивностью и продолжительностью от 10 до 200 мин для всей территории Советского Союза.

По составленным таблицам легко находятся исходные параметры интенсивностей дождей  $q_{20}$  и  $n$  для любого пункта Советского Союза и любого периода однократного превышения расчетного расхода (прил. 9). При этом показатели степени  $n$ , как правило, зависят от вероятности повторения дождей. Для часто повторяющихся дождей значения  $n$  обычно меньше, чем для дождей, повторяющихся реже 1 раза в год. Для некоторых районов (Кольский полуостров, Камчатка, Сахалин, Средняя Азия и др.) показатели степени  $n$  для дождей, повторяющихся 1 раз в год и чаще, меньше 0,5 (в пределах 0,25—0,4).

Значение периода однократного превышения расчетной интенсивности дождя  $p$  выбирается с учетом вида канализуемого объекта, топографических особенностей местности, площади бассейна и величины  $q_{20}$  и для населенных пунктов принимается в соответствии с табл. 4.3. Для территории промышленных предприятий эти значения принимаются в соответствии со СНиП II-32-74.



Таблица 4.2. Параметры кривой редукции интенсивностей дождей  $\bar{q} = A_k / t^n$  продолжительностью 10—180 мин и параметры  $m$  и  $\beta$  в формуле  $H/H_1 = (\lg m p / \lg m)^{1/\beta}$  для 34 дождевых районов СССР

Номер района	Район	$p \geq 3,5$ г.		$3,5 > p \geq 1,5$ г.		$1,5 > p \geq 0,7$ г.		$p < 0,7$ г.		$\bar{m}$	$\beta$
		$A_{k1}$	$n_1$	$A_{k2}$	$n_2$	$A_{k3}$	$n_3$	$A_{k4}$	$n_4$		
1	Побережье Белого и Баренцева морей	15,4	0,64	9,34	0,54	4,06	0,4	2,68	0,35	130	0,75
2	Север европейской части СССР и Западной Сибири	24,4	0,7	21,3	0,68	15,1	0,62	6,97	0,48	120	0,75
3	Равнинные области запада и центра европейской части СССР	27,5	0,71	28,2	0,72	25,6	0,71	12,5	0,59	150	0,65
4	Равнинные области Украины	21,3	0,64	26,4	0,7	27,6	0,71	17,6	0,64	110	0,65
5	Возвышенности европейской части СССР, западный склон Урала	29,8	0,71	29,4	0,73	25,3	0,71	12,4	0,59	150	0,65
6	Восток Украины, низовья р. Волги и Дона, Южный Крым	22,9	0,65	24,2	0,67	23,5	0,67	14,2	0,57	60	0,55
7	Наветренные склоны возвышенностей европейской части СССР и Северное Предкавказье	27,5	0,67	28,6	0,7	28,2	0,7	21,5	0,66	70	0,65
8	Ставропольская возвышенность, северные предгорья Большого Кавказа, северный склон Большого Кавказа до высоты 1500 м	19,2	0,6	20,8	0,63	19,4	0,63	13,3	0,56	100	0,55
9	Южная часть Западной Сибири, среднее течение р. Или, район оз. Алэ-Куль	28,2	0,71	29,9	0,73	26,4	0,72	13,6	0,58	80	0,65
10	Центральный и северо-восточный Казахстан, предгорья Алтая	40	0,76	36,4	0,76	31	0,74	19,7	0,66	80	0,55
11	Северный склон Заилийского Алатау	11,6	0,59	11,38	0,58	10,59	0,57	12,05	0,57	80	0,75
12	Джунгарский Алатау, Алтай, Кузнецкий Алатау	26,8	0,71	23,9	0,71	13,7	0,61	5,67	0,48	140	0,75
13	Северный склон Западных Саян	15,3	0,69	13,59	0,64	7,51	0,49	3,26	0,33	100	0,65
14	Средняя Сибирь	32,4	0,73	27,1	0,71	23,9	0,69	6,89	0,47	130	0,65
15	Хребет Хамар-Дабан	4,63	0,51	4,9	0,56	4,1	0,48	2,42	0,35	130	0,55
16	Восточная Сибирь	18,9	0,67	15,8	0,64	12,3	0,6	7,9	0,52	90	0,65
17	Бассейны р. Шилки и Аргуни, долина среднего Амура, западный склон хребта Сихотэ-Алинь	17,5	0,62	18,9	0,68	16,5	0,65	9,16	0,54	100	0,65



Номер района	Район	$p > 3,5 \text{ г.}$		$3,5 > p > 1,5 \text{ г.}$		$1,5 > p > 0,7 \text{ г.}$		$p < 0,7 \text{ г.}$		$\bar{m}$	$\beta$
		$A_{k1}$	$n_1$	$A_{k2}$	$n_2$	$A_{k3}$	$n_3$	$A_{k4}$	$n_4$		
18	Бассейны средней Колымы и рек, впадающих в Охотское море, северная часть Нижне-Амурской низменности	17,5	0,68	12,4	0,62	9,35	0,56	6,19	0,48	100	0,65
19	Побережье Охотского моря, бассейны рек, впадающих в Берингово море, центральная и западная части Камчатки	4,83	0,47	4,06	0,44	2,99	0,35	2,46	0,31	80	0,65
20	Восточное побережье Камчатки южнее $56^\circ$ с. ш.	2,21	0,38	1,87	0,32	1,86	0,28	1,84	0,26	110	0,65
21	Побережье Татарского пролива	4,88	0,51	3,03	0,38	2,44	0,35	1,98	0,28	110	0,65
22	Район оз. Ханка	12,2	0,6	13,6	0,62	15,21	0,65	10,71	0,57	90	0,65
23	Бассейны рек, впадающих в Японское море, о. Сахалин, Курильские о-ва	6,79	0,5	6,07	0,48	5,32	0,45	4,84	0,44	110	0,65
24	Юг Казахстана, равнинная часть Средней Азии и склоны гор до высоты 1500 м, район оз. Иссык-Куль до высоты 2500 м	13,9	0,61	9,2	0,54	5,38	0,44	3,91	0,4	40	0,55
25	Склоны гор Средней Азии на высоте 1500—3000 м	8,87	0,56	5,37	0,45	4,22	0,41	3,22	0,37	40	0,65
26	Юго-западная Туркмения	18,6	0,6	18,2	0,63	7,06	0,49	2,48	0,32	20	0,65
27	Черноморское побережье Кавказа и западный склон Большого Кавказа до Сухуми	14,1	0,56	14,7	0,61	14,2	0,62	10,7	0,58	90	0,65
28	Побережье Каспийского моря и прилегающая к нему равнина от Махачкалы до Баку	11,4	0,52	19,9	0,68	8,7	0,51	5,2	0,43	60	0,55
29	Восточный склон Большого Кавказа, Кура-Араксинская низменность до высоты 500 м	16,1	0,61	14,3	0,61	11,1	0,58	6,64	0,47	70	0,55
30	Северный склон Большого Кавказа выше 1500 м, центральная часть ДагАССР, южный склон Большого Кавказа выше 500 м	20,8	0,66	14,1	0,59	11,8	0,57	8,7	0,52	100	0,65



Номер района	Район	$p > 3,5$ г.		$3,5 > p > 1,5$ г.		$1,5 > p > 0,7$ г.		$p < 0,7$ г.		$\bar{m}$	$\beta$
		$A_{k_1}$	$n_1$	$A_{k_2}$	$n_2$	$A_{k_3}$	$n_3$	$A_{k_4}$	$n_4$		
31	Побережье Черного моря ниже Сухуми, Колхидская низменность, склоны Кавказа высотой до 2000 м	12,1	0,55	10,8	0,55	9,4	0,54	6,7	0,5	90	0,75
32	Бассейн р. Куры, восточная часть Малого Кавказа, Талышский хребет	15,5	0,6	14,5	0,62	14,1	0,63	8,72	0,52	90	0,75
33	Северо-западная и центральная части Армении	29,5	0,72	28,6	0,72	22,5	0,67	10,7	0,53	100	0,75
34	Ленкоранская низменность	5,55	0,45	5,16	0,48	3,93	0,44	3,21	0,38	171	0,45

Таблица 4.3. Периоды, г., однократного превышения расчетной интенсивности дождя  $p$ , принимаемые при расчете дождевой канализации населенных пунктов

Условия расположения коллекторов		Значения параметра $q_{20}$ , л/(с·га)			
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
Особо неблагоприятные	Неблагоприятные	2—3	2—3	3—5	5—10
—	Особо неблагоприятные	3—5	3—5	5—10	10—20

## 4.7. Сток дождевых и талых вод. Коэффициенты стока

Известно, что дожди одновременно не выпадают на всей рассматриваемой территории. Поэтому для расчетов дождевой сети необходимо знать распределение дождей по площади. Исследования этого вопроса проведены в ЛНИИ АКХ им. К. Д. Памфилова. На основании этих исследований для вычисления коэффициента  $\eta$ , учитывающего неравномерность выпадения дождя по площади, рекомендуется формула

$$\eta = 1/(1 + 0,001 F^{2/3}), \quad (4.17)$$

где  $F$  — площадь канализования, га.

Ниже приведены коэффициенты  $\eta$ , вычисленные по формуле (4.17):

Площадь стока, га	300	500	10 000	2000	3000	4000
$\eta$	0,96	0,94	0,91	0,87	0,83	0,8



Ранее отмечалось, что наибольший сток дают жидкие осадки, в связи с этим для расчета дождевой канализационной сети определяют интенсивность дождей.

При движении сточных вод по поверхности часть их испаряется и просачивается в грунт, что учитывается при расчете сети коэффициентом стока  $\Psi$ .

Величина коэффициента стока зависит от многих факторов, важнейшими из которых являются водопроницаемость покрытия, интенсивность дождя и продолжительность его выпадения.

Н. Н. Беловым в 1931 г. в Ленинграде были проведены экспериментальные исследования по определению коэффициента дождевого стока  $\Psi$ , на основании которых была получена формула

$$\Psi = z q^{0,2} t^{0,1}, \quad (4.18)$$

где  $z$  — коэффициент, зависящий от вида поверхности стока;  $q$  — интенсивность дождя, л/(с·га);  $t$  — продолжительность дождя, мин.

Г. А. Алексеев предложил формулу для определения коэффициента суточного дождевого стока

$$\Psi = (1 - \sqrt{H_0/H_p})^2, \quad (4.19)$$

где  $H_0$  — толщина слоя, мм, начальных потерь (до момента образования стока), расходуемая на смачивание почвы, заполнение микровпадин и инфильтрацию.

$\Psi$  зависит от величины отношения  $H_0/H_p$  и, следовательно, возрастает с увеличением слоя осадков  $H_p$ .

Значения коэффициента  $z$  и толщины слоя потерь для водопроницаемых и водонепроницаемых поверхностей приведены соответственно в табл. 4.4 и 4.5.

Таблица 4.4. Значения коэффициента  $z$  и толщина слоя начальных потерь  $H_0$  для водопроницаемых поверхностей

Поверхность	Коэффициенты		Толщина слоя потерь $H_0$ , мм	Поверхность	Коэффициенты		Толщина слоя потерь $H_0$ , мм
	$z$	$\Psi_0$			$z$	$\Psi_0$	
Брусчатые мостовые и черные щебеночные покрытия	0,224	0,6	1,5	Гравийные садово-парковые дорожки	0,09	0,3	6,5
	0,145	0,45	3,5	Грунтовые поверхности (спланированные)	0,064	0,2	9,5
	0,125	0,4	4	Газоны	0,038	0,1	14
Булыжные мостовые							
Щебеночные белые покрытия							

Дождевая сеть обычно обслуживает территории, имеющие различные поверхности — с покрытиями и без них. Для упрощения расчетов сети в этих случаях находят среднее значение коэффициента  $z_{\text{ср}}$ . Его определяют путем умножения относительной площади (с покрытием или без него) на соответствующий коэффициент  $z$ . Сумма полученных значений дает среднее значение коэффициента  $z_{\text{ср}}$  (табл. 4.6).



Таблица 4.5. Значения коэффициента  $z$  для водонепроницаемых поверхностей в зависимости от параметра интенсивности дождя  $A$

$A$	$z$	$A$	$z$	$A$	$z$
300	0,32	600	0,28	1000	0,25
400	0,3	700	0,27	1200	0,24
500	0,29	800	0,26	1500	0,23

Таблица 4.6. Определение среднего значения коэффициента  $z$

Поверхность	Площадь поверхности в долях от общей площади $F_{\text{отн}}$	Коэффициент $z$	Произведение $z \times F_{\text{отн}}$
Под застройкой	0,3	0,3	0,09
Дворов, тротуаров, проездов, поверхность с асфальтовым покрытием	0,3	0,3	0,09
С булыжным покрытием	0,1	0,145	0,0145
Зеленые насаждения	0,3	0,038	0,0114
Итого	1,0		$z_{\text{ср}} = 0,206$

Если в формулу (4.18) подставить значение  $\bar{q}$  из формулы (4.1), то будем иметь

$$\Psi = A^{0,2} z / t^{0,2n-0,1} \quad (4.20)$$

При коэффициенте стока  $\Psi$ , близком к единице, его значение мало изменяется в зависимости от интенсивности и продолжительности дождей. Поэтому при преобладании водонепроницаемых поверхностей (более 50% всей площади), для которых  $\Psi = 0,95$ , коэффициент стока может приниматься постоянным ( $\Psi = \Psi_0$ ), не зависящим от интенсивности и продолжительности дождя. При вычислении средних расчетных величин  $\Psi_{0,\text{ср}}$  значения  $\Psi_0$  принимаются по данным табл. 4.5. Если общая относительная величина водонепроницаемых поверхностей составляет менее 50%, коэффициент стока принимается переменным и подсчитывается по формуле (4.20).

#### 4.8. Метод предельных интенсивностей. Определение расчетных расходов

**Метод предельных интенсивностей** При расчете дождевой сети формула расчетных интенсивностей должна всесторонне учитывать местные метеорологические условия с правильно определенными значениями коэффициентов  $\eta$ ,  $\Psi$  и  $z$ , а гидравлический расчет должен соответствовать фактическому формированию дождевых вод. Иными словами, метод расчета дождевых сетей должен тесно увязывать метеорологические и гидравлические факторы действительных физических явлений. Метод расчета дождевых канализационных сетей, принятый в СНиП II-32-74, обоснован боль-



шими экспериментально-теоретическими исследованиями, подтвержденными практикой строительства и эксплуатации. Он основан на *методе предельных интенсивностей*, предложенном П. Ф. Горбачевым, который формулируется следующим образом.

*Расход дождевых вод в рассматриваемом сечении будет иметь максимальное значение в том случае, когда продолжительность расчетного дождя равна времени протока сточных вод от наиболее удаленной точки площади стока до рассчитываемого сечения.* При этом обеспечивается поступление расхода со всей площади.

В этом случае интенсивность дождя определяется по указанной продолжительности. Исходя из этого определения, размеры сечений лотков, каналов и труб определяются по расчетному расходу, величина которого зависит от переменной величины интенсивности  $q$ , л/(с·га), величины коэффициента стока  $\Psi$  и площади стока  $F$ , га.

На рис. 4.4 представлен квартал жилого массива, имеющий плоский рельеф местности. Для примера показано два варианта трассировки открытой уличной дождевой сети (лотков, служащих для сбора стекающих дождевых вод) в зависимости от размещения застройки. Примем для дальнейших рассуждений I вариант трассировки.

При известных площадях водосбора  $F = F_1 + F_2$ , определяемых по плану, после разбивки на площади стока, с которых вода поступает в лоток или в закрытую дождевую сеть, и коэффициенте стока  $\Psi$  расчетный расход дождевых вод, л/с, определяется по формуле

$$Q_p = q_c F = \Psi A F / T^n, \quad (4.21)$$

где  $q_c = \Psi A / T^n$ , л/(с·га), называется *удельным стоком* дождевых вод.

Из формулы (4.21) видно, что  $Q_p = f(T)$ , т. е. расчетный расход зависит от времени протока от наиболее удаленной точки «а» до расчетного сечения А—А. Это время будет состоять из времени протока воды от наиболее удаленной точки «а» до начала лотка  $T_{\text{конц}}$ , времени протока воды по лотку до первого дождеприемника  $T_{\text{л}}$ , времени протока воды по закрытой дождевой сети до расчетного сечения  $T_{\text{тр}}$ .

Следовательно, суммарное (расчетное) время протока дождевых вод, выпавших в точке «а», будет

$$T_p = T_{\text{конц}} + T_{\text{л}} + T_{\text{тр}}. \quad (4.22)$$

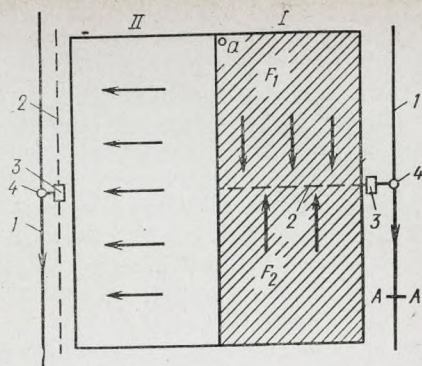


Рис. 4.4. Варианты (I, II) расположения сетей в плане квартала

1 — дождевая уличная сеть; 2 — лоток; 3 — дождеприемник; 4 — смотровой колодец



Время протока воды от наиболее удаленной точки до лотка называется временем *поверхностной концентрации*. Оно зависит от длины пути, площади водосбора, уклона рельефа местности, вида поверхности, интенсивности выпадения дождя и т. п.

Время поверхностной концентрации  $T_{\text{конц}}$  при наличии подземных внутриквартальных дождевых сетей принимается равным 5 мин; при их отсутствии или наличии лишь дождеприемников у красной линии застройки квартала — от 5 до 10 мин.

При больших по площади кварталах более точно время поверхностной концентрации может быть определено как сумма: времени стока по крышам и водосточным трубам (наиболее удаленного от улицы здания) — 0,5 мин; протока воды по поверхностям без лотков (определяется, например, по формуле или номограмме Л. Т. Абрамова); протока воды по лоткам внутриквартальных проездов — по гидравлическому их расчету.

Время протока воды по уличным лоткам  $T_{\text{л}}$  при установке уличных дождеприемников лишь на перекрестках улиц или при открытом отведении дождевых вод по территории канализуемого объекта определяется по формуле

$$T_{\text{л}} = 1,25 l_{\text{л}} / v_{\text{л}}, \quad (4.23)$$

где  $l_{\text{л}}$  — длина пути, который проходит вода при движении по лотку, м;  $v_{\text{л}}$  — скорость движения дождевых вод в конце лотка, м/с, определяемая гидравлическим расчетом (по таблицам) для расчета уличных лотков при различных одеждах мостовой; 1,25 — коэффициент, учитывающий постепенное нарастание скорости движения дождевых вод.

Время протока воды по дождевой сети  $T_{\text{тр}}$  определяется как сумма времени протока по отдельным участкам при расчетных для каждого участка расходах.

Процесс протекания воды в дождевой сети носит сложный характер. Первые потоки воды при малой степени наполнения движутся с малыми скоростями. По мере наполнения сети скорости увеличиваются. СНиП II-32-74 рекомендует отводоспособность дождевой канализационной сети определять с учетом возникновения напорного режима, т. е. при максимальном стоке допускать некоторое увеличение напора над шельгой трубы. Для учета заполнения свободной емкости труб при возникновении напорного режима и постепенного нарастания скоростей движения сточных вод по мере увеличения расхода (наполнения труб) до расчетного время протока по коллектору при плоском рельефе бассейна на стоке следует умножить на коэффициент  $r$ :

$$T_{\text{тр}} = r \Sigma (l_{\text{тр}} / v_{\text{тр}}), \quad (4.24)$$

где  $l_{\text{тр}}$  — длина расчетных участков коллектора сети, м;  $v_{\text{тр}}$  — расчетные скорости движения дождевых вод на соответствующих участках коллектора сети, м/с.

Коэффициент  $r$ , согласно СНиП II-32-74, зависит от показателя степени  $n$  и уклона местности (табл. 4.7).

Учитывая сказанное, продолжительность дождя, по которой принимают соответствующую его интенсивность, определяют по формуле



Таблица 4.7. Значения коэффициента  $r$ 

Уклон местности по трассе коллектора	Показатель степени $n$ в формуле (4.3) интенсивности дождей			
	0,5	0,52—0,6	0,61—0,7	0,7
$< 0,01$	2	2,2	2,5	2,8
$0,01—0,03$	1,4	1,6	1,8	2
$> 0,03$	1,2	1,2	1,2	1,2

$$T_p = T_{\text{конц}} + 1,25 \frac{l_{\text{л}}}{v_{\text{л}}} + r \sum \frac{l_{\text{тр}}}{v_{\text{тр}}} \quad (4.25)$$

Таким образом, формулы для определения *расчетного расхода* дождевых вод окончательно будут иметь вид:  
при *переменном* значении коэффициента стока

$$Q_m = \frac{z_{\text{ср}} A^{1,2} F \eta}{(T_{\text{конц}} + T_{\text{л}} + T_{\text{тр}})^{1,2n-0,1}}, \text{ л/с}; \quad (4.26)$$

при *постоянном* значении коэффициента стока

$$Q_m = \frac{\Psi_{\text{ср}} A F \eta}{(T_{\text{конц}} + T_{\text{л}} + T_{\text{тр}})^n} \quad (4.27)$$

В этих формулах параметр  $A$  определяется по формуле (4.12) или (4.14). Ряд авторов (А. М. Курганов и др.) считают, что максимальный расход  $Q_m$  с заданной вероятностью превышения в расчетном сечении коллектора должен определяться по формуле (4.26) или (4.27) при  $r=1$ . Согласно принятому в расчетах методу предельных интенсивностей, в момент прохождения максимального расхода в расчетном сечении коллектора расходы по его длине будут меньше максимальных. В таком случае расчет коллектора следует вести не на максимальный расход  $Q_m$  дождя, а на расчетный расход:

$$Q_p = Q_m \beta_E, \quad (4.28)$$

где  $\beta_E$  — коэффициент учета свободной емкости.

При уклоне местности менее 0,01

$$\beta_E = 1 - 0,4n; \quad (4.29)$$

при уклоне местности по трассе коллектора 0,01—0,03

$$\beta_E = 1 - 0,2n; \quad (4.30)$$

при уклоне местности больше 0,03

$$\beta_E = 1.$$

Расчетный расход на участке является условно постоянным по длине трубопровода расходом, потери напора при котором равны потерям напора при переменных действительных расходах.

**Расходы талых вод.** При расчете дождевой сети на часто повторяющиеся дожди малой интенсивности при периоде однократного переполнения сети  $p=0,25—0,33$  и при большой площади бассейна



стока необходимо производить проверочные расчеты на сток талых вод.

Средняя интенсивность, л/(с·га), снеготаяния в талой воде может быть вычислена по формуле

$$q_{\text{сн}} = 1,16 \rho_{\text{сн}} h / T_{\text{сн}}, \quad (4.31)$$

где  $h$  — высота снежного покрова к началу снеготаяния, см;  $\rho_{\text{сн}}$  — плотность снега, которую для весеннего периода времени можно принять равной  $0,3 \text{ т/м}^3$ ;  $T_{\text{сн}}$  — продолжительность снеготаяния, сут.

Величины  $h$  и  $T_{\text{сн}}$  (средние за многолетний период) могут быть приняты по данным метеорологических станций.

Однако проверочный расчет дождевых сетей целесообразно производить на максимальный сток весеннего половодья по формуле Д. Л. Соколовского

$$Q_{\text{т}} = 0,28 a \Psi \phi F K, \quad (4.32)$$

где  $Q_{\text{т}}$  — расход талых вод,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;  $a$  — максимальная интенсивность снеготаяния,  $\text{мм/ч}$ ;  $\Psi$  — коэффициент стока;  $\phi$  — коэффициент, учитывающий неравномерность снеготаяния и зависящий от площади стока;  $F$  — площадь бассейна стока,  $\text{км}^2$ ;  $K$  — коэффициент, учитывающий окуливание и вывоз снега.

Коэффициент стока  $\Psi$  в период весеннего снеготаяния при наличии мерзлой земли близок к 1, а коэффициент  $\phi$  для малых площадей с временем стока 1—2 ч может быть также принят равным 1. При большом времени стока он может быть вычислен по формуле Д. Л. Соколовского.

Коэффициент  $K$  приближенно может быть вычислен по формуле

$$K = 1 - F_{\text{д}}/F, \quad (4.33)$$

где  $F_{\text{д}}$  — площадь, очищаемая от снега;  $F$  — вся площадь бассейна стока.

Коэффициент  $K$  ориентировочно может быть принят равным 0,5—0,8. Площадь построек (кровель), оборудованных внутренними водостоками, должна прибавляться к площади  $F_{\text{д}}$ .

Следует отметить, что для отдельных районов населенного места в зависимости от степени благоустройства могут быть приняты различные формулы по определению удельного стока или расчетного расхода.

*Определение расчетных расходов* дождевых вод непосредственно по выбранной формуле весьма трудоемко. Поэтому расчетные расходы дождевых вод определяют с помощью коэффициента изменения предельной интенсивности  $\rho$ , который представляет собой отношение интенсивности стока при любом реальном значении  $T_{\text{тр}}$  к интенсивности стока при  $T_{\text{тр}} = 0$ , т. е.

$$\rho = q_{\text{с}}/q_0. \quad (4.34)$$

Подставляя в равенство (4.34) значения  $q_{\text{с}}$  и  $q_0$  получим при  $\eta = 1$ :

$$\rho = \left( \frac{T_{\text{конц}} + T_{\text{л}}}{T_{\text{конц}} + T_{\text{л}} + T_{\text{тр}}} \right)^{1,2n-0,1} = \left( \frac{T_{\text{конц}} + T_{\text{л}}}{T_{\text{конц}} + T_{\text{л}} + T_{\text{тр}}} \right)^{n'}. \quad (4.35)$$

Из формулы (4.35) следует, что значения  $\rho$  при различном времени протока  $T_{\text{тр}}$  можно заранее определить и свести в таблицу прил. 10 или составить график (рис. 4.5).

При переменном значении коэффициента стока показатель степени  $n'$  в формуле (4.35) равен  $n' = 1,2n - 0,1$ , т. е.

$n'$	0,4	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75
$n$	0,416	0,5	0,54	0,583	0,625	0,666	0,71



С помощью графика или таблицы расчетный расход дождевых вод для каждого расчетного участка определяется по формуле

$$Q = \rho \beta_E q_0 F = \beta_E q_c F = q_{уд} F. \quad (4.36)$$

График (см. рис. 4.5) позволяет быстро определить значение коэффициента  $\rho$  для различного времени концентрации стока.

Если свободная емкость учитывается коэффициентом  $r$  в формуле (4.25) при определении  $T_{тр}$ , то тогда в формуле (4.36) следует принимать  $\beta_E = 1$ . Если же принимается  $r = 1$ , то свободную емкость следует учитывать коэффициентом  $\beta_E$ .

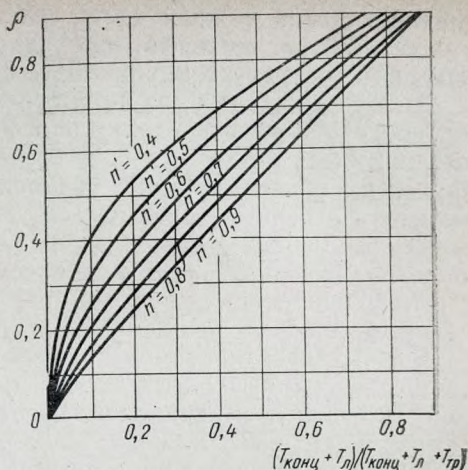


Рис. 4.5. Зависимость коэффициента  $\rho$  от отношения  $(T_{конц} + T_{л}) / (T_{конц} + T_{л} + T_{тр})$  и  $n'$

#### 4.9. Условия и нормы проектирования дождевой сети

Учитывая, что дождевая канализация является необходимым элементом благоустройства населенных мест и промышленных предприятий, проектированию ее схем должно уделяться большое внимание. Объем поверхностного стока, значительная загрязненность которого доказана, составляет 20% и более объема годового стока бытовых сточных вод.

Трассировка дождевой сети на плане населенного пункта или промышленного предприятия производится с учетом рельефа местности, расположения водоемов или возможных мест выпуска дождевых вод, гидрогеологических условий и размещения подземных сооружений различного назначения.

С целью снижения капитальных затрат при разработке схем и строительстве дождевых сетей необходимо учитывать напорную отводоспособность сети, осуществлять регулирование стока дождевых вод, учитывать распределение дождей по площади.

Схемы начертания сети и условия расположения коллекторов дождевой сети могут быть различными. Благоприятные условия: бассейн канализования имеет площадь не более 150 га и плоский рельеф при среднем уклоне поверхности 0,005 и меньше; коллектор проходит по водоразделу или в верхней части склона на расстоянии от водораздела не более 400 м.

Средние условия: бассейн площадью более 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 меньше.

Неблагоприятные условия расположения коллекторов: коллек-



тор проходит в нижней части склона и площадь бассейна превышает 150 га; коллектор проходит по тальвегу с крутыми склонами при среднем уклоне их более 0,02.

Выпуск дождевых вод не допускается: в поверхностные водотоки, протекающие в пределах населенных пунктов, при скоростях течения в них менее 5 см/с и расходах до 1 м<sup>3</sup>/с; в непроточные пруды; в водоемы в местах, специально отведенных для пляжей; в рыбохозяйственные водоемы (без специального согласования); в замкнутые лощины и низины, подверженные заболачиванию; в размываемые овраги, если проектом не предусмотрены мероприятия по укреплению их русла и берегов. Выпуск дождевых вод в заболоченные поймы рек не рекомендуется.

*Нормы проектирования* дождевой сети разработаны на основании исследований и опыта эксплуатации. Наибольшая глубина потоков в кюветах и канавах (в пределах населенных пунктов) принимается 1 м, высота бровки — не менее 0,2—0,4 м. Закрытая сеть рассчитывается на полное заполнение.

Минимальная скорость течения (при полном наполнении) принимается 0,8 м/с; при периоде повторяемости расчетных дождей, равном 0,5 года, допускается ее снижение до 0,6 м/с. Наибольшие скорости течения в канавах в зависимости от грунта и типа крепления принимаются согласно СНиП II-32-74.

Наименьшие уклоны труб, кюветов и канав: присоединения от дождеприемников 0,02—0,015, допускается уменьшение до 0,008, а при диаметре 300 мм — до 0,005; внутриквартальных — при диаметре 200 и 300 мм — соответственно 0,01—0,007; уличных диаметром 250 и 300 мм — 0,004.

При особо неблагоприятном рельефе местности наименьшие уклоны труб уличной сети диаметром 300 мм можно принимать 0,003, а внутриквартальной сети — 0,005.

Наименьшие уклоны открытой сети принимаются в пределах 0,003—0,005 по СНиП II-32-74.

Наименьшие диаметры труб и размеры каналов: уличной — 250 мм; внутриквартальной и присоединение от дождеприемников — 200 мм. Наименьшие размеры кюветов и канав — ширина по дну 0,3 м, глубина 0,4 м.

#### **4.10. Трассировка, гидравлический расчет и высотная установка сети**

Трассировка дождевой сети производится с учетом рельефа местности и намечаемых мест выпусков дождевых коллекторов кратчайшим путем в ближайшие водоемы. Расстояние в плане от коллекторов (при траншейной их прокладке) до зданий и сооружений следует принимать не менее:

а) 4 м — до оси ближайшего железнодорожного пути, 1,5 м — до рельса трамвайного пути (при наличии насыпи не менее чем на глубину траншеи от ее подошвы);



- б) 1,5 м — до бордюрного камня автомобильных дорог или 1 м от бровки кювета или подошвы насыпи;  
 в) 3 м — до линии застройки зданий;  
 г) 1 м — до газопроводов низкого давления, 1,5 м — среднего давления и 2 м — высокого давления.

Конструкция пересечения дождевых коллекторов с железнодорожными путями и принятая в расчетах величина периода повторяемости расчетных дождей  $p$  подлежат согласованию с Управлением дороги МПС.

При ширине улиц 30 м и более следует предусматривать вариант двух параллельных сетей с целью уменьшения длин присоединений от дождеприемников и от внутриквартальных сетей.

Для определения площадей стока, тяготеющих к отдельным участкам коллектора, осуществляется разбивка территории в осях прилегающих улиц на элементарные площади. При резко выраженном рельефе такая разбивка может не производиться, а вся площадь (в осях прилегающих к кварталу улиц) относится к одному из участков коллекторов, проходящих по пониженной грани (см. рис. 1.11, б). Каждому кварталу присваивается порядковый номер, а отдельные площади стока обозначаются буквами, например, 8-а, 9-а, 10-а и т. д. Для удобства последующих расчетов результаты определения размеров площади, га, заносятся в ведомость (табл. 4.8).

Таблица 4.8. Ведомость площадей стока и расходов дождевых вод с них при  $T_{тр}=0$

Номер площади стока	Площадь стока, га	Расход дождевых вод с площади стока, л/с
1	2	3

В целях упрощения техники расчета, в ведомость площадей стока включают подсчет расходов дождевых вод с каждой площади при  $T_{тр}=0$ . Для этого сначала определяют удельный расход стока, л/(с·га) при  $T_{тр}=0$ . Величина удельного расхода определяется по формулам, приведенным выше, принимая в них  $F=1$  га и  $T_{тр}=0$ .

Умножая величину  $q$  на площадь стока, га, получаем расход дождевых вод с этой площади, который и заносится в гр. 3 ведомости (см. табл. 4.8). При разных расчетных формулах для отдельных районов или участков коллекторов нужно вычислять соответствующие им удельные расходы или приводить площади стока к одному значению расчетной формулы.

*Начальная и минимальная глубина заложения сети.* При наличии внутриквартальной закрытой дождевой сети начальная глубина заложения уличной сети определяется аналогично бытовой сети.

Глубину заложения присоединений от дождеприемников (в квартале или на улице) желательно принимать с учетом глубины промерзания грунта в данной местности, но не менее 0,8—1 м.



По эксплуатационным условиям, укладка верховых участков уличной дождевой сети целесообразна также на глубине промерзания грунта (или ниже). При наличии постоянного протока по сети теплых условно чистых производственных сточных вод глубина заложения может быть уменьшена. Местное минимальное заложение верха труб и каналов может быть осуществлено на 0,7 м; при меньшей глубине трубы должны быть защищены от повреждений их наземным транспортом.

**Гидравлический расчет сети.** Расчет сети начинают, как правило, с наиболее длинного коллектора бассейна, проверяя его в необходимых случаях (при неравномерном нарастании площадей) на расчетный расход, получаемый не со всей площади бассейна коллектора, а с ее части.

Данные по расчету дождевой сети сводят в ведомость (табл. 4.9). Графы 1 и 2 ведомости заполняются данными, приведенными на

Т а б л и ц а 4.9. Ведомость гидравлического расчета дождевой сети

Номер участка	Длина участка, м	Расходы дождевых вод при $T_{гр} = 0$			Расчетная скорость воды, м/с	Продолжительность протока, с	Коэффициент уменьшения интенсивности $\rho$
		собственный	притоков	всего			
1	2	3	4	5	6	7	8

Продолжение табл. 4.9

Расчетные расходы сточных вод, л/с			Диаметр труб или размер каналов, мм	Уклон труб или каналов	Пропускная способность труб или каналов, л/с	Падение, м
дождевых	условно чистых производственных	всего				
9	10	11	12	13	14	15

Продолжение табл. 4.9

Отметки, м						Глубина заложения дна труб или кана- лов, м			Примеча- ние
поверхности земли		дна труб или каналов		шелыги труб или каналов					
в нача- ле	в кон- це	в начале	в конце	в нача- ле	в кон- це	в нача- ле	в кон- це	средняя участка	
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25



плане сети, а графы 3 и 4 — по данным ведомости площадей стока (см. табл. 4.8).

Если при расчете не применяют коэффициент уменьшения интенсивности, а пользуются расходом стока с 1 га при интенсивности дождей, соответствующих их продолжительности, то в эти графы проставляют величины площадей, га, а не расходы дождевых вод (при  $T_{тр}=0$ ).

Скорости течения дождевых вод (гр. 6) принимают в зависимости от уклона местности, но не менее минимальных скоростей; они должны отвечать расчетному расходу и принятому диаметру труб или размеру каналов.

Время протока (гр. 7) определяется для каждого участка: суммируется по рассчитываемому коллектору, начиная от верхового участка.

Коэффициент уменьшения интенсивности  $\rho$  (гр. 8) принимается по графику на рис. 4.5.

В практике проектирования также имеет распространение графический способ определения расхода  $q$  с 1 га при различном времени протока  $T_{тр}$  (рис. 4.6).

Данные гр. 9 представляют собой результат перемножения данных гр. 5 и 8.

Если расходы на последующем участке сети окажутся меньше, чем на предыдущем, то они принимаются равными (гр. 11).

Величину пропускной способности труб и каналов при полученном диаметре (гр. 12) и уклоне (гр. 13) определяют по таблицам и графикам для гидравлического расчета и заносят в гр. 14.

Обычно при подборе диаметров труб использовать их пропускную способность не удастся. Поэтому допускается расхождение до  $\pm 10\%$  между пропускной способностью труб и расчетным расходом (гр. 11).

Для открытой дождевой сети ведомость гидравлического расчета аналогична приведенной в табл. 4.9, но гр. 12 делится на две: в одной из них указывается глубина протока, в другой — ширина по дну. Кроме того, целесообразно вводить еще графу, где указываются стоятельные размеры кюветов и канав и характер отделки их стен и дна.

В гр. «Примечание» следует указать принятые для расчета коллектора или его частей удельные расходы дождевых вод (при  $T_{тр}=0$ ).

**Пример 4.1.** Произвести расчет дождевой сети для одного из районов города  $N$ , представленного на рис. 4.7.

На плане производят трассировку дождевой сети и разбивают ее на расчетные участки. Для определения площадей стока, тяго-

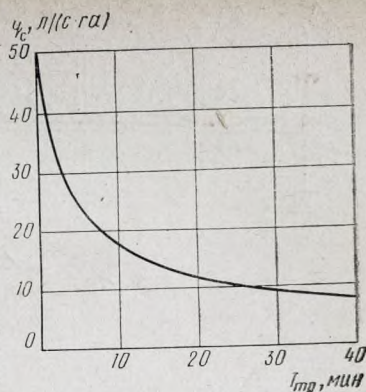


Рис. 4.6. Зависимость  $q_c = f(T_{тр})$



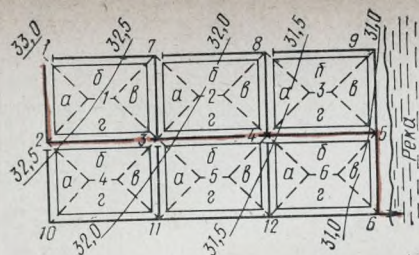


Рис. 4.7. План канализуемой территории (к примеру 4.1)

теющих к отдельным участкам сети, территорию разбивают на площади стока 1а, 1б, 1в, 1г и т. д. (в данном случае по принципу биссектрисы угла).

Результаты вычисления площадей стока, га, сводятся в ведомость (табл. 4.10).

Примем для данного района (см. табл. 4.2, район № 2) величину  $p=1$  г.,  $n=0,62$  и  $A_k=15,1$  л/(с·мм·га). Считая, что под застройкой находится 30% общей

площади, 10% занимают тротуары и 60% — зеленые насаждения, получаем средний коэффициент покрытия  $z_{cp}=0,14$ . Для данного канализуемого объекта суточный слой осадков 63% обеспеченности ( $p=1$  г.) составляет  $H_1=20,6$  мм или  $q_{20}=48$  л/(с·га). В таком случае параметр  $A=309$ , а формула стока для данного объекта имеет вид:

$$q_c = \frac{136,4}{(5 + T_{тр})^{0,64}}$$

При  $T_{тр}=0$

$$q_0 = \frac{136,4}{(5 + 0)^{0,64}} = 48,75 \text{ л/(с·га)}.$$

Дальнейший расчет выполняется по участкам.

Участок 1—2. Площадь стока 2,25 га. Задаемся скоростью протока  $v=0,8$  м/с. При длине участка  $l=280$  м время протока

$$T_{тр} = 280/0,8 = 350 \text{ с.}$$

Таблица 4.10. Ведомость площадей стока

Номер площади стока	Площадь стока, га	Номер площади стока	Площадь стока, га	Номер площади стока	Площадь стока, га
1а	2,25	3а	2,25	5а	1,96
1б	3,6	3б	3,6	5б	3,22
1в	2,25	3в	2,25	5в	1,96
1г	3,6	3г	3,6	5г	3,22
2а	2,25	4а	1,96	6а	1,96
2б	3,6	4б	3,22	6б	3,22
2в	2,25	4в	1,96	6в	1,96
2г	3,6	4г	3,22	6г	3,22

Находим по рис. 4.5 при  $T_k/(T_k+T_{тр})=5/11=0,45$  коэффициент  $\rho=0,59$  и  $q_c=28,8$  л/(с·га).

Вычисляя  $T_{тр}$  при  $r=1$ , учет свободной емкости произведем через коэффициент  $\beta_E=1-0,4 \cdot 0,62=0,75$ . Тогда удельная интенсивность стока  $q_{уд}=q_c \beta_E=21,5$  л/(с·га).

При площади стока  $F=2,25$  га расчетный расход на участке выразится так:



$$Q = q_c F = 21,5 \cdot 2,25 = 48,45 \text{ л/с.}$$

По таблицам определяем, что расход  $Q_p = 48,45 \text{ л/с}$  при скорости  $v = 0,8 \text{ м/с}$  пропустит трубопровод  $Q = 300 \text{ мм}$  при  $i_0 = 0,003$ . Падение на участке будет  $h = i_0 l = 280 \cdot 0,003 = 0,84 \text{ м}$ .

Далее, зная отметки земли и начальное заглубление, легко определить отметки лотка коллектора и глубину его заложения.

Последующие участки рассчитываем таким же способом: задаемся скоростью течения, находим время протока, суммируем его

Таблица 4.11. Ведомость гидравлического расчета дождевого коллектора

Участки коллекторов	Длина участка, м	Расход дождевых вод при $T_{\text{тр}} = 0$			Расчетная скорость протока, м/с	Продолжительность протока, с	Коэффициент уменьшения интенсивности $\beta_E$
		собственный	притоков	всего			
1	2	3	4	5	6	7	8
1—2	280	110	—	110	0,8	350	0,44
2—3	390	332	110	442	0,8	840	0,283
3—4	390	332	834	1166	0,9	1390	0,22
4—5	390	332	1558	1890	0,9	1940	0,187
5—6	280	100	2175	2275	0,95	2240	0,161
6—вып.	60	—	3222	3222	1,0	2300	0,164

Продолжение табл. 4.11

Удельная интенсивность стока, л/(с·га)	Расчетные расходы дождевых вод, л/с	Диаметр труб, мм	Уклон дна труб	Пропускная способность труб, л/с	Падение, м
9	10	11	12	13	14
21,5	48,45	300	0,003	50,89	0,84
13,8	125,2	450	0,002	120,5	0,78
10,7	256,7	700	0,001	265,5	0,39
9,1	354,1	800	0,001	382	0,39
8,2	367	800	0,001	382	0,28
8	529,4	900	0,001	521,6	0,06

Продолжение табл. 4.11

Отметки, м						Глубина заложения дна трубы, м		
поверхности земли		дна трубы		шелыги трубы				
в начале	в конце	в начале	в конце	в начале	в конце	в нача- ле	в кон- це	средняя на участке
15	16	17	18	19	20	21	22	23
32,9	32,55	31,5	30,66	31,8	30,96	1,4	1,89	1,65
32,55	32,1	30,51	29,73	30,96	30,18	2,04	2,37	2,2
31,1	31,55	29,48	29,09	30,18	29,79	2,62	2,46	2,54
31,55	30,95	28,99	28,6	29,79	29,4	2,56	2,35	2,45
30,95	30,85	28,6	28,32	29,4	29,12	2,35	2,53	2,44
30,85	30,8	28,22	28,16	29,12	29,06	2,63	2,64	2,64



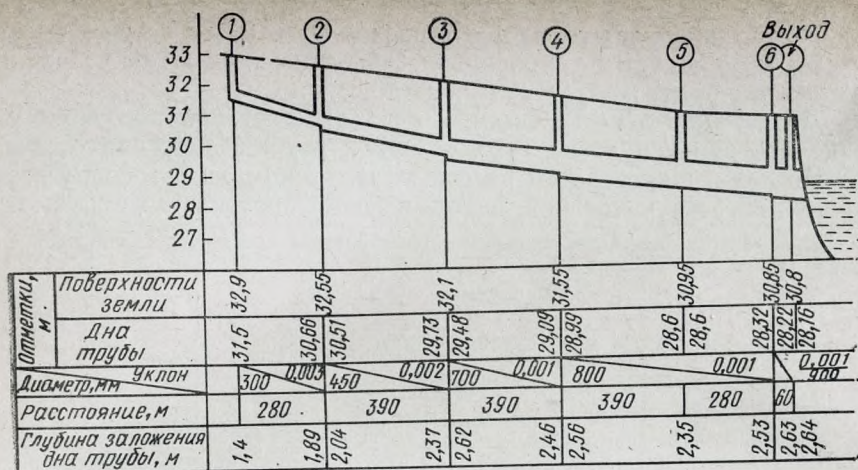


Рис. 4.8. Продольный профиль коллектора (к примеру 4.1)

со временем протока на предыдущих участках (от начала коллектора); по суммарному времени находим удельный сток, а затем и расход дождевых вод.

Результаты расчетов дождевого коллектора сводим в ведомость (табл. 4.11) и строим продольный профиль дождевого коллектора, изображенный на рис. 4.8.

#### 4.11. Расчет дождевой сети, работающей под напором

Известно, что с увеличением уклона сети ее пропускная способность значительно возрастает и сечение трубопровода может быть уменьшено. Однако это приводит к увеличению заглубления сети. Повысить пропускную способность трубопровода можно из счет использования напорного режима работы сети (рис. 4.9).

Из рисунка видно, что использование напорного режима работы коллекторов дождевой сети особенно выгодно при малых уклонах местности.

Известно, что при полном заполнении расходы, пропускаемые трубой, пропорциональны квадратному корню из уклонов, что может быть выражено формулой

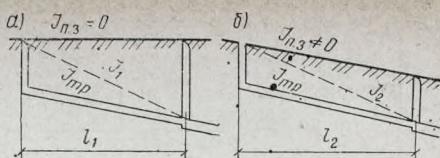
$$Q_n/Q_0 = \sqrt{(I_n/I_{тр}) + 1}, \quad (4.37)$$

где  $Q_n$  — максимальная пропускная способность при напорном режиме;  $Q_0$  — то же, при безнапорном режиме;  $I_{тр}$  — уклон дна трубы (коллектора);  $I_n$  — добавочный напорный уклон, равный  $H/l$  ( $H$  — глубина заложения шельги в верховье;  $l$  — длина коллектора).

Из формулы (4.37) видно, что наибольшее увеличение пропускной способности при напорном режиме имеет место у коротких кол-



Рис. 4.9. Расчетная схема коллектора при напорном режиме работы  
 а — при горизонтальном уклоне поверхности земли ( $I_{п.з}=0$ ); б — при  $I_{п.з} > 0$   
 (при  $I_1=I_2$   $I_1 > I_2$ )



лекторов, уложенных с большим начальным заглублением и с малыми уклонами дна трубы.

Впервые идея учета напорного режима при расчете канализационных сетей была высказана в 1933 г. Н. Н. Беловым. Наибольшее распространение при учете напорного режима движения получил метод Н. Н. Белова, при котором сеть рассчитывают, как и при самотечном режиме, но с введением поправочного коэффициента  $K_n$ , влияющего на снижение расчетного расхода, получившего название *коэффициента напорности*.

В этом случае удельные интенсивности дождя будут равны

$$q_{уд} = q K_n, \quad (4.38)$$

где  $q$  — интенсивность дождя, определяемая выше приведенными методами.

Коэффициент напорности может быть вычислен по формуле Н. Н. Белова

$$K_n = \frac{1}{\sqrt{a+1}} \left[ \frac{(a+1)^{3/2} - 1}{1,5a} \right]^n, \quad (4.39)$$

где  $a = I_n / I_{тр} = H/h$ ;  $n$  — показатель степени в зависимости от интенсивности дождя и его продолжительности;  $h$  — понижение отметки лотка трубопровода ( $h = I_{тр} l$ ).

Для практических расчетов может быть использован график (рис. 4.10), составленный Г. Г. Шигориным.

**Пример 4.2.** Определить коэффициент напорности, если в начальной точке коллектор имеет глубину заложения 1,6 м до шельги трубы и отметку земли 36 м, а в конечной точке шельга трубы у выпуска, согласно проекту, принимается 33,5 м. Длина коллектора 350 м, уклон поверхности земли равномерный.

Вычислим напорный уклон  $I_n$  и средний уклон трубы:

$$I_n = 1,6/350 = 0,0046;$$

$$I_{тр} = (36 - 1,6 - 33,5)/350 = 0,0026.$$

Откуда  $a = 0,0046/0,0026 = 1,77$ .

Далее, по графику (см. рис. 4.10) находим коэффициент напорности  $K_n = 0,73$  (при показателе степени в формуле расчетных интенсивностей  $n = 0,65$ ).

В дальнейших расчетах дождевой сети на этот коэффициент напорности следует умножать расчетные расходы каждого участка коллектора.

Имеются и другие предложения по расчету дождевой сети с учетом напорного режима (Е. Д. Швецова, Г. Л. Зака, Б. О. Ботука), которые не получили практического распространения.



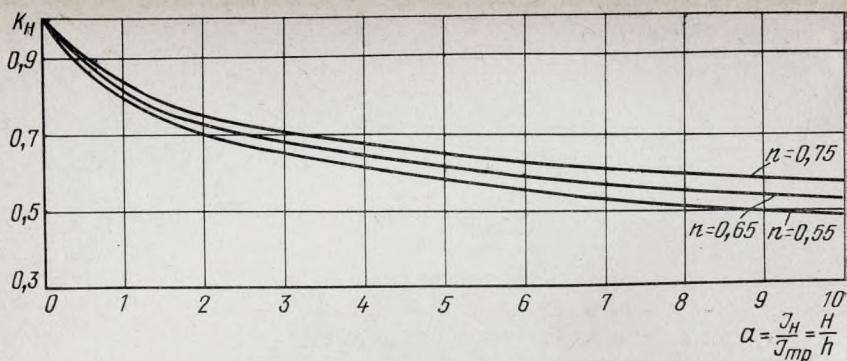


Рис. 4.10. Зависимость коэффициента напорности  $K$  от  $a = I_n / I_{тр} = H/h$

#### 4.12. Особенности конструкций дождевой сети

Для приема дождевых вод в сеть служат дождеприемники, присоединяемые к сети с помощью патрубков. Дождеприемники по конструкции могут быть без осадочной части (рис. 4.11, а) и с осадочной частью (рис. 4.11, б), что встречается реже.

Дождеприемники с осадочной частью целесообразно применять при плоском рельефе местности, при наличии слабопроточных водоемов, малоблагоустроенных территорий. В этом случае глубина осадочной части принимается 0,5—0,7 м. При такой конструкции дождеприемника предусматривается регулярная его очистка. В

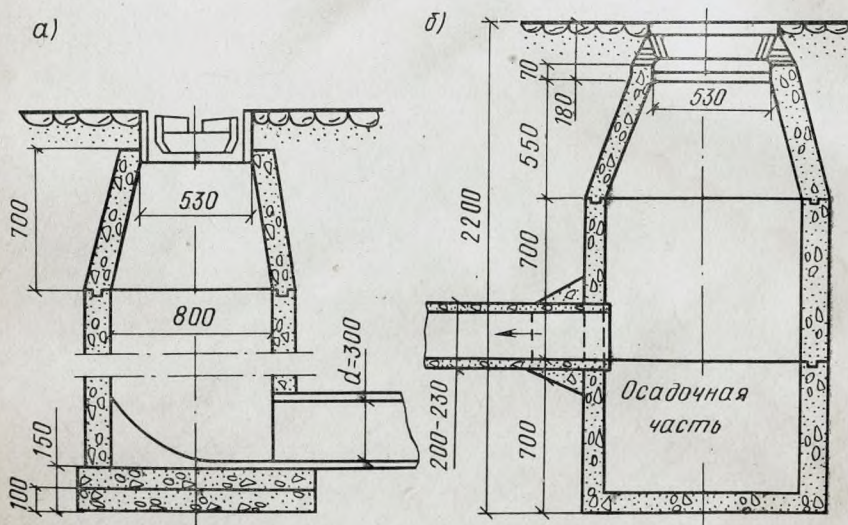


Рис. 4.11. Дождеприемники  
а — без осадочной части; б — с осадочной частью



плане дождеприемники бывают круглые диаметром не менее 0,7 м или прямоугольные размером  $0,6 \times 0,9$  м. СНиП II-32-74 рекомендует устраивать дождеприемники из железобетонных или бетонных сборных элементов. Длина присоединения (ветки) от дождеприемника до коллектора должна быть не более 25 м; при диаметре труб коллектора 600 мм и более может быть осуществлено бесколодезное присоединение ветки. В этом случае длина ветки принимается не более 15 м и уклон труб не менее 0,01. На одной ветке можно располагать два — четыре дождеприемника.

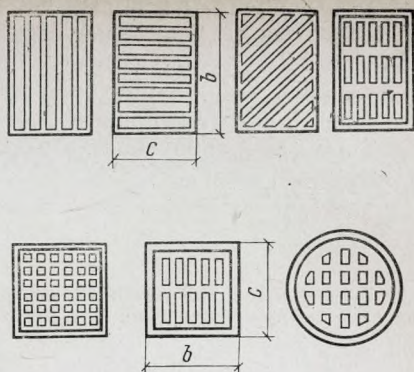


Рис. 4.12. Типы решеток для дождеприемников

При закрытой дождевой сети на территории кварталов и при ширине улиц до 30 м дождеприемники должны устанавливаться на расстоянии 50, 60, 70 или 80 м при уклоне улицы соответственно до 0,004; 0,004—0,006; 0,006—0,01 и 0,01—0,03.

У дождеприемников открытого типа в лотке мостовой у бордюрного камня предусматривается металлическая решетка, размеры которой должны соответствовать размерам открытого дождеприемника в плане. Дождеприемные решетки, применяемые в системах поверхностного водоотвода имеют различные формы и размеры (рис. 4.12).

Дождеприемные решетки, входящие в состав сооружений дождевой канализации, предназначены для отвода поверхностных вод с покрытий улиц городов, населенных пунктов, промышленных площадок.

Пропускная способность дождеприемных решеток, как показали исследования, проведенные в МАДИ, зависит от схемы расположения решеток в уличном лотке. Различают две принципиально различные схемы.

1. Установка решеток в пониженных местах. В этом случае дождеприемная решетка принимает весь объем сточных поверхностных вод, которые к ней поступают. По этой схеме дождеприемники располагают в пониженных местах пилообразного продольного профиля в городах с плоским рельефом (Ленинград, Рига) и в местах изменения знака продольного уклона улицы (в конце спуска) в городах с пересеченным рельефом.

2. Установка решеток на участках улиц с продольным уклоном одного знака (на участке затяжных подъемов и спусков). В этом случае часть потока, который поступает по лотку улицы к решетке, не принимается, проскакивает и устремляется по лотку к следующей решетке. По этой схеме работает большая часть дождеприемных решеток в городах с пересеченным рельефом.



Установленная в пониженном месте (по схеме 1) решетка московского типа характеризуется высокой пропускной способностью. При малых глубинах лотка, если выполняется соотношение  $H_0 < 1,33 (\omega_{\text{реш}}/l_{\text{реш}})$ , решетка, установленная в пониженном месте, не покрывается слоем воды и работает как водослив с широким порогом, т. е. вода поступает в дождеприемник по периметру решетки с расходом,  $\text{м}^3/\text{с}$ :

$$Q_{\text{реш}} = 1,55 l_{\text{реш}} H^{1,5}, \quad (4.40)$$

где  $l_{\text{реш}}$  — длина той части периметра решетки, на которой происходит прием потока, м;  $H$  — глубина воды в лотке перед решеткой, м.

При  $H_0 > 1,33 (\omega_{\text{реш}}/l_{\text{реш}})$ , когда решетка покрыта слоем воды и работает по схеме истечения через отверстие, расход,  $\text{м}^3/\text{с}$ , определяется по формуле

$$Q_{\text{реш}} = 2 \omega_{\text{реш}} \sqrt{H}, \quad (4.41)$$

где  $H_0 = H + (\alpha v^2/2g)$ ;  $v$  — скорость, с которой поток подходит к решетке,  $\text{м}/\text{с}$ ;  $\alpha$  — коэффициент Кориолиса;  $\omega_{\text{реш}}$  — площадь отверстий решетки,  $\text{м}^2$ .

При установке решетки по схеме 2 поток в лотке перед решеткой даже при относительно небольших уклонах ( $i \geq 0,0025$ ) является бурным и образует проскок, при этом увеличивается ширина потока перед решеткой. В таких условиях ЦНИИЭП инженерного оборудования рекомендует применять дождеприемные решетки шириной  $b=80$  см и длиной  $c=40$  см. Ширина решеток по сравнению с решеткой московского типа увеличена в два раза и соответственно в два раза сокращена длина при одинаковых размерах в плане, но пропускная способность ее на 60% больше.

При сравнении решеток (по массе — табл. 4.12; по расходу — рис. 4.13) установлено, что при ограничении пропускной способ-

Таблица 4.12. Основные характеристики дождеприемных решеток

Тип решетки	Форма	Ширина, см	Длина, см	Диаметр $d$ , см	Периметр, м		Площадь отверстий $\omega$ , $\text{м}^2$	Масса $P$ , кг	Металлоемкость $k = P/\omega$ , $\text{кг}/\text{м}^2$
					$l'_{\text{реш}} = \frac{2b+c}{4}$	$l'_{\text{реш}} = \frac{3}{4} \pi d$			
Московская	Прямоугольная	40	80	—	1,6	—	0,207	102	0,493
Одесская	»	40	80	—	1,6	—	0,187	127	0,68
Рижская	»	34	41	—	1,09	—	0,056	95	1,7
Литовская	»	38	51	—	1,27	—	0,081	110	1,36
Ленинградская I	Круглая	—	—	0,6	—	1,5	0,062	130	2,11
Ленинградская II		—	—	0,58	—	1,42	0,134	130	0,97
По ГОСТ 26008—83, тип II	Прямоугольная	80	40	—	2	—	0,187	127	0,68
По ГОСТ 26008—83, тип I		58	30	—	1,5	—	0,116	75	0,65



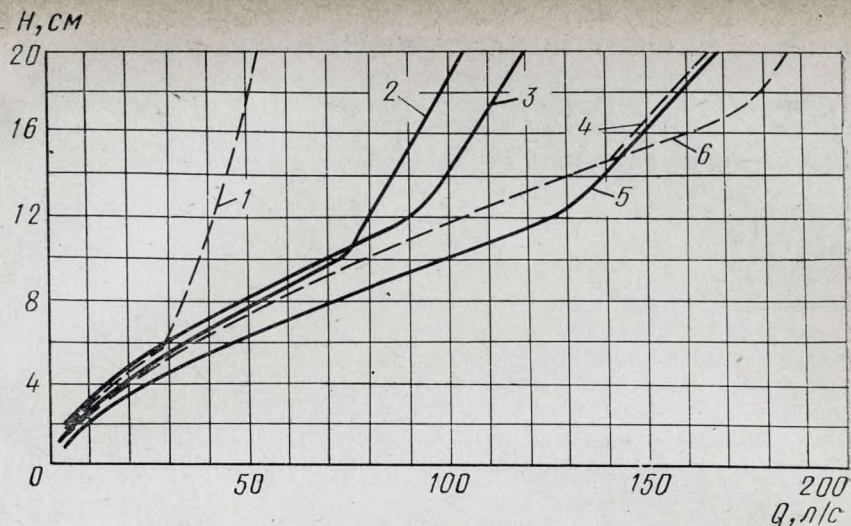


Рис. 4.13. Зависимость  $Q=f(H)$  для решеток, установленных в пониженном месте

1 — Ленинградской I; 2 — по ГОСТ 26008—83 типа I; 3 — Ленинградской II; 4 — Одесской; 5 — Московской II; 6 — Московской

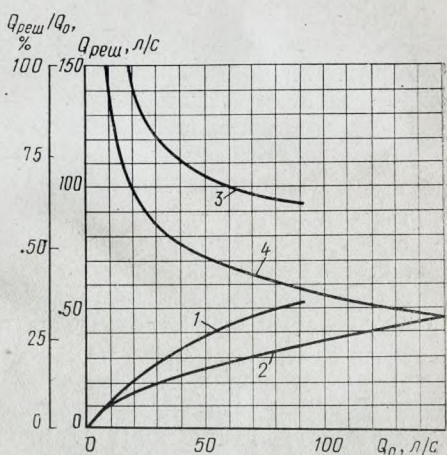


Рис. 4.14. Зависимость пропускной способности решетки (кривые 1 и 2) и отношения  $Q_{\text{реш}}/Q_0$  (кривые 3 и 4) от расхода в лотке перед решеткой  $Q_0$

1 и 3 — для решетки ГОСТ 26008—83 типа II; 2 и 4 — для Московской решетки

ности решеток (плоском рельефе местности, когда площадь водосборного бассейна дождеприемной решетки ограничена половиной ширины улицы, уклоном лотка при пилообразном продольном профиле и высотой бордюрного камня) может быть рекомендована прямоугольная решетка (ГОСТ 26008—83 тип I) шириной  $b=58$  см и длиной  $c=30$  см. В городах с пересеченным рельефом рекомендуется применять прямоугольную решетку (ГОСТ 26008—83 тип II) шириной  $b=80$  см и длиной  $c=40$  см. На рис. 4.14 дана зависимость пропускной способности решетки от расхода в лотке перед решеткой  $Q_0$ .



## ГЛАВА 5. СЕТИ ОБЩЕСПЛАВНОЙ И ПОЛУРАЗДЕЛЬНОЙ СИСТЕМ КАНАЛИЗАЦИИ

### 5.1. Особенности расчета и проектирования сетей общесплавной системы канализации

Общесплавная сеть служит для отведения сточных вод всех категорий, которые образуются в черте населенного пункта:

а) дождевых, расход которых может во много раз (20—100) превышать расход бытовых сточных вод;

б) бытовых вод от жилых, общественно-коммунальных и производственных зданий;

в) производственных сточных вод, количество которых резко колеблется в зависимости от технологии производства.

Количество дождевых вод зависит от климатических условий местности. Методика определения расчетного поверхностного стока приведена в гл. 4.

Расходы бытовых сточных вод для расчета общесплавной сети подсчитываются при коэффициенте общей неравномерности  $K_{\text{общ}} = 1$ .

Расчетный расход бытовых и производственных сточных вод с территории промышленных предприятий определяется как среднесекундный за период смены с максимальным числом работающих. Залповые сбросы производственных сточных вод нужно учитывать в расчете сети, если совпадение их с расчетным дождевым расходом может вызвать подтопление территории промпредприятия.

В период отсутствия дождей и при малом расходе производственных вод по сети протекают, главным образом, бытовые воды. При этом наполнение сети может быть незначительным, а скорости меньше, чем при полном заполнении. В этих условиях возможно отложение осадков.

Для назначения оптимальных уклонов проводят проверочные расчеты на определение скорости, которую будет иметь поток в сухую погоду (при отсутствии дождя).

При проверочном расчете на пропуск расхода в сухую погоду  $Q_{\text{сух}}$  расчетные расходы бытовых и производственных сточных вод с территории промышленных предприятий определяются так

Таблица 5.1. Минимальные скорости течения сточных вод  $v_n$  в сухую погоду в общесплавных сетях

Наполнение трубопроводов, см	$v_n$ , м/с	Наполнение трубопроводов, см	$v_n$ , м/с
10—20	0,75	61—100	1
21—30	0,8	101—150	1,3
31—40	0,9	Более 150	1,5
41—60	0,95		



же, как при расчете раздельной системы канализации (с учетом коэффициента неравномерности).

При этом для бытовых сточных вод коэффициент общей неравномерности  $K_{\text{общ}}^{\text{max}}$  принимается (см. табл. 3.2 — для расходов  $Q > 10$  л/с), а минимальные скорости течения в зависимости от наполнения трубопроводов определяют в соответствии с п. 1, гл. 1 или по табл. 5.1.

Диаметры труб общесплавной сети назначаются исходя из их полного заполнения при расчетных расходах сточных вод во время дождей. Минимальный диаметр для внутриквартальных (микрорайонных) сетей составляет 200 мм; для уличных — 250 мм (независимо от величины расчетного расхода).

Для сброса части смеси сточных вод в водоемы с целью уменьшения сечения коллекторов, стоимости насосных и очистных станций устраивают ливнеспуски.

Расчетный расход сточных вод до ливнеспуска складывается из суммы расходов бытовых  $Q_{\text{быт}}$ , производственных  $Q_{\text{произ}}$  и дождевых  $Q_{\text{д}}$  стоков; причем  $Q_{\text{быт}}$  и  $Q_{\text{произ}}$  определяются при  $K_{\text{общ}} = 1$ :

$$Q = Q_{\text{быт}} + Q_{\text{произ}} + Q_{\text{д}} = Q_{\text{сух}} + Q_{\text{д}}, \quad (5.1)$$

где  $Q_{\text{сух}}$  — расход сточных вод в сухую погоду.

Расход, отводимый через ливнеспуски на очистку и на сброс в водоемы определяется по методике, разработанной ЛНИИ АКХ, через коэффициент разбавления  $n_0$ :

расход, отводимый на очистку,

$$Q_{\text{оч}} = (n_0 + 1) Q_{\text{сух}} = (n_0 + 1) (Q_{\text{быт}} + Q_{\text{произ}}); \quad (5.2)$$

расход, сбрасываемый в водоем,

$$Q_{\text{сбр}} = Q_{\text{д}} - n_0 Q_{\text{сух}}. \quad (5.3)$$

Несбрасываемую часть дождевых вод  $Q_{\text{несбр}}$  принимают постоянной по величине на участке сети до следующего ливнеспуска

$$Q_{\text{несбр}} = n_0 Q_{\text{сух}}. \quad (5.4)$$

При поступлении сточных вод в коллектор за ливнеспуском расчетный расход составит:

$$Q = Q_{\text{несбр}} + Q_{\text{быт}} + Q_{\text{произ}} + Q_{\text{д1}}, \quad (5.5)$$

где  $Q_{\text{д1}}$  — расход дождевых вод с площадей стока, обслуживаемых участками коллектора, расположенных за ливнеспуском, определяемый при времени стока вод с этих площадей.

Расходы  $Q_{\text{быт}}$  и  $Q_{\text{произ}}$  принимаются со всей площади, с которой поступают сточные воды на рассматриваемый участок коллектора (включая площадь стока выше ливнеспуска).

Величину коэффициентов разбавления на ливнеспусках определяют расчетом в зависимости от гидрогеологической характеристики и самоочищающей способности водоемов, возможности их использования ниже ливнесброса и т. д. При отсутствии данных для расчета коэффициентов разбавления значения их можно принимать следующие:



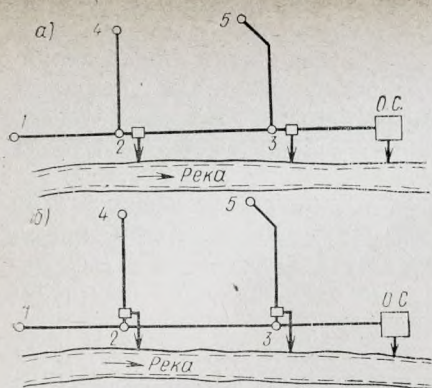


Рис. 5.1. Варианты расположения ливнеспусков

а — на главном коллекторе; б — на притоках

величину максимального расхода сточных вод, поступающих на насосные станции и очистные сооружения. Иногда при большой глубине заложения главного коллектора и высоком горизонте воды в водоеме (уровень воды в водоеме выше отметки дна коллектора) ливнеспуски устраивают на боковых протоках (рис. 5.1).

Гидравлический расчет и высотная установка общесплавной сети выполняются аналогично расчету дождевой сети (см. гл. 4), а проверка гидравлического режима работы сети в сухую погоду — как при расчете производственно-бытовой сети (см. гл. 3). Следует учитывать, что при подсчете удельного расхода бытовых сточных вод плотность населения обычно принимается по проекту планировки в красных линиях застройки, а для расчета дождевой сети применяется определение площадей стока в осях улиц, прилегающих к кварталам. Поэтому при расчете надлежит приводить значения площадей и плотности населения в соответствие, определяя соотношение между площадями в осях улиц и в красных линиях застройки и вводя коррективы. Расчет общесплавной сети обычно приводится в табличной форме.

**Пример 5.1.** Рассчитать главный коллектор и один из боковых притоков общесплавной канализации города, схема планировки и трассировки сетей которого приведена на рис. 5.2.

Исходные данные: площади стока и удельные расходы сточных вод с них приведены в табл. 5.2; коэффициент разбавления принят  $n_0=1$ ; расходы сточных вод промышленного предприятия (ПП) составляют  $Q_{\text{произ}}=6$  л/с при  $K_{\text{общ}}=1$  и  $Q_{\text{произ}}=10$  л/с при учете максимальных коэффициентов неравномерности поступления сточных вод.

Результаты расчетов сведены в табл. 5.3. Сопряжения соседних участков выполнены по шельгам (при увеличении диаметра на нижележащем участке), по дну или уровню воды в сухую погоду (при уменьшении диаметра сети после ливнеспуска).

$n_0=1...2$  — при сбросе смеси сточных вод в пределах населенного пункта в водные протоки с расходом более 10 м<sup>3</sup>/с;

$n_0=3...5$  — при расходах воды в водных протоках 5—10 м<sup>3</sup>/с и скорости течения в них не менее 0,2 м/с;

$n_0=0,5...2$  — для ливнеспусков у насосных станций в зависимости от расположения этих станций;

$n_0=0,5...1$  — для ливнеспусков, у очистных канализационных сооружений.

Ливнеспуски, как правило, располагают на главном коллекторе, что позволяет регулировать



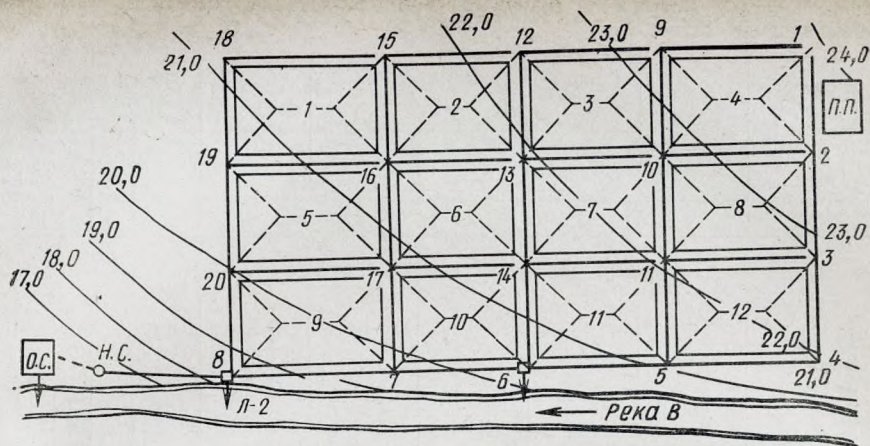


Рис. 5.2. Схема общесплавной канализационной сети города (к примеру 5.1)

Таблица 5.2. Ведомость площадей стока и расходов сточных вод

Номер площади стока	Площадь стока, га	Расходы сточных вод, л/с		Номер площади стока	Площадь стока, га	Расходы сточных вод, л/с	
		дождевых, при $I_{тр} = 0$	бытовых, при $K_{общ} = 1$			дождевых, при $I_{тр} = 0$	бытовых, при $K_{общ} = 1$
1а, в; 5а, в; 9а, в	2,73	269	1,83	3а, в; 7а, в; 11а, в	2,73	269	1,83
1б, г; 5б, г; 9б, г	5,54	546	3,72	3б, г; 7б, г; 11б, г	4,88	482	3,27
2а, в; 6а, в; 10а, в	2,73	269	1,83	4а, в; 8а, в; 12а, в	2,73	269	1,83
2б, г; 6б, г; 10б, г	4,55	448	3,05	4б, г; 8б, г; 12б, г	5,21	514	3,49

## 5.2. Особенности расчета и проектирования сетей полураздельной системы канализации

При устройстве полураздельной системы укладывают две сети труб, сооружается один или несколько главных (перехватывающих) общесплавных коллекторов. Одна сеть служит для сбора и транспортирования производственно-бытовых сточных вод, другая — для отведения дождевых вод. В местах присоединения дождевой сети к главному коллектору устраиваются разделительные камеры (аналогичные ливнеспускам общесплавной канализации), через которые при сильных дождях (ливнях) сбрасывается в водоем часть дождевых вод. При дождях малой интенсивности эти воды попадают в главный коллектор и далее вместе с бытовыми и производственными водами направляются на очистные сооружения. Таким образом, при полураздельной системе канализации не толь-



Таблица 5.3. Ведомость гидравлического расчета и высотной установки общесплавной сети

Участок	Длина участка, м	Расходы дождевых вод (при $T_{тр} = 0$ ), л/с			Скорость течения, м/с	Продолжительность протока, с	
		собственных	притоков	всего		по участку	от начала коллектора
1	2	3	4	5	6	7	8

Главный коллектор 1—4—5—6—7—8—н.с.

1—2	300	269	—	269	1,17	256	256
2—3	330	269	—	538	1,3	254	510
3—4	330	269	—	807	1,32	250	760
4—5	480	514	—	1321	1,36	353	1113
5—6	460	482	4184	5987	1,58	291	1404
6—7	440	448	—	448	1	440	1844
7—8	500	546	3854	4848	1,46	342	2186
8—н. с.	420	—	—	—	—	—	—

Приток 1—9—5

1—9	450	514	—	514	1,12	402	402
9—10	330	538	—	1052	1,48	223	625
10—11	330	538	1028	2618	1,6	206	831
11—5	330	538	1028	4184	1,83	180	1011

Продолжение табл. 5.3

Коэффициент уменьшения интенсивности $\rho$	Расчетные расходы сточных вод, л/с					Диаметр трубы, мм	Уклон
	дождевых	бытовых при $K_{общ}=1$	с территории промышленных предприятий	дождевых заливне-спуском	сумма		
9	10	11	12	13	14	15	16

Главный коллектор 1—4—5—6—7—8—н.с.

0,65	174,8	1,83	6	—	182,6	450	0,004
0,51	274,4	3,66	6	—	284,1	550	0,0038
0,41	330,9	5,49	6	—	342,4	600	0,0035
0,35	462,4	8,98	6	—	477,4	700	0,003
0,29	1736	40,68	6	—	1783	1200	0,002
0,28	125,4	71,06	6	77	279,5	600	0,002
0,25	1212	101,01	6	77	1396	1100	0,0019
—	—	125,1	6	131	256,2	500	0,004

Приток 1—9—5

0,56	287,8	3,49	—	—	291,3	600	0,0025
0,49	515,5	7,15	—	—	522,6	700	0,0035
0,4	1047	17,79	—	—	1065	900	0,003
0,38	1590	28,43	—	—	1618	1100	0,003



Падение, м	Пропуск- ная способ- ность тру- бы, л/с	Гидравлический режим в сухую погоду						
		общий коэффици- ент нерав- номерности $K_{\text{общ}}$	расходы, л/с			наполнение		ско- рость, м/с
			бытовых сточных вод	с террито- рии про- мышленных предприя- тий	сумма	$h/d$	$h$ , см	
17	18	19	20	21	22	23	24	25

## Главный коллектор 1—4—5—6—7—8—н.с.

1,2	182	3	5,49	10	15,49	0,2	9	—
1,25	302,6	3	10,98	10	20,98	0,17	9,4	0,7
1,16	366,7	2,97	16,31	10	26,31	0,19	11,4	0,72
1,44	512,1	2,8	25,14	10	35,14	0,18	12,6	0,73
0,92	1756	1,89	76,89	10	86,89	0,16	19,2	0,76
0,88	276,9	1,72	122,2	10	132,2	0,51	30,6	0,92
0,95	1357	1,6	161,6	10	171,6	0,25	27,5	0,93
1,68	245,4	1,55	193,9	10	203,9	0,75	37,5	1,29

## Приток 1—9—5

1,12	309,7	3	10,47	—	10,47	0,13	7,8	—
1,16	573,4	2,89	20,66	—	20,66	0,13	9,1	—
0,99	1001	2,41	42,87	—	42,87	0,15	13,5	0,74
0,99	1706	2,05	58,28	—	58,28	0,13	14,3	0,78

Отметки, м						Глубина заложения дна трубы, м		
поверхности земли		шелыги трубы		дна трубы		в на- чале	в конце	средняя
в начале	в конце	в начале	в конце	в начале	в конце			
26	27	28	29	30	31	32	33	34

## Главный коллектор 1—4—5—6—7—8—н.с.

23,9	23,4	22,45	21,25	22	20,8	1,9	2,6	2,25
23,4	22,8	21,25	20	20,70	19,45	2,7	3,35	3,03
22,8	21,8	20	18,84	19,4	18,24	3,4	3,56	3,48
21,8	21,05	18,84	17,4	18,14	16,7	3,66	4,35	4,01
21,05	20,4	17,40	16,48	16,2	15,28	4,85	5,12	4,99
20,4	19,4	15,77	14,89	15,17	14,29	5,23	5,11	5,17
19,4	18,5	14,89	13,94	13,79	12,84	5,61	5,66	5,64
18,5	16,5	13,24	11,56	12,74	11,06	5,76	5,44	5,64

## Приток 1—9—5

23,9	23,15	22,6	21,48	22	20,88	1,9	2,27	2,08
23,15	22,75	21,48	20,32	20,78	19,62	2,37	3,13	2,75
22,75	22,05	20,32	19,33	19,42	18,43	3,33	3,62	3,48
22,05	21,05	19,33	18,34	18,23	17,24	3,82	3,81	3,82



ко производственно-бытовые, но и большая часть дождевых вод, а также особо грязные талые воды и воды от поливки улиц отводятся на очистку.

Трассирование сетей до перехватывающего коллектора и их расчет при полураздельной системе следует производить, как и при раздельной системе (см. главы 3 и 4).

Наиболее рациональная схема начертания основных коллекторов — пересеченная с расположением главного (перехватывающего) коллектора вдоль водного протока. Трассирование сети относительно кварталов или микрорайонов следует выполнять по объёмляющим квартал линиям, пониженной грани квартала и чересквартальным способом (см. рис. 11). Количество и расположение разделительных камер обусловлено местными условиями и должно определяться технико-экономическими расчетами.

Главный коллектор рассчитывается на пропуск суммарного расхода производственно-бытовых сточных вод и расхода дождевых вод от так называемого «предельного дождя».

Под предельным дождем понимают дождь некоторой наибольшей (предельной) интенсивности, при которой еще не происходит сброса дождевых сточных вод в водоем и весь расход дождевых вод поступает в главный коллектор и далее на очистные сооружения.

Значение предельной интенсивности было получено на основании исследования динамики изменения концентрации загрязнений дождевых сточных вод при дождях различной интенсивности. Рекомендуется определять предельный расход для дождей повторяемостью 10—20 раз в году (период однократного превышения расчетной интенсивности  $P_{пр} = 0,05—0,1$  года). Это, как правило, соответствует интенсивности 7—12 л/(с·га) для дождей 20-минутной продолжительности ( $q_{20}^{пр} = 7—12$  л/(с·га)). Дождь такой интенсивности создает благоприятные условия для смыва всех загрязнений с поверхности крыш, проездов, тротуаров, и концентрация загрязнений изменяется незначительно в течение всей его продолжительности. Это характерно для всех дождей малой интенсивности, поэтому сточные воды в этом случае целесообразно направлять на очистные сооружения, а не сбрасывать прямо в водоем. При этом на очистку должно отводиться около 70% годового объема поверхностных сточных вод. При дождях большой интенсивности сточные воды сильно загрязнены только в начале дождя.

Определение расчетных расходов дождевых вод в главном коллекторе может осуществляться двумя способами.

1. Пересчетом дождевой сети на случай выпадения дождя предельной интенсивности, т. е. определяются расходы дождевых вод, скорости потока, наполнения труб на всех расчетных участках при заданных диаметрах и уклонах труб, которые были определены ранее при расчете сети на пропуск расчетного дождя при полном наполнении труб (см. гл. 4).



Расход дождевых вод при дожде предельной интенсивности определяется по формулам:

$$Q_{\text{пр.д}} = q_{\text{пр.д}} \Psi_{\text{ср}} F, \text{ л/с}; \quad (5.6)$$

$$q_{\text{пр.д}} = A_{\text{пр}}/T^n, \text{ л/(с·га)}; \quad (5.7)$$

$$A_{\text{пр}} = q_{20}^{\text{пр}} 20^n. \quad (5.8)$$

Следует учитывать, что величина  $T$  — время протока от самой удаленной точки бассейна стока до расчетного сечения — при дожде предельной интенсивности будет больше, чем при дожде расчетной интенсивности, так как увеличивается время поверхностной концентрации стока  $t_k$  и изменяется скорость течения дождевых вод в трубах (уменьшается степень наполнения труб).

Этот способ расчета является трудоемким, так как требует определения времени протока и расхода  $Q_{\text{пр.д}}$  на всех расчетных участках дежевой сети. Величина  $Q_{\text{пр.д}}$  в сечении перед разделительной камерой будет наибольшим расходом дождевых вод, поступающих в главный (перехватывающий) коллектор.

2. С помощью коэффициента разделения  $K_1$  по формуле

$$Q_{\text{пр.д}} = K_1 Q_{\text{д}}, \quad (5.9)$$

где  $Q_{\text{д}}$  — расход дождевых вод при дожде расчетной интенсивности.

Второй способ проще, так как он позволяет при известном значении  $K_1$  сразу находить расход  $Q_{\text{пр.д}}$  в любом сечении дождевой сети.

Коэффициент разделения в этом случае должен учитывать соотношение предельной и расчетной интенсивности дождей, различие во времени протока и другие факторы и определяться по формуле

$$K_1 = \left( \frac{A_{\text{пр}}}{A} \right)^{1,2} \left( \frac{t_k + T_{\text{л}} + T_{\text{тр}}}{t'_k + T'_{\text{л}} + m T_{\text{тр}}} \right)^{n'}, \quad (5.10)$$

где  $t_k$ ,  $T_{\text{л}}$ ,  $T_{\text{тр}}$  — соответственно время поверхностной концентрации, продолжительность протока сточных вод по лоткам и трубам при дожде расчетной интенсивности;  $t'_k$ ,  $T'_{\text{л}}$  — то же, при дожде предельной интенсивности;  $m$  — коэффициент, учитывающий увеличение времени протока по сети во время предельного дождя по сравнению с расчетным.

Величина  $m$  не зависит от диаметра, уклона, пропускной способности трубы и может быть найдена из графика или таблиц [10, 12], характеризующих зависимость относительных расходов и скоростей от степени заполнения или непосредственно из таблиц гидравлического расчета канализационных сетей. Коэффициент  $m$  зависит только от величины относительного расхода и наполнения трубы ( $h/D$ ). Поскольку при  $Q_{\text{д}}$  принимается  $h/D=1$ , то величина  $m$  будет зависеть только от соотношения расходов  $Q_{\text{пр.д}}$  и  $Q_{\text{д}}$ , т.е.  $m=f(K_1)$ . Вычислять значение  $K_1$  непосредственно по формуле (5.10) трудно, так как это уравнение приходится решать методом последовательных приближений, поэтому для облегчения расчетов составлена номограмма [3], позволяющая с приемлемой для практики точностью легко находить величину  $K_1$  при заданных пара-



$$A/A_p = q_{20}/q_{20(p)} \\ \text{или } 1 + C \cdot \lg P$$

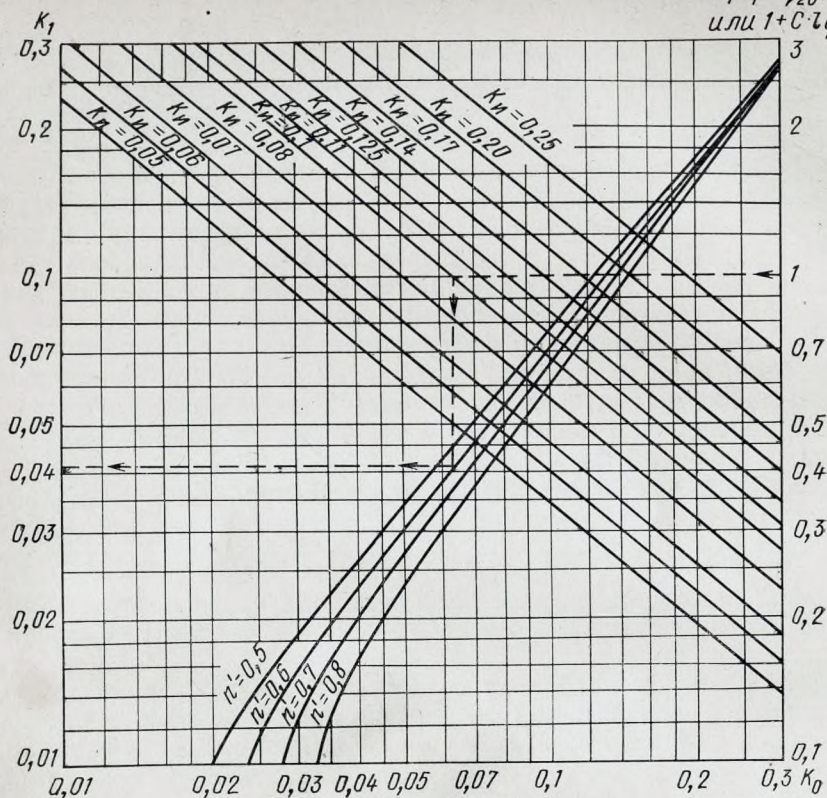


Рис. 5.3. Номограмма для определения коэффициента разделения  $K_1$

метрах предельной и расчетной интенсивности дождей (рис. 5.3);  $K_n = q_{20}^n / q_{20}$  и  $A/A_{p=1} = q_{20}/q_{20(p)}$  соответствуют дождям с периодами однократного превышения  $p=1$  год, а также расчетному дождю.

Номограммой следует пользоваться следующим образом. Находим соответствующее значение  $q_{20}/q_{20(p)}$  или при  $1 + C \lg P$  в правой части номограммы и проводим параллельную оси абсцисс линию до пересечения с линией заданного значения  $K_n$ . Далее, параллельно оси ординат опускаем перпендикуляр до пересечения с линией, соответствующей заданному значению  $n'$  и на оси ординат в левой части номограммы получаем значение  $K_1$ . Например, при  $n'=0,6$ ;  $1 + C \lg P = 1$  получим  $K_1 = 0,041$  (см. пунктирную линию на рис. 5.3). Соотношение между коэффициентом разделения  $K_1$  и коэффициентом разбавления  $n_0$  (общесплавная система) в соответствии с формулами (5.4) и (5.9) определяется зависимостью

$$K_1/n_0 = Q_{\text{сух}}/Q_{\text{д}}. \quad (5.11)$$

Одним из основных условий при расчете главного коллектора полураздельной системы канализации является предотвращение



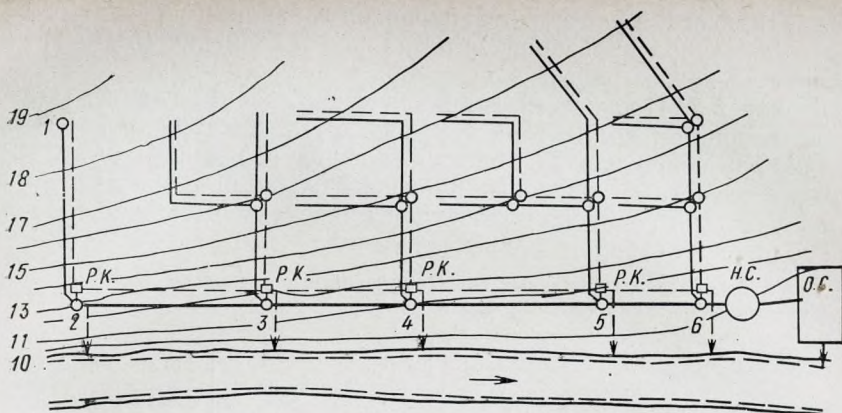


Рис. 5.4. Полураздельная система канализации (к примеру 5.2)

——— производственно-бытовая сеть; - - - - - дождевая сеть

переполнения и подпора в сети, способных вызвать перелив смеси сточных вод в сбросной трубопровод разделительных камер. Поэтому не рекомендуется присоединять дождеприемники и притоки внутриквартальной дождевой сети непосредственно к главному коллектору без пропуска дождевого стока через разделительные камеры, а рядом с главным коллектором следует прокладывать дождевую сеть (рис. 5.4) для сбора и отведения дождевых вод с площадей стока, прилегающих к главному коллектору.

Расчет главного коллектора должен производиться на суммарный расход производственно-бытовых сточных вод и дождевых вод от дождя предельной интенсивности  $Q_{пр.д.}$ . При этом в отличие от расчета общесплавной системы расход производственно-бытовых сточных вод принимается с учетом коэффициентов неравномерности, т. е. вычисляются максимальные секундные расходы, а за расход дождевых сточных вод принимается постоянный сосредоточенный расход от дождя предельной интенсивности, поступающий в главный коллектор в точках присоединения разделительных камер. Это обусловлено тем, что дожди малой интенсивности, к которым относятся и дожди предельной интенсивности, как правило, имеют большую продолжительность, в среднем 6—8 ч для центральной части Европейской территории СССР и Западной Сибири, которая может превышать время протока от самой удаленной точки до очистных сооружений. В этом случае на очистные сооружения будет поступать суммарный расход дождевых вод, поступивших в главный коллектор через все разделительные камеры.

Кроме того, при большой продолжительности дождей предельной интенсивности значительно увеличивается вероятность совпадения времени поступления дождевых вод в главный коллектор с временем максимального водоотведения бытовых и производственных сточных вод.



Гидравлический расчет трубопроводов главного (перехватывающего) коллектора производится на полное заполнение ( $h/D=1$ ) и проверяется режим работы коллектора в сухую погоду.

**Пример 5.2.** Произвести гидравлический расчет главного (перехватывающего) коллектора (см. рис. 5.4). Расходы дождей вод при расчетном дожде в сечениях перед разделительными камерами и расчетные расходы производственно-бытовых сточных вод на участках главного коллектора приведены в табл. 5.4. Глубина заложения главного коллектора в точке 2—1,5 м.

Таблица 5.4. Расходы дождей вод  $Q_d$  и расчетные расходы производственно-бытовых сточных вод

Номер		$Q_d$ , л/с	Расчетный расход производственно-бытовых сточных вод, л/с
разделительной камеры	участка		
2	2—3	44,5	31,33
3	3—4	304,5	120,33
4	4—5	219,5	314,2
5	5—6	652,2	409,12
6	6—н. с.	413,5	540,5

Результаты расчетов приведены в табл. 5.5. Первоначально ведомость гидравлического расчета заполняется данными плана сети и материалами предварительных расчетов (гр. 1, 2, 6, 8, 17, 18), а также проставляется начальная глубина заложения (гр. 23) для точки 2. Далее по номограмме (см. рис. 5.3) находится коэффициент разделения, определяются предельные расходы дождей вод и расчетные расходы сточных вод в главном коллекторе (гр. 3, 4, 5, 7).

Для пропуска расчетного расхода при полном заполнении труб ( $h/D=1$ ) с допустимыми в соответствии со СНиП II-32-74 скоростями (гр. 13) по таблицам ([10] или [12]) выбирают уклон и диаметр труб (гр. 9, 11) с таким расчетом, чтобы пропускная способность труб, взятая по таблицам (гр. 12), не отличалась от суммарного расчетного расхода (гр. 7) более чем на 10%. При назначении уклона труб следует стремиться к минимально возможной глубине заложения сети, что уменьшает стоимость строительства; при плоском рельефе следует назначать минимальные уклоны.

Для выбранного диаметра и уклона трубы проверяется гидравлический режим работы сети в сухую погоду, заполняются гр. 14, 15, 16 при расчетных расходах бытовых и производственных сточных вод  $Q_{сух}$  (гр. 6). Если величина заполнения и скорость потока при  $Q_{сух}$  соответствуют требованиям СНиП II-32-74, значит диаметр и уклон труб выбраны правильно. Если же скорость потока в сухую погоду получилась меньше допустимой, следует увеличить уклон.

По выбранному уклону и длине участка определяется падение отметок дна труб на расчетном участке (гр. 10). Далее заполняются гр. 19, 20, 21, 22, 24 и 25. Сопряжение труб на соседних рас-



Таблица 5.5. Ведомость гидравлического расчета и высотного положения главного (перехватывающего) коллектора полураздельной сети

Номер участка	Расчетный расход дождевых вод перед разделительной камерой в начале участка, л/с	Коэффициент разделения	Предельный расход дождевых вод, л/с		Расчетный расход производственно-бытовых сточных вод, л/с	Суммарный расчетный расход сточных вод в главном коллекторе, л/с	Длина участка, м	Уклон трубы	Падение, м	Диаметр труб, мм
			на участке	от начала главного коллектора						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2—3	44,5	0,25	11,12	11,12	31,33	42,45	740	0,003	2,22	300
3—4	304,5	0,25	76,12	87,24	120,33	207,57	480	0,002	0,96	550
4—5	219,5	0,25	54,88	142,12	314,2	456,32	760	0,0016	1,22	800
5—6	652,2	0,25	163,05	305,17	409,12	714,29	260	0,0016	0,35	900
6—	413,53	0,25	103,38	408,55	540,5	949,05	50	0,0016	0,08	1000
н. с.										

Продолжение табл. 5.5

Пропускная способ- ность трубы (по таб- лицам), л/с	Скорость, м/с, теле- ния сточных вод	Гидравличе- ский режим в сухую погоду			Отметки, м						Глубина заложения дна трубы, м		
		наполне- ние		скорость, м/с	поверхности земли		шелыги трубы		дна трубы		в начале	в конце	средняя
		h/d	h, м		в на- чале	в кон- це	в на- чале	в кон- це	в на- чале	в кон- це			
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
49,8	0,7	0,57	0,17	0,74	13	11,6	11,8	9,58	11,5	9,28	1,5	2,32	1,91
204,3	0,86	0,55	0,3	0,9	11,6	11	9,58	8,62	9,03	8,07	2,57	2,93	2,75
496,2	0,99	0,58	0,46	1,05	11	10,8	8,62	7,4	7,82	6,6	3,18	4,2	3,69
679,9	1,07	0,56	0,5	1,12	10,8	10,5	7,4	7,05	6,5	6,15	4,3	4,35	4,32
897,6	1,14	0,56	0,56	1,2	10,5	10	4,66	4,58	3,66	3,58	6,84	6,34	6,59

четных участках производится «шелыга в шелыгу». При этом расчетом следует проверить, чтобы в сухую погоду не возникало подпоров в сети.

### 5.3. Основные показатели работы ливнеспусков и разделительных камер

Через ливнеспуски на общесплавных сетях и разделительные камеры на дождевых сетях полураздельной системы канализации осуществляется сброс части сточных вод в водоемы с целью уменьшения сечений коллекторов, снижения мощности насосных станций и очистных сооружений. При этом водоем, конечно, будет загрязняться различными веществами, находящимися в сточных водах. Режим работы ливнеспусков должен приниматься с учетом санитарных и технико-экономических показателей и в основном он будет определяться принятыми значениями коэффициентов разбавления  $n_0$  и разделения  $K_1$ .



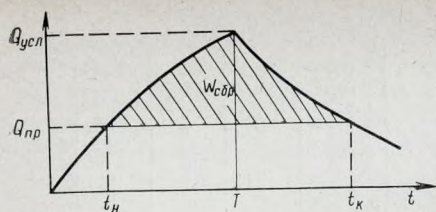


Рис. 5.5. Гидрограф условного дождя для определения объемов сброса

В зарубежной практике предельный расход дождевых вод, который не подлежит сбросу через ливнеспуски и разделительные камеры, принимается в объеме 8—10% удельного стока (при  $T_{тр}=0$ ).

Для санитарной оценки работы ливнеспусков, разделительных камер и в целом для системы водоотведения основными показателями являются: а) средняя частота сброса в водоемы в течение года

$S_{пр}$ ; б) средняя годовая суммарная продолжительность сброса  $T_{сбр}$ ; в) средние годовые объемы сброса  $W_{сбр}$ ,  $W_{хоз}$  сточных вод в водоемы. Эти показатели для ливнеспусков были предложены в 1940 г. Н. Н. Беловым. Интенсивность дождей  $q_p$ , через которые выражаются расчетные расходы в коллекторах, согласно формулы (4.10), зависят от суточного слоя осадков  $H_p$  с соответствующим периодом превышения  $P$  лет. Все расходы от дождей, повторяющихся чаще дождя предельной интенсивности (с периодом превышения  $P_{пр}$ ), отводятся на очистные сооружения без сброса. Сброс через ливнеспуски будет производиться, согласно (4.14), только от дождей с суточными осадками  $H_p > H_{пр}$ , повторяющихся реже дождя предельной интенсивности.

Эти показатели ( $S_{пр}$ ,  $T_{сбр}$ ,  $W_{сбр}$ ) были получены исходя из условного дождя, дающего средний сброс; гидрограф стока (изменения расхода во времени) в сечении перед ливнеспуском (или разделительной камерой) был принят для дождя с максимумом интенсивности выпадения в начальный период (рис. 5.5).

Н. Н. Беловым получено соотношение между периодом однократного превышения условного дождя, дающего средний сброс, и периодом превышения  $P_{пр}$  предельного, не создающего сброс дождя:

$$P_{усл} = 3,2 P_{пр}. \quad (5.12)$$

С учетом этого соотношения и зависимости (4.12) ЛНИИ АКХ предлагается значения  $S_{пр}$  и  $T_{сбр}$  определять по следующим формулам, при этом для разделительных камер вместо соотношения  $n_0/S$  следует брать коэффициент разделения  $K_1$  в соответствии с формулой (5.11):

$$S_{пр} = [(n_0/S)^{0,833} (1 + C \lg P_p) (1 - \tau) + \tau]^{-3}. \quad (5.13)$$

$$T_{сбр} = S_{пр} T_p [1,47 - \tau \sqrt[3]{S_{пр}} / (1 - \tau \sqrt[3]{S_{пр}})]^{0,5}, \quad (5.14)$$

где  $S = Q_g/Q_{сух}$  — отношение расчетного расхода дождевых вод к расчетному расходу в сухую погоду;  $P_p$  — принятый для расчета сети период однократного превышения расчетной интенсивности дождя;  $\tau$  — параметр, который для средних условий европейской части СССР может быть принят равным 0,2 или определен по среднему многолетнему числу дождей  $m$  в год;  $T_p$  — расчетное время протока до ливнеспуска, мин.



Вместо слагаемого  $(1 + C \lg P_p)$  в формуле (5.13) можно принимать  $q_{20}/q_{20p}$  — соотношение между интенсивностями дождей 20-минутной продолжительности при  $P=1$  и с заданным расчетным периодом однократного превышения  $P_p$ .

$m$	240	170	125	95	72	57	45	37
$\tau$	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,3

Средний годовой объем сброса  $W_{сбр}$  определяется по формулам:

для ливнеспусков

$$W_{сбр} = 60 n_0 Q_{сух} T_p K'', \text{ м}^3; \quad (5.15)$$

для разделительных камер

$$W_{сбр} = 60 K_1 Q_d T_p K'', \text{ м}^3. \quad (5.16)$$

Средний годовой объем производственно-бытовых сточных вод, поступающих в водоемы через ливнеспуски, может быть определен по формуле

$$W_{хоз} = 60 Q_{сух} T_p K_x. \quad (5.17)$$

Коэффициенты  $K''$ ,  $K_x$  зависят от  $S_{пр}$ :

$S_{пр}$	2	4	7	10	15	20	25	30	40	50
$K''$	0,07	0,15	0,29	0,47	0,79	1,19	1,72	2,3	3,82	5,74
$K_x$	0,027	0,059	0,113	0,177	0,287	0,416	0,581	0,748	1,15	1,58

А. М. Курганов предложил метод [8] определения объема сброса дождевых вод исходя из среднесуточных слоев осадков предельных  $H_{пр}$  и условных  $H_{усл}$  дождей ( $H_{усл} > H_{пр}$ ).

**Пример 5.3.** Определить число периодов работы ливнеспуска, продолжительность и объемы сброса сточных вод в водоем в течение года при следующих исходных данных: расчетный расход дождевых вод перед камерой  $Q_d = 0,8 \text{ м}^3/\text{с}$  при продолжительности протока  $T_p = 40 \text{ мин}$ ,  $P_p = 1 \text{ год}$ ,  $C = 0,85$ ,  $\tau = 0,2$ ,  $n = 0,67$ , расход сточных вод в сухую погоду  $Q_{сух} = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}$ , коэффициент разбавления  $n_0 = 1$ .

По формулам (5.13) — (5.15) и (5.17) получим:

$$S_{пр} = \left[ \left( \frac{1 \cdot 0,8}{0,1} \right)^{0,833} (1 + 0,85 \cdot \lg 1) (1 - 0,2) + 0,2 \right]^{-3} = 25;$$

$$T_{сбр} = 25 \cdot 40 \left[ \left( 1,47 - 0,2 \sqrt[3]{25} \right) \left( 1 - 0,2 \sqrt[3]{25} \right) \right]^{0,5} = 1459 \text{ мин};$$

$$W_{сбр} = 60 \cdot 1 \cdot 0,1 \cdot 40 \cdot 1,72 = 412 \text{ м}^3,$$

$$W_{хоз} = 60 \cdot 0,1 \cdot 40 \cdot 0,581 = 140 \text{ м}^3.$$

**Пример 5.4.** Определить число периодов работы разделительной камеры, а также продолжительность и объем сброса дождевых вод в водоем через разделительную камеру при коэффициенте разделения  $K_1 = 0,1$  и расчетных параметрах дождя, приведенных в примере 5.3.



По формулам (5.13)—(5.16) вместо  $n_0/S$  по формуле (5.13) принимаем  $K_1$  и получим:

$$S_{\text{пр}} = [0,1^{0,833} (1 - 0,2) + 0,2]^{-3} = 31 \text{ раз в году};$$

$$T_{\text{сбр}} = 25 \cdot 40 \left[ \left( (1,47 - 0,2 \sqrt[3]{31}) / (1 - 0,2 \sqrt[3]{31}) \right) \right]^{0,5} = 1503 \text{ мин};$$

$$W_{\text{сбр}} = 60 \cdot 0,1 \cdot 0,8 \cdot 40 \cdot 2,45 = 471 \text{ м}^3.$$

## ГЛАВА 6. СООРУЖЕНИЯ НА КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СЕТЯХ

### 6.1. Назначение и область применения сооружений на сетях

Одним из основных конструктивных элементов канализационных сетей являются колодцы, камеры или шахты (на коллекторах глубокого заложения), которые устраивают в местах присоединения, изменения диаметров труб, глубины заложения, уклонов трубопроводов, а также на прямолинейных участках сети на расстоянии 35—300 м зависимости от диаметра трубопровода. Различают линейные, узловые, поворотные, контрольные, промывные и другие колодцы, через которые наблюдают за работой сети и ликвидируют засорения.

На дождевых и общесплавных сетях устраивают колодцы для приема дождевых вод с поверхностей крыш, улиц и площадей, называемые дождеприемниками.

К сооружениям на канализационных сетях также относятся: *перепады* — в местах изменения глубины заложения сети или подключения притоков к коллекторам глубокого заложения; *дюкеры и самотечные переходы* — при пересечении рек, оврагов, инженерных сооружений и коммуникаций; *ливнеспуски* и *разделительные камеры* — на сетях общесплавной и полураздельной систем канализации для регулирования расходов сточных вод, направленных на очистку и сброс в водоемы; *регулирующие резервуары* — для уменьшения расхода сточных вод (как правило, дождевых) ниже резервуара; *сливные станции и пункты* — для приема сточных вод (нечистот) от неканализованных районов или близкорасположенных поселков с доставкой нечистот ассенизационными машинами; *насосные станции* (главные, районные, подкачки и др.) — для подачи сточных вод, поступающих по самотечным трубопроводам на более высокие отметки; *выпуски сточных вод*.

В отдельных случаях могут применяться и другие сооружения специального назначения (камеры для приема снега, устройства для вентиляции и т. д.). Некоторые сооружения (перепады, дюкеры, ливнеспуски, разделительные камеры и др.) требуют специального гидравлического расчета.



## 6.2. Колодцы различного назначения

В плане колодцы могут иметь круглую и прямоугольную форму. Размеры колодцев или камер бытовой и производственной канализации принимают в зависимости от наибольшего диаметра трубы  $d$ : на трубопроводах диаметром до 0,7 м в плане длина составляет 1 м, ширина  $d+0,4$  м, но не менее 1 м; на трубопроводах диаметром 0,7 м и более — длина  $d+0,4$  м, ширина  $d+0,5$  м.

Диаметры круглых колодцев принимают.

На трубопроводах диаметром:

до 0,6 м	1 м
» 0,7 »	1,25 »
» 0,8 »	1,5 »
» 1,2 »	2 »

На дождевой канализационной сети на трубах диаметром до 600 мм включительно колодцы устраивают круглыми или прямоугольными с лотковой частью длиной 1 м и шириной, равной диаметру наибольшей трубы.

Колодец, имеющий внутренний диаметр рабочей части, равный 1 м, показан на рис. 6.1. Обычно колодцы этого типа устраивают из стандартных железобетонных элементов. В случае мелкого заложения сети (до 1,2 м) допускается устройство колодцев диаметром 0,7 м.

Поворотные колодцы устраивают при изменении направления трассы трубопровода. Следует помнить, что при повороте потока на некоторый угол возникает дополнительное гидравлическое сопротивление, величина которого тем больше, чем меньше радиус поворота и больше угол поворота. Учитывая это, при проектировании необходимо предусматривать, чтобы угол между присоединяемой и отводящей трубами был не менее  $90^\circ$ , а радиус кривизны — от 1 до 5 диаметров трубы. Поворот лотка в колодце начинают на расстоянии половины диаметра трубы от стенок колодца.

В точках соединения двух или более линий устраивают *узловые* колодцы (рис. 6.2). При сопряжении крупных коллекторов узловые колодцы часто называют камерами, так как нижняя часть их обычно имеет большие размеры и является не стандартной.

Между присоединяемой трубой и отводящей допускается угол любой величины в случае присоединения боковых линий путем устройства перепада со стояком, а также при присоединении дождеприемников с перепадом.

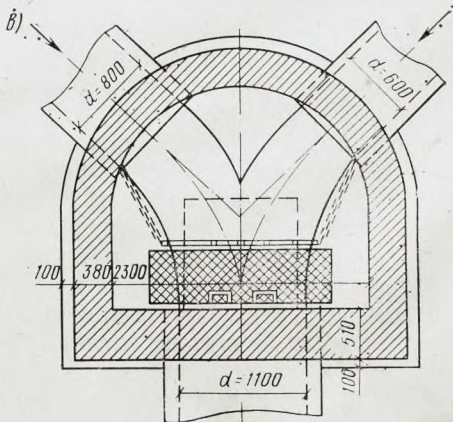
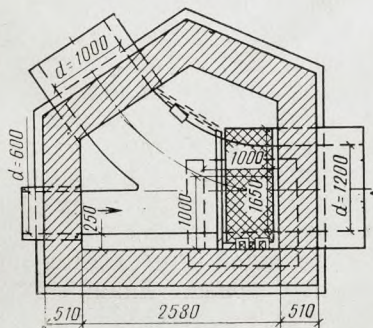
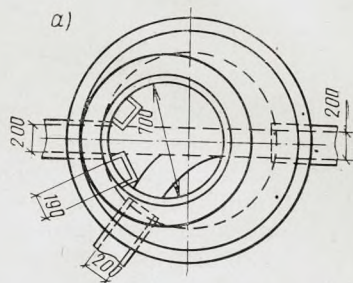
Конструкция смотровых прямоугольных колодцев зависит не только от диаметра трубопровода, но также и от глубины заложения коллектора, от наличия грунтовых вод и геологических условий на трассе коллектора.

Проектными организациями разработаны типовые проекты на колодцы различного назначения.

За последние годы в практике строительства канализационных сетей все большее распространение стали получать прямоугольные колодцы и камеры из сборного железобетона для труб диаметром



1 — основание; 2 — труба; 3 — лоток; 4 — железобетонные кольца КС-10; 5 — скобы; 6 — плита перекрытия ПП-10; 7 — железобетонные кольца КС-7; 8 — кольца опорные КО-7; 9 — деревянная крышка; 10 — люк



*a* — из стандартных железобетонных элементов; *б, в* — кирпичные или из монолитного бетона

При уровне грунтовых вод выше дна колодца предусматривают гидроизоляцию для исключения проникновения грунтовых вод в



канализационную сеть (инфильтрация). При наличии агрессивных сред предусматривается антикоррозионная изоляция.

В прошлом большое распространение имели кирпичные колодцы, которые выкладывали на трассе коллекторов. Они долговечны, но сооружение их связано с большой затратой ручного труда.

### 6.3. Перепады

Перепадные колодцы (перепады) служат для транспортирования сточных вод от вышерасположенной канализационной сети малого заложения в глубоководные коллекторы.

Канализационные перепады на тоннельных коллекторах (построенные методом щитовой проходки) устраиваются, как правило, в шахтах, используемых во время строительства тоннелей для спуска людей, оборудования и подъема грунта.

В ряде случаев, когда размещение шахты в месте подключения сети малого заложения не обязательно по технологии производства работ, для устройства перепада бурят скважины с подключением их к щелье глубоководного коллектора.

Канализационные перепады могут быть устроены на любой из систем канализации: раздельной, общесплавной, полураздельной. В них могут подаваться как очищенные, так и неочищенные сточные воды.

По конструкции канализационные перепады (рис. 6.4) можно разделить на следующие основные типы.

1. Перепады с водосливом практического профиля и водобойным колодцем в нижнем бьефе (рис. 6.4, а). Эти конструкции рекомендуется применять при высоте перепада до 3 м.

2. Трубчатые перепады:

со стояком и прямоугольным водобойным колодцем (рис. 6.4, б);  
со стояком и прямоугольным водобойным колодцем, устраиваемым на коллекторе (рис. 6.4, в); применяется в тех случаях,

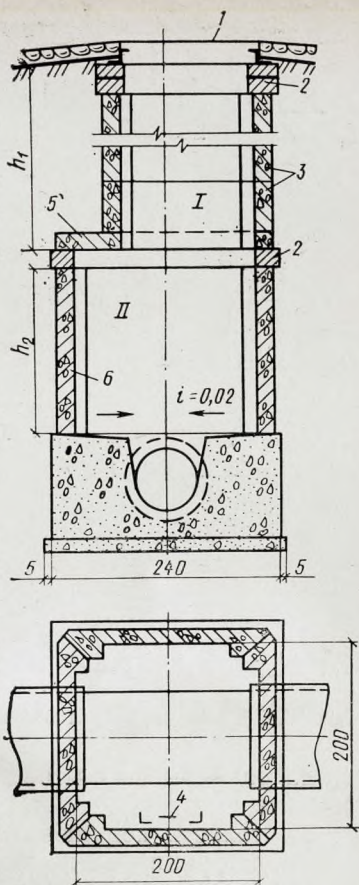


Рис. 6.3. Колодец прямоугольного сечения для коллекторов диаметром 700—1500 мм  
I — горловина; II — рабочая часть;  
1 — люк; 2 — кирпичная кладка или опорные железобетонные кольца;  
3 — стеновые кольца; 4 — лестница;  
5 — плита перекрытия; 6 — стеновые панели



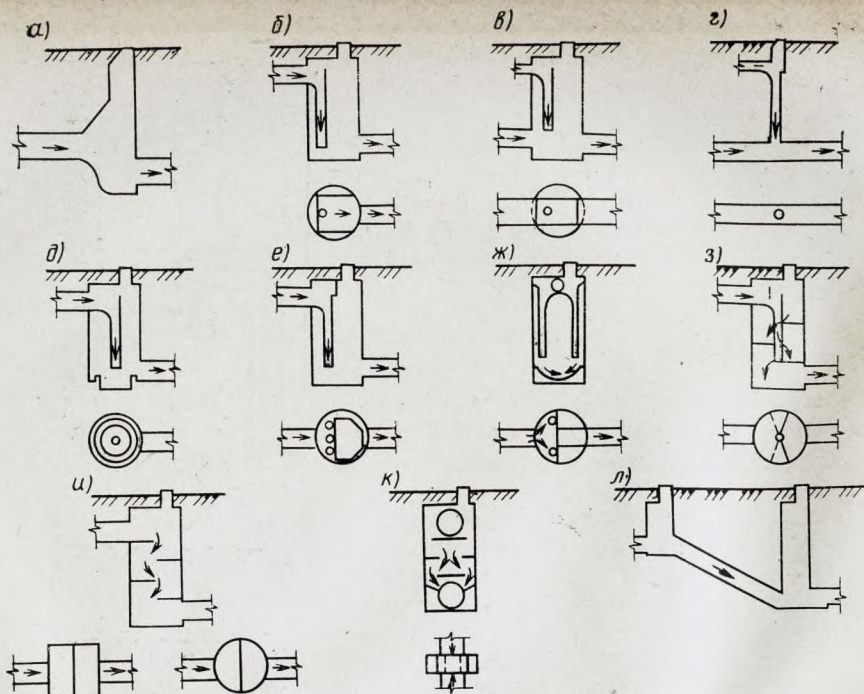


Рис. 6.4. Типы канализационных перепадов

когда размеры шахты не достаточны для размещения водобоя на банкете;

со стояком, подключенным к шельге коллектора (рис. 6.4,з); эти конструкции очень экономичны при строительстве, но позволяют сбрасывать относительно небольшие расходы и неудобны в эксплуатации, так как сложно произвести их осмотр;

со стояком и цилиндрическим водобойным колодцем (рис. 6.4,д);

с несколькими стояками и прямоугольным водобойным колодцем (рис. 6.4,е); эта конструкция применяется, как правило, при расчетных расходах жидкости больших, чем может пропустить один стояк;

со стояками и водобойным колодцем с гашением энергии падающей жидкости при соударении потоков (рис. 6.4,ж); эта конструкция канализационного перепада позволяет добиться высокого коэффициента гашения энергии падающей жидкости, его применение возможно при числе стояков не менее двух.

3. Перепады с отбойно-водосливными стенками (рис. 6.4,з).

4. Шахтные многоступенчатые перепады различных конструкций (рис. 6.4,и, к). В этих перепадах гашение энергии падающей жидкости осуществляется на каждой из ступеней. Однако это не исключает в ряде случаев необходимости устройства в нижнем



бьефе водобойного колодца. Конструкции имеют высокий коэффициент гашения энергии, но в ряде случаев затруднены их осмотр и ремонт.

5. Быстротоки (рис. 6.4, л) должны применяться с учетом особенностей эксплуатации канализационной сети и состава сточных вод.

Исследование перепадов для канализационных коллекторов глубокого заложения, по результатам которых разработаны методики гидравлического расчета различных конструкций, проводилось в Московском, Ленинградском, Горьковском, Одесском инженерно-строительных институтах и в других организациях под руководством и участием Н. Ф. Федорова, Ю. Д. Шутова, А. Н. Сорокина, В. И. Калицуна, П. П. Крупнова, В. Н. Козина, В. М. Васильева и др.

Применение той или иной конструкции должно обосновываться технико-экономическим сравнением вариантов.

**Трубчатые перепады большой высоты.** Размеры основных конструктивных элементов трубчатых перепадов (стояков, водобойных колодцев) определяются при их гидравлическом расчете (рис. 6.5).

В зависимости от величины расхода различают три основных вида движения жидкости в стояках трубчатых канализационных перепадов: безнапорный (расчетный) — степень заполнения  $K$  сечений стояка жидкостью по всей высоте меньше единицы ( $K < 1$ ); напорный — полное заполнение стояка жидкостью по всей высоте ( $K = 1$ ); переходный ( $K \leq 1$ , а  $K = 1$  только в верхней части стояка).

Жидкость, стекая с водосливной воронки и двигаясь по стояку под действием сил тяжести, сил вязкостного трения и кариолисовых сил, приобретает кольцевую форму течения. Переходное движение сопровождается пульсацией потока, вибрацией стояков. Поэтому расчетным для проектирования трубчатых канализационных перепадов должен быть безнапорный вид движения.

В соответствии с проведенными в ЛИСИ, Одесском инженерно-строительном институте и другими исследованиями пропускную способность одного стояка трубчатого перепада (см. рис. 6.5) следует определять по формуле

$$Q = A D^{2,5}. \quad (6.1)$$

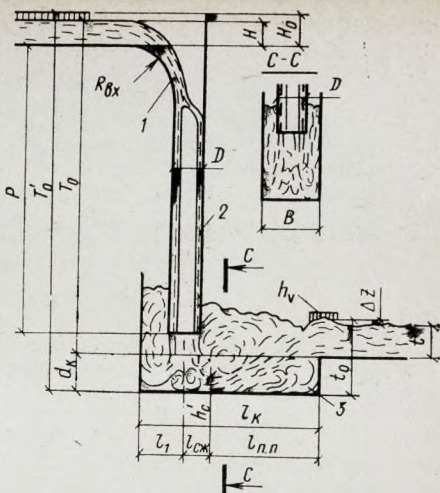


Рис. 6.5. Гидравлическая схема к расчету трубчатого канализационного перепада

1 — входная воронка; 2 — стояк; 3 — водобойный колодец в нижнем бьефе



Параметр  $A$  может определяться по табл. 6.1 или по зависимости:

$$A = 0,61 \sqrt{g \left( \frac{R_{\text{вх}}}{D} + 1,5 \right)}, \quad (6.2)$$

где  $R_{\text{вх}}$  — радиус входной воронки, м;  $D$  — диаметр стояка, м;  $Q$  — пропускная способность стояка, м<sup>3</sup>/с;  $g$  — ускорение свободного падения.

Диаметры стояков при известных расчетных расходах, поступающих на перепады, можно определять по формулам:

$$D = A_1 Q^{0,4}; \quad (6.3)$$

$$A_1 = A^{-0,4}. \quad (6.4)$$

Таблица 6.1. Значения параметров  $A$  и  $A_1$  для определения пропускной способности стояков или их диаметров при различных радиусах закругления входной воронки

$R_{\text{вх}} / D$	$A$	$A_1$
Менее 1	2,35	0,71
1	3	0,64
3	4	0,574

Для проектирования трубчатых перепадов необходимо знать среднюю скорость на выходе из стояка, которая может быть определена по формуле

$$v = \varphi \sqrt{2gT_0}, \quad (6.5)$$

где  $T_0$  — высота перепада с учетом глубины потока и скоростного напора на подходе к перепаду, м.

Коэффициент скорости  $\varphi$  в данном случае характеризует сопротивление, возникающие при движении жидкости по стояку.

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta}}, \quad (6.6)$$

где  $\Sigma \zeta$  — суммарный коэффициент сопротивления.

$$\Sigma \zeta = \Sigma \zeta_{\text{м}} + \zeta_p, \quad (6.7)$$

где  $\zeta_{\text{м}}$  — коэффициент местного сопротивления;  $\zeta_p$  — коэффициент сопротивления по высоте стояка.

Местные сопротивления в трубчатых канализационных перепадах большой высоты зависят в основном от конструкции входной воронки.

При плавном закруглении входной воронки можно считать, что местные сопротивления значительно меньше сопротивлений по длине стояка, и принимать

$$\Sigma \zeta \cong \zeta_p = \bar{\lambda} p / 4 \bar{R}, \quad (6.8)$$

где  $p$  — высота трубчатого стояка перепада;  $\bar{\lambda}$  — коэффициент Дарси;  $\bar{R}$  — средний по высоте стояка гидравлический радиус потока.

При кольцевой форме потока  $\bar{R}$  составляет:



$$\bar{R} = \frac{D}{4} \bar{K}, \quad (6.9)$$

где  $\bar{K}$  — средняя по высоте степень заполнения сечения стояка жидкостью.

$$\bar{K} \approx 4 Q / \pi D^2 v_{\text{ср}}. \quad (6.10)$$

Поскольку  $\lambda$  зависит от  $v$ , значения  $\varphi$  определяют методом последовательных приближений.

По рекомендациям ЛИСИ для чугунных стояков  $D=200\ldots 1000$  мм и для железобетонных —  $D=1500\ldots 2000$  мм при расчетных расходах, определенных по формуле (6.1), когда радиус закругления входной воронки  $R_{\text{вх}}=D$ , значения  $\varphi$  можно принимать по рис. 6.6. При других значениях  $R_{\text{вх}}$  величины  $\varphi$  будут отличаться от приведенных на графике (см. рис. 6.6) на  $\pm 5\ldots 10\%$  (с уменьшением расхода коэффициент скорости будет уменьшаться).

При расчете *трубчатого перепада с прямоугольным водобойным колодцем* (см. рис.6.5) необходимо определить длину  $l_k$  и глубину  $d_k$  колодца. Шириной колодца  $B$  (см. рис. 6.5) задаются исходя из размеров стояка, ширины банкета, диаметра шахты. Как правило, принимают  $B \geq 1,5D$  ( $D$  — диаметр стояка).

Глубина потока  $h_c$  в сжатом сечении может быть найдена из уравнения Бернулли, составленного для сечения  $I-I$  и  $C-C$  (рис. 6.7).

$$h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = h_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + h_{\omega}, \quad (6.11)$$

где  $h_1$  — расстояние от дна до выбранного сечения  $I-I$ ;  $v_1$  — скорость потока в сечении  $I-I$ , определяется по формуле (6.5) при высоте перепада  $T_0$  до сечения  $I-I$ ;  $v_c$  — скорость течения в сжатом сечении;  $h_{\omega}$  — потери напора при движении жидкости от сечения  $I-I$  до  $C-C$ ;  $\alpha_1, \alpha_c$  — коррективы кинетической энергии.

Для затопленного гидравлического прыжка, когда поток входит в слой жидкости, можно принять скорость  $v_1$  равной скорости на выходе из стояка.

Если принять сечение  $I-I$  на небольшом расстоянии от дна, когда  $h_1 \approx h_c$ , то из уравнения (6.11) получим

$$v_c = v_1 \sqrt{1 - \zeta_{\text{вк}}}, \quad (6.12)$$

где  $\zeta_{\text{вк}}$  — коэффициент сопротивления водобойного колодца (при движении от сечения  $I-I$  до  $C-C$ ), отнесенный к скорости  $v_1$ .

Значения коэффициента  $\zeta_{\text{вк}}$  могут быть приняты по значению  $B/D$  (отношение ширины водобойного колодца к диаметру стояка) — табл. 6.2.

Т а б л и ц а 6.2. Зависимость  $\zeta_{\text{вк}}$  от  $B/D$

$B/D$	1	1,5	2	2,5	3
$\zeta_{\text{вк}}$	0,45	0,52	0,6	0,68	0,75



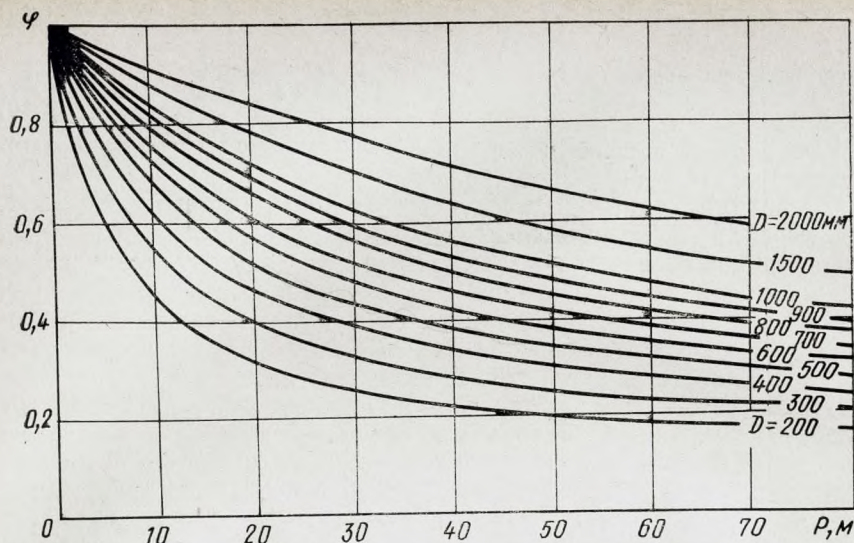


Рис. 6.6. Зависимость  $\varphi$  от  $P$  при различных  $D$  для определения расчетных расходов

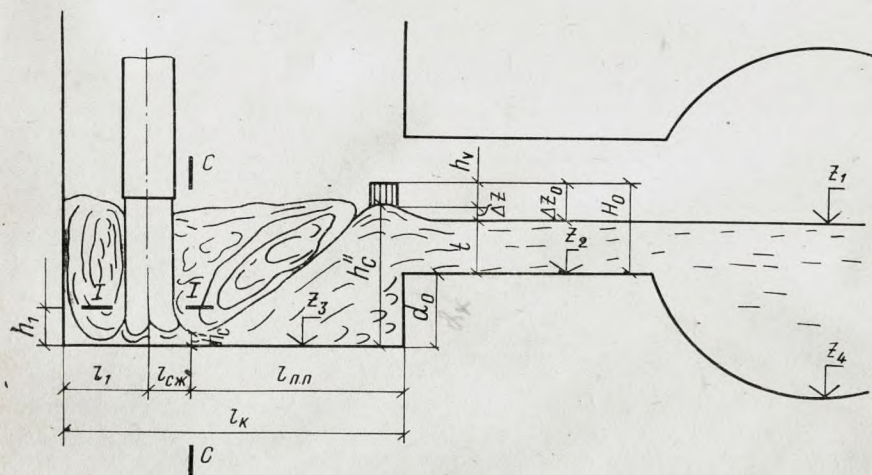


Рис. 6.7. Гидравлическая схема к расчету прямоугольного водобойного колодца

Определив скорость потока в сжатом сечении  $v_c$ , можно найти значение сжатой глубины, которая при критической форме сопряжения потоков (надвинутый прыжок) является первой сопряженной глубиной гидравлического прыжка, образующегося после падения жидкости

$$h'_c = Q/B v_c. \quad (6.13)$$

где  $Q$  — расчетный расход жидкости,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;  $B$  — ширина водобойного колодца,  $\text{м}$ ;  $v_c$  — скорость потока в сжатом сечении,  $\text{м}/\text{с}$ .



При известном значении  $h'_c$  можно определить значение второй сопряженной глубины  $h''_c$  гидравлического прыжка по уравнению

$$h''_c = \frac{h'_c}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8 h_{кр}^3}{h'^3_c}} - 1 \right), \quad (6.14)$$

где  $h_{кр}$  — критическая глубина, м.

Если водобойный колодец имеет прямоугольное сечение, критическая глубина находится по уравнению

$$h_{кр} = \sqrt{\alpha Q^2 / B^2 g}, \quad (6.15)$$

где  $\alpha = 1 \dots 1,1$  — корректив кинетической энергии потока;  $Q$  — расчетный расход жидкости, м<sup>3</sup>/с;  $B$  — ширина водобойного колодца, м;  $g$  — ускорение свободного падения, м/с<sup>2</sup>.

Величину первой и второй сопряженных глубин можно также определить по графику (рис. 6.8), на котором обозначено:

$$\xi_{T_0} = v_0^2 / 2 g h_{кр}; \quad \xi'_c = h'_c / h_{кр}; \quad \xi''_c = h''_c / h_{кр}. \quad (6.16)$$

При известных значениях  $\xi_{T_0}$  и  $\xi_{вк}$ , принимаемым по табл. 6.2, находим  $\xi'_c$  и  $\xi''_c$  и далее вычисляются  $h'_c$  и  $h''_c$ .

Глубина водобойного колодца  $d_0$  при критической форме сопряжения может быть найдена по зависимости

$$d_0 = h''_c - t - \Delta z_B; \quad (6.17)$$

строительная глубина  $d_k$  с учетом некоторого запаса составит

$$d_k = \sigma h''_c - t - \Delta z_B, \quad (6.18)$$

где  $\sigma$  — коэффициент затопления гидравлического прыжка, следует принимать  $\sigma = 1,05 \dots 1,3$ ;  $\Delta z_B$  — перепад восстановления (если принять  $\Delta z_B = 0$ , то это позволяет ввести в конечное определение глубины водобойного колодца  $d_k$  дополнительный запас);  $t$  — бытовая глубина в отводящем коллекторе.

При определении глубины водобойного колодца следует учитывать, что величина  $v_0$  зависит от глубины водобойного колодца и поэтому расчет колодца необходимо производить методом последовательных приближений, т. е. первоначально определяется  $v_0$  при глубине колодца  $d_0 = 0$ , затем с учетом того, что высота падения жидкости увеличилась на глубину водобойного колодца, определяется скорость  $v'_0$  и расчет повторяется. Практически необходимо провести расчет 2—3 раза.

При проектировании высотного положения водобойного колодца могут встретиться следующие случаи.

1. Заданы отметка уровня жидкости в коллекторе  $z_1$  и отметка дна отводящего лотка  $z_2$ . Нужно определить глубину колодца и отметку его дна  $z_3$ .

В этом случае находится разность отметок  $z_1 - z_2$  и сравнивается с  $h_{кр}$  при  $z_1 - z_2 \leq h_{кр}$  — неподтопленное истечение. Тогда

$$d_k = \sigma h''_c - h_{кр}, \quad (6.19)$$



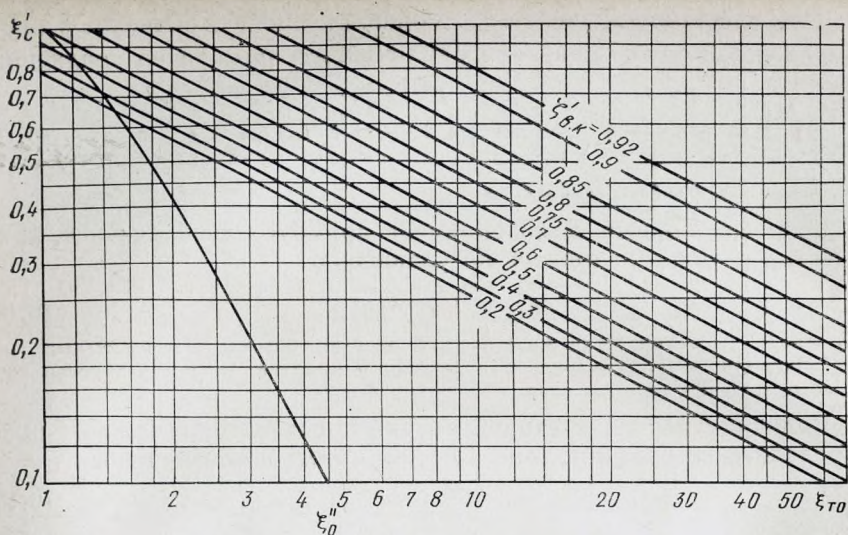


Рис. 6.8. Зависимость  $\xi'_c$  от  $\xi_{T_0}$  и  $\xi''_0$  для определения относительных значений сопряженных глубин в прямоугольных водобойных колодцах трубчатых перепадов

$$z_3 = z_2 - d_k. \quad (6.20)$$

При  $t = z_1 - z_2 > h_{кр}$  — подтопленное истечение, имеем:

$$d_k = \sigma h_c'' + t, \quad (6.21)$$

$$z_3 = z_1 - d_k - t. \quad (6.22)$$

2. Заданы отметки уровня жидкости в коллекторе  $z_1$  и отметки дна водобойного колодца  $z_3$ . Необходимо определить отметку дна отводящего лотка  $z_2$ . В этом случае находится разность отметок  $z_1 - z_3$  и производится сравнение со второй сопряженной глубиной гидравлического прыжка.

При  $z_1 - z_3 \geq \sigma h_c''$  водобойный колодец не нужен и может быть принято  $z_2 = z_3 = z_4$  или же сопряжение дна водобоя с отводящим коллектором принимается конструктивно. При  $z_1 - z_3 < \sigma h_c''$  глубина колодца составит

$$d_k = \sigma h_c'' - h_{кр}.$$

3. Задана отметка уровня жидкости в коллекторе  $z_1$ , необходимо определить отметку дна отводящего лотка  $z_2$  и отметку дна колодца  $z_3$ .

Если принять отметку дна колодца равной

$$z_3 = z_1 - \sigma h_c'', \quad (6.23)$$

то в этом случае будет иметь место затопление гидравлического прыжка и при  $d_k = 0$ , когда  $\sigma h_c'' < (z_1 - z_4)$ .



Однако из-за сложного неустановившегося характера поступления сточной жидкости в канализационную сеть может произойти понижение уровня в отводящем коллекторе в то время, когда на перепад поступает наибольший (расчетный) расход. Это вызвало бы отгон гидравлического прыжка в водобое, поэтому в данном случае глубину колодца целесообразно определять по зависимости (6.19).

4. Жидкость поступает в нижний коллектор по перепаду; соединительный лоток отсутствует и поток из водобойного колодца сразу попадает в коллектор

В этом случае глубина водобойного колодца определяется по формуле (6.21) исходя из бытовой глубины в коллекторе  $t = z_1 - z_4$ .

Длина водобойного колодца (см. рис. 6.7) составляет:

$$l_k = l_1 + l_{сж} + l_{п.п}, \quad (6.24)$$

где  $l_1$  — расстояние от края водобойного колодца до оси стояка (принимается конструктивно, но не менее 1 D);  $l_{сж}$  — расстояние от оси стояка до сжатого сечения,  $l_{сж} = 0,5 D$ ;  $l_{п.п}$  — длина подпертого гидравлического прыжка, м.

Длина подпертого гидравлического прыжка может быть найдена по зависимости

$$l_{п.п} = \beta l_n, \quad (6.25)$$

где  $\beta$  — коэффициент уменьшения длины свободного гидравлического прыжка (при ударе потока о дно водобоя можно принимать  $\beta = 0,5$ );  $l_n$  — длина свободного гидравлического прыжка.

Значение  $l_n$  можно определять по формулам Н. Н. Павловского, М. Д. Чертоусова, О. М. Айвазяна и др. Для практических расчетов при проектировании водобойных колодцев трубчатых перепадов наиболее удобна формула Сафранца

$$l_n = 4,5 h_c''. \quad (6.26)$$

Соответственно минимальная длина колодца определяется из выражения

$$l_k = 1,5 D + 2,25 h_c''. \quad (6.27)$$

При выполнении расчетов необходимо учитывать, что поток постоянно воздействует на водобойный колодец, истирая его дно и стенки. Поэтому для предотвращения возможных разрушения дна и стенки водобойного колодца покрывают чугунами плиты. Если по расчету водобойный колодец не нужен, плитами покрывают дно лотка по всей длине, которую принимают равной  $l_n$  и определяют по формуле (6.26).

Максимальная нагрузка на дно водобойного колодца от действия падающего потока с учетом его пульсации может быть найдена по зависимости

$$P = K_n Q v_0 \sin \beta, \quad (6.28)$$

где  $K_n$  — коэффициент, учитывающий увеличение нагрузки за счет пульсации потока (можно принимать  $K_n = 1,5 \dots 1,7$ );  $Q$  — расчетный расход жидкости,



$m^3/c$ ;  $v_0$  — скорость потока у дна водобойного колодца,  $m/c$ ;  $\beta$  — угол падения потока на дно водобойного колодца (обычно равен  $90^\circ$ ).

При проектировании трубчатых перепадов с несколькими стояками и прямоугольным водобойным колодцем (см. рис. 6.4,е) необходимо создать условия, при которых жидкость равномерно поступала бы в каждый из стояков. Пропускная способность перепада такой конструкции определится как сумма расходов, пропускаемых каждым стояком отдельно:

$$Q_n = \Sigma Q = Qn, \quad (6.29)$$

где  $Q_n$  — пропускная способность перепада;  $Q$  — пропускная способность одного стояка [определяется по зависимости (6.1)];  $n$  — число стояков.

Число стояков выбирается в зависимости от общего расхода, который необходимо пропустить через перепад. При этом в шахте, кроме стояков, необходимо предусмотреть грузовой проем, лестницы, ограждения — все оборудование для эксплуатации шахты.

Чтобы обеспечить равномерное распределение жидкости по стоякам, необходимо сделать общую водосливную воронку, которая может быть выполнена с различным радиусом входа. Максимальный угол раскрытия  $\alpha$  (рис. 6.9) зависит от конструкции воронки и может быть принят для воронок типа I (рис. 6.9,а)  $\alpha \leq 60^\circ$ ; для воронок типа II (рис. 6.9,б)  $\alpha \leq 45^\circ$ .

Воронки типа I выполняют с прямолинейной торцевой стенкой, покрытой чугунными плитами. В воронках типа II торцевая стенка покрывается половинками чугунных труб, являющимися продолжением стояков, транспортирующих сточные воды.

Скорость потока на выходе из стояка и размеры водобойного колодца определяют аналогично расчетам трубчатого перепада с одним стояком с учетом расхода  $Q$  и ширины колодца  $B$ , приходящихся на один стояк.

Расчет пропускной способности трубчатого перепада с *цилиндрическим водобойным колодцем* (рис. 6.10) и скорости на выходе из стояка аналогичен расчету других конструкций трубчатых перепадов. Глубина колодца и его размер определяют исходя из размеров кольцевого гидравлического прыжка.

В цилиндрическом водобойном колодце, в отличие от прямоугольного, нет зон интенсивного перемешивания потоков в пределах от выхода из стояка до сжатого сечения. Наблюдаются только удар потока жидкости о дно водобоя, поворот его и соударение некоторого расхода жидкости внутри водяного кольца, образующегося вследствие кольцевого движения жидкости по стояку. Соответственно и коэффициент сопротивления водобойного колодца, характеризующий гашение энергии на участке до сжатого сечения, несколько ниже, чем в прямоугольном колодце.

Глубина водобойного колодца  $d$  может быть найдена по зависимости (6.19).

Критическая глубина  $h_{кр}$  в этом случае находится по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{Q^2/\pi^2 D_{кол}^2 g}, \quad (6.30)$$



Рис. 6.9. Входные воронки на перепадах с несколькими стояками

*a* — с гладкой торцевой стенкой; *б* — с ячеистой торцевой стенкой

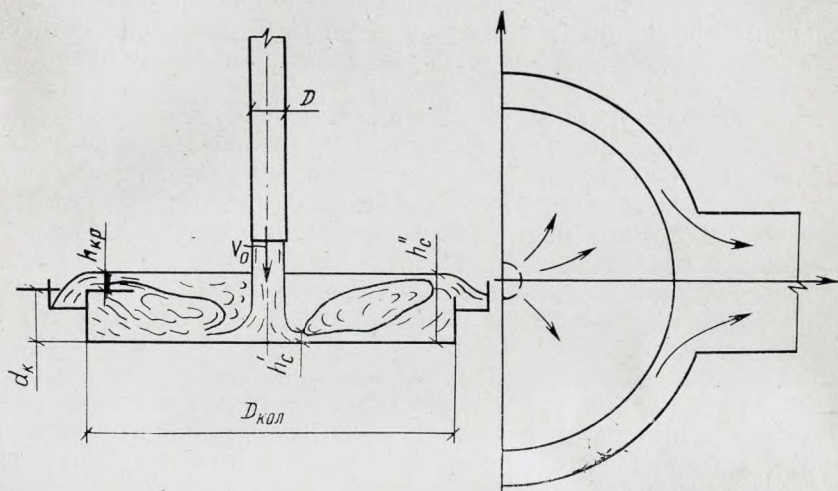
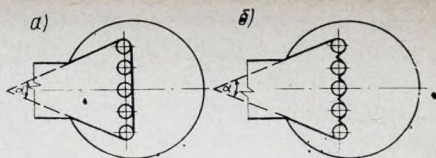


Рис. 6.10. Расчетная схема к определению размеров цилиндрического водобойного колодца

где  $Q$  — расчетный расход жидкости;  $D_{\text{кол}}$  — диаметр колодца;  $g$  — ускорение свободного падения.

Вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка находится по зависимости

$$h_c'' = 0,5 \sqrt{D v_0^2 / 2g}, \quad (6.31)$$

где  $D$  — диаметр стояка;  $v_0$  — скорость потока на выходе из стояка.

Диаметр водобойного колодца определяется по формуле, полученной при измерении длины подпертого кольцевого гидравлического прыжка (с учетом коэффициента уменьшения длины прыжка  $\beta = 0,5$ ):

$$D_{\text{кол}} = D + 4,5 h_c''. \quad (6.32)$$

В результате расчета может получиться, что размеры шахты не позволяют разместить водобойный колодец с диаметром, определенным по формуле (6.32). В этом случае можно конструктивно уменьшить диаметр колодца на 30—40%, но одновременно увеличить его глубину. Соотношение между диаметрами колодцев и их глубиной определяют по зависимости



$$(D_{\text{кол}}/D'_{\text{кол}})^2 = d'_k/d_k, \quad (6.33)$$

где  $D_{\text{кол}}$ ,  $d_k$  — соответственно диаметр и глубина колодца, определенные по формулам (6.32) и (6.19);  $D'_{\text{кол}}$  — уменьшенный диаметр водобойного колодца;  $d'_k$  — глубина колодца при уменьшенном диаметре.

Соударение потоков жидкости является эффективным способом гашения избыточной энергии потока в нижнем бьефе, поэтому *трубчатые перепады с гашением энергии соударением потоков* могут иметь меньшие размеры водобойных колодцев (камер). **Наибольший эффект** достигается при лобовом соударении потоков и равенстве расходов жидкости, сбрасываемых навстречу один другому (рис. 6.11).

Жидкость поступает из коллектора в воронку, где происходит разделение потока по двум стоякам. В водобойной камере, находящейся в нижнем бьефе, происходит соударение двух потоков, выходящих из стояков. После соударения поток по лотку поступает в коллектор. В лотке в ряде случаев может устраиваться водобойный колодец для гашения избыточной энергии жидкости, выходящей из водобойной камеры после соударения потоков. Рекомендации по расчету этих потоков разработаны В. М. Васильевым и М. И. Алексеевым.

При проектировании входных воронок необходимо, как и в других конструкциях трубчатых перепадов, обеспечить плавный подвод жидкости к стоякам. Пропускную способность одного стояка и скорость потока на выходе из него определяют по формулам (6.1), (6.5).

Расчет нижнего бьефа перепада сводится к определению высоты водобойной камеры и размеров водобойного колодца в отводящем лотке, если он оказывается необходимым по расчету. Ширина водобойной камеры  $B$ , ее глубина  $h_{\text{кам}}$ , длина  $B_k$  и ширина отводящего лотка  $b$  принимаются конструктивно. Глубину камеры  $h_{\text{кам}}$  целесообразно принимать не менее диаметра стояка  $D$ , чтобы обеспечить движение двух потоков в камере навстречу один другому и исключить возможность соударения части потока в отводящем лотке. Расстояние между стояками  $l_{\text{ст}}$  следует принимать равным

$$l_{\text{ст}} = b + 2a. \quad (6.34)$$

Расстояние  $a$  от края отводящего лотка до оси стояка следует принимать не менее  $1,5 D$  ( $a \geq 1,5 D$ ), что способствует созданию необходимого направления потоков перед соударением.

Вид сопряжения дна водобойной камеры со стояками может выполняться как под прямым углом, так и по плавной кривой, выполненной с некоторым радиусом. Плавное сопряжение позволяет уменьшить ударное воздействие на основание водобойной камеры.

Приняв конструктивно  $B_k$ ,  $l_{\text{ст}}$ ,  $b$ ,  $h_{\text{кам}}$ , можно переходить к определению глубины потока в водобойной камере (высоты буруна), глубины и скорости потока в отводящем лотке.

Первоначально определяется первая сопряженная глубина  $h_c$



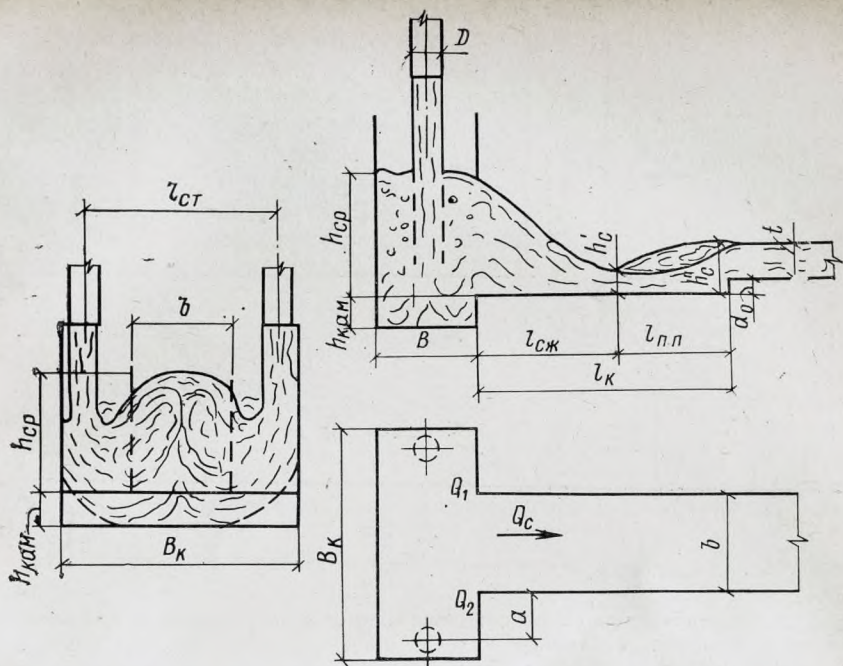


Рис. 6.11. Гидравлическая схема к расчету перепада с гашением энергии соударением потоков

в отводящем лотке по зависимости (6.12), (6.13) с коэффициентом  $\zeta_{\text{вк}} = 0,85$  или по графику (см. рис. 6.8). При определении  $\zeta_{\text{с}} \neq h_{\text{с}}/h_{\text{кр}}$  критическую глубину  $h_{\text{кр}}$  следует вычислять по формуле (6.15) при  $B$ , равном ширине соединительного лотка  $b$ .

При относительных размерах камеры и лотка в пределах  $B/D = 1,25 \dots 7,1$  и  $B/b = 0,5 \dots 4$  величина  $h_{\text{ср}}$  может быть определена по эмпирической формуле

$$\frac{h_{\text{ср}}}{B} = 0,88 \left( \frac{q_{\text{п}}}{g^{0,5} B^{2,5}} - \frac{v_0^2}{g b} \right)^{0,46}, \quad (6.35)$$

где  $q_{\text{п}}$  — расход, приходящийся на один стояк;  $B$  — ширина камеры, приходящаяся на один стояк;  $b$  — ширина лотка.

Высоту водобойной камеры  $h_{\text{стр}}$  с учетом пульсации и аэрации потока следует принимать

$$h_{\text{стр}} = 1,8 h_{\text{с}} + h_{\text{кам}}. \quad (6.36)$$

При  $h_{\text{с}} > t$  следует рассмотреть вопрос о целесообразности устройства водобойного колодца, глубину которого в этом случае находят по формуле (6.21). Длина колодца (см. рис. 6.11) принимается равной

$$l_{\text{к}} = l_{\text{сж}} + l_{\text{п.п}}, \quad (6.37)$$







взвешенных веществ и образования отогнанного гидравлического прыжка, что может вызвать заиливание или преждевременное разрушение трубопровода.

Поэтому применение данной конструкции целесообразно при выполнении следующих условий:

1. Подпор в коллекторе  $\Delta h$  (см. рис. 6.12), образующийся в результате подключения перепада, не должен снижать скорость потока до заиливающей, т. е.  $v_1 \geq v_n$ .

2. После соединения потоков в коллекторе, как правило, возникает гидравлический прыжок. Необходимо, чтобы он находился в затопленном состоянии, т. е.  $h_c'' < t$ , где  $t = h_2$  — бытовая глубина в коллекторе за перепадом при суммарном расходе  $Q_c = Q_k + Q_{\text{п}}$ .

Величина подпора  $\Delta h$  в коллекторе может быть определена по формуле

$$\Delta h = \zeta v_p^2 / 2g, \quad (6.39)$$

где  $v_p$  — скорость равномерного движения жидкости в коллекторе при расходе  $Q_k$ .

Коэффициент местного сопротивления  $\zeta$  находится по зависимости

$$\zeta = 1,4 (\eta_Q \eta_v)^{0,6}, \quad (6.40)$$

где  $\eta_Q = Q_{\text{п}}/Q_k$  — соотношение расходов жидкости, протекающей в коллекторе и на перепаде;  $\eta_v = v_{\text{п}}/v_p$  — соотношение скоростей потоков, протекающих в коллекторе и на выходе из стояка перепада.

Величина скорости потока на выходе из стояка  $v_{\text{п}}$  определяется по формуле (6.5).

Скорость равномерного режима движения жидкости в коллекторе может быть найдена по расчетным таблицам [10, 12].

После определения величины подпора  $\Delta h$  можно найти глубину потока в коллекторе перед перепадом  $H_1$ .

$$H_1 = h_p + \Delta h. \quad (6.41)$$

Зная глубину  $H_1$ , можно найти скорость потока в коллекторе и сравнить ее с незаиливающей.

Если по расчету получается, что скорость потока  $v_1$  оказывается недопустимой по условиям транспортирования взвешенных частиц, то в этом случае нецелесообразно применение этой конструкции без увеличения уклона коллектора или понижения отметки дна коллектора в месте устройства перепада на величину  $\Delta h$ .

При выполнении первого условия ( $v_1 \geq v_n$ ) можно переходить к определению второй сопряженной глубины, т. е. исследовать выполнение второго условия. Для нахождения глубины  $h_2 \approx h_c''$  можно воспользоваться графиком (рис. 6.13), который получен на основании решения уравнения (6.38) в безразмерных величинах, где обозначено (для круглого сечения)

$$Fr_1 = v_1^2 / g y, \quad (6.42)$$



$$\eta_h = H_1/h_2; (H_1/h_c)$$

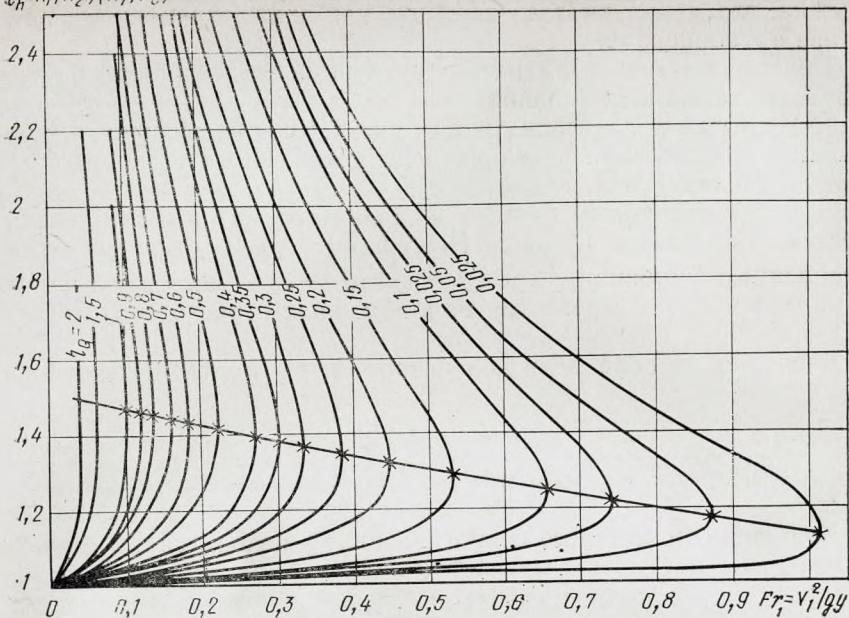


Рис. 6.13. Зависимость  $\eta_h$  от  $Fr_1$  при различных  $\eta_q$  на перепадах с подключением стояка к шельге коллектора

где  $Fr$  — число Фруда в сечении перед перепадом с учетом величины подпора  $\Delta h$ ;  $y$  — глубина погружения центра тяжести сечения (может приниматься по табл. 6.3);  $\eta_q = Q_n/Q_k$  — соотношение расходов потоков на перепаде и в коллекторе;  $\eta_h = H_1/h_c$  — отношение высоты потока перепада  $H_1$  к высоте, устанавливающейся после соединения потоков.

Таблица 6.3. Относительная глубина погружения центра тяжести сечения при различных наполнениях коллектора

$h/D$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$y/D$	0,04	0,08	0,122	0,166	0,21	0,259	0,312	0,365

Поток, падая на слой жидкости, протекающей в коллекторе, в значительной степени теряет свою энергию, но оставшаяся после соударения энергия потока может вызвать образование гидравлического прыжка и интенсивное воздействие потока на основание коллектора.

Длина зоны интенсивного воздействия потока жидкости, выходящего из перепада, на коллектор  $l_b$  может быть найдена по формуле

$$l_b = 1,5 D + x + l_n, \quad (6.43)$$

где  $D$  — диаметр стояка;  $x$  — длина сноса струи, определяется по зависимости



(6.44);  $l_{\text{п}}$  — длина гидравлического прыжка в коллекторе круглого сечения, может определяться по формулам (6.45) и (2.49) соответственно Л. Б. Калинской и В. С. Кальфа;

$$x = D K_1 (v_1/v_0)^2 (H_1/D)^{2,55} 1,9 (D/D_K)^{0,5}, \quad (6.44)$$

где  $K_1$  — коэффициент, учитывающий различие в плотностях жидкости, сбрасываемой по стояку и протекающей в коллекторе (можно принимать  $K_1 = 1,2 \dots 1,35$ );  $D$  — диаметр стояка;  $D_K$  — диаметр коллектора;  $H_1$  — глубина протекания жидкости в коллекторе перед перепадом с учетом величины подпора.

$$l_{\text{п}} = 3,8 \left( \frac{h_c'' - h_c'}{h_c'' - h_{\text{кр}}} \right), \quad (6.45)$$

где  $h_c'$  — первая сопряженная глубина;  $h_c''$  — вторая сопряженная глубина;  $h_{\text{кр}}$  — критическая глубина.

Критическую глубину потока  $h_{\text{кр}}$  в круглой трубе при  $h/D = 0 \dots 0,8$  можно определить по формуле (2.41).

**Шахтные многоступенчатые перепады.** На канализационной сети многоступенчатые перепады устраивают в шахтах круглого и прямоугольного поперечного сечения. Водопропускная часть перепадов может иметь прямоугольную, круглую, кольцевую и сегментную форму поперечного сечения с различным расположением ступеней и расстоянием между ними по вертикали  $Z$  (шаг ступеней). Схемы некоторых наиболее известных конструкций многоступенчатых перепадов представлены на рис. 6.14.

При движении жидкости по многоступенчатому перепаду за счет значительного турбулентного перемешивания, изменения направления потоков и их частичного соударения (схемы Б и В) происходит эффективное гашение избыточной энергии; скорость потока практически уже на второй-третьей ступени стабилизируется и далее не увеличивается. Причем скорость потока значительно меньше, чем при движении по стоякам трубчатых перепадов, поэтому в большинстве случаев многоступенчатые перепады могут проектироваться без устройства водобойного колодца в основании.

На московской канализационной сети по рекомендациям кафедры канализации МИСИ построены шахтные винтовые многоступенчатые перепады с водопропускной частью кольцевой формы поперечного сечения и водобойными колодцами на каждой ступени. Размеры колодцев определяются аналогично прямолинейным в плане многоступенчатым перепадам, применяемым в гидротехническом строительстве [5].

На многоступенчатых перепадах (см. рис. 6.14), так же как и в стояках трубчатых перепадов, могут иметь место три вида движения: безнапорный, переходный и напорный.

При безнапорном движении глубина слоя жидкости  $H$  на ступенях меньше шага ступеней  $Z$  ( $H < Z$ ), причем величина  $H$  принята с учетом аэрации потока.

При переходном частично напорном движении глубина аэрированного потока на ступенях равна  $Z$  ( $H = Z$ ). При дальнейшем увеличении расхода жидкости возникает напорное движение, при



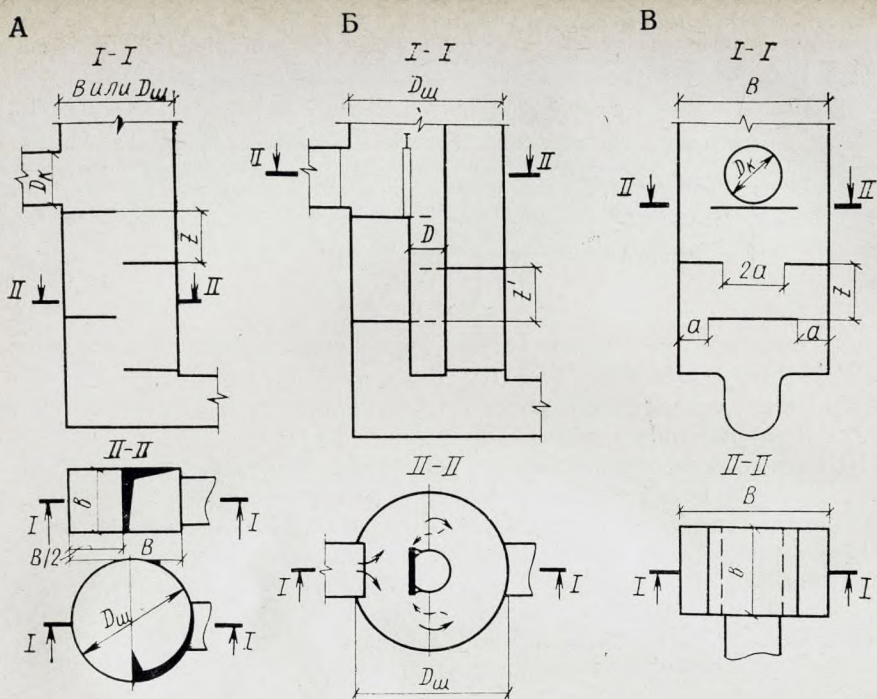


Рис. 6.14. Схемы (А, Б, В) многоступенчатых перепадов

котором исчезает аэрация потока и глубина слоя жидкости на ступенях также равна  $Z$ .

Расчет пропускной способности  $Q$  и скорости потока на выходе со ступеней  $v$  следует, как правило, проводить на режим, соответствующий началу переходного вида движения, так как при дальнейшем увеличении  $Q$  наблюдается значительная пульсация давлений. Предложенные разными авторами зависимости для гидравлического расчета многоступенчатых перепадов по схеме А (см. рис. 6.14) могут быть приведены к общему виду и расчет этих перепадов следует производить по формулам

$$Z = K_i q^{2/3}; \quad (6.46)$$

$$v = K_j q^{1/3}; \quad (6.47)$$

$$q = Q/D_{\text{ш}} \text{ или } q = Q/b, \quad (6.48)$$

где  $Z$  — шаг ступеней, м;  $v$  — скорость потока на выходе со ступеней, м/с;  $Q$  — расход жидкости, м<sup>3</sup>/с;  $b$  — ширина многоступенчатого стояка прямоугольного сечения, м;  $D_{\text{ш}}$  — диаметр ствола шахты для многоступенчатых перепадов круглого сечения, м;  $K_i$ ,  $K_j$  — коэффициенты, значения которых принимаются в зависимости от относительного шага ступеней  $Z/B$  или  $Z/D_{\text{ш}}$ .

Отдельные значения  $K_i$  и  $K_j$  (по исследованиям П. П. Крупнова) приведены в табл. 6.4.

Многоступенчатые перепады с гладким стояком внутри (см.



Таблица 6.4. Значения коэффициентов  $K_i$  и  $K_j$  для начала переходного движения

Относительный шаг ступеней $Z/B$ или $Z/D$	$K_i$	$K_j$	Относительный шаг ступеней $Z/B$ или $Z/D$	$K_i$	$K_j$
0,25	0,9	3,21	1,5	1,12	6,46
0,5	0,97	4,21	2	1,16	7,25
1	1,06	5,52	2,4	1,2	7,73

схему  $B$  на рис. 6.14 — ленинградская конструкция) также следует рассматривать по формулам (6.46), (6.47), (6.48) и табл. 6.4. Однако полученные по формуле (6.46) значения  $Z$  при заданной величине расхода  $Q$ , диаметра шахты  $D_{\text{ш}}$  и диаметра гладкого стояка  $D$  следует увеличить и принимать шаг ступеней  $Z'$  равным

$$Z' = \left( \frac{D_{\text{ш}}^2}{D_{\text{ш}}^2 - d^2} \right) Z. \quad (6.49)$$

Гладкий стояк внутри шахты может использоваться для аварийных сбросов. Диаметр стояка  $D$  и скорость потока на выходе из него в этом случае следует определять по формулам (6.1) и (6.2) для перепадов с гладкими стояками.

Многоступенчатые перепады по схеме  $B$  (см. рис. 6.14 — одесская конструкция) следует применять при определенном соотношении между шагом ступеней и шириной щели между центральными ступенями и боковыми стенками  $a$ .

Проектировать данную конструкцию рекомендуется таким образом, чтобы обеспечить безнапорное движение, когда высота слоя жидкости на ступенях не будут превышать  $0,8Z$ , где  $Z$  — расстояние между ступенями в свету (без учета толщины перекрытия).

Расчет можно производить по формулам:

$$Z = 1,09 q^{2/3}, \quad (6.50)$$

$$a = q^{2/3}/3,7. \quad (6.51)$$

Ширину продольной стенки  $B$  следует принимать с учетом диаметра подводящего коллектора  $D_{\text{к}}$ , но не менее  $5a$ . Угол наклона ступеней к горизонту может приниматься по конструктивным условиям в пределах  $0...25^\circ$ .

Силу давления потока на ступени перепада (нагрузку) следует определять с учетом расхода жидкости, скорости потока и коэффициента пульсации по формуле (6.28).

При скорости потока на выходе ступеней более  $4 \text{ м/с}$  следует предусматривать защиту бетонной поверхности ступеней и стенок перепада от истирания.

**Перепады с водосливом практического профиля.** В соответствии со СНиП II-32-74 на трубопроводах диаметром  $600 \text{ мм}$  и более



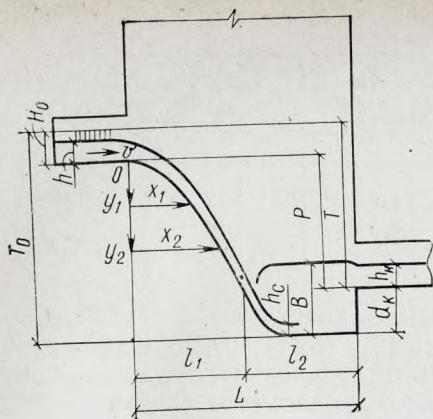


Рис. 6.15. Гидравлическая схема к расчету перепада с водосливом практического профиля

части  $l_k = l_2$ , глубины водобойного колодца  $d_k$  и координат водосливной поверхности  $x$  и  $y$  (рис. 6.15).

Критическая глубина водобоя, при которой образуется затопленный прыжок, определяется из следующих уравнений:

$$T_0 = h_c + \alpha \frac{q^2}{2g} \varphi^2 h_c^2; \quad (6.52)$$

$$B = 0,451/\sqrt{h_c} - 0,5 h_c; \quad (6.53)$$

$$d_k = B - h_n, \quad (6.54)$$

где  $T_0$  — удельная энергия потока;  $h_c$  — глубина воды в сжатом сечении;  $q$  — удельный расход (на единицу ширины водобоя);  $\alpha$  — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения скоростей по живому сечению потока ( $\alpha = 1-1,1$ );  $g$  — ускорение свободного падения;  $\varphi$  — коэффициент скорости;  $h_n$  — глубина потока в отводящем коллекторе;  $d_k$  — глубина водобоя;  $B$  — высота водной подушки, равная второй сопряженной глубине надвинутого гидравлического прыжка  $h_c$ .

Для упрощения расчетов по формулам (6.52) и (6.53) С. К. Колобановым составлена номограмма (рис. 6.16), позволяющая быстро находить величину  $B$  и далее глубину водобоя. Номограмма составлена при  $\varphi = 1$ , что создает некоторый запас в глубине водобоя.

Формула (6.53) получена с некоторым приближением (пренебрегают единицей под знаком квадратного корня) из уравнения сопряженных глубин для прямоугольного русла (6.14). Поэтому применяемая для расчетов номограмма (см. рис. 6.16) справедлива только для водобоев с прямоугольной формой поперечного сечения. В случае устройства водобоя полукруглой формы поперечного сечения величину  $B$  следует принимать равной второй сопряженной глубине, вычисленной по уравнению прыжковой функции.

перепады высотой до 3 м устраивают в виде водослива практического профиля с водобойным приемком для образования затопленного гидравлического прыжка, что необходимо для гашения избыточной скорости потока. В ряде случаев при строительстве глубоко заложённых коллекторов методом щитовой проходки данная конструкция применяется при высоте перепада более 3 м.

Гидравлический расчет перепадов с водосливом практического профиля производится по формулам гидравлики для сопряжения бьефов и сводится к определению длины водобойной



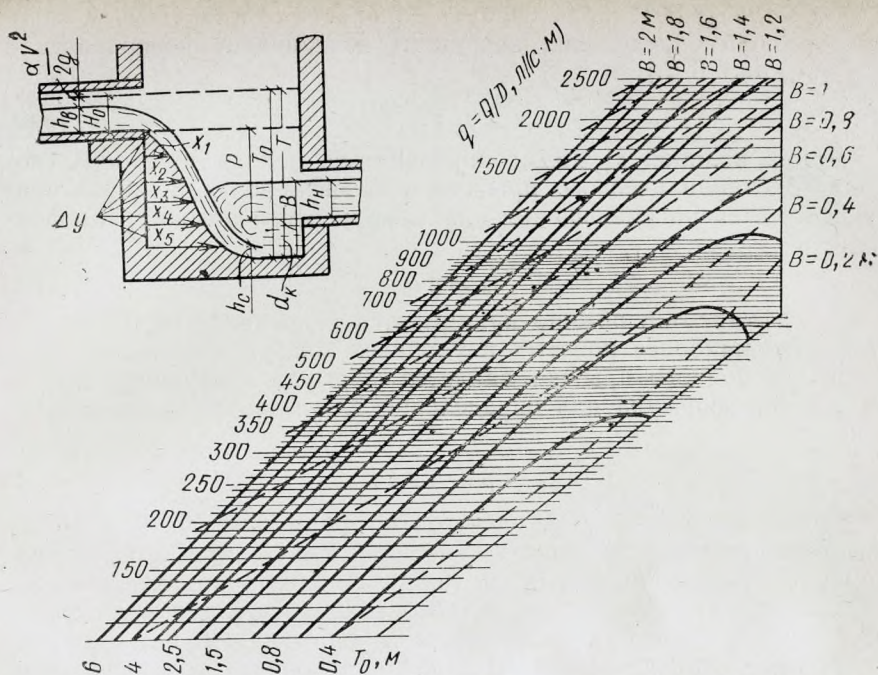


Рис. 6.16. Номограмма для определения глубины потока в водобойном колодце перепада с водосливом практического профиля

В первом приближении глубина потока в сжатом сечении  $h_c$  может быть найдена по уравнению

$$h_c = q/v_c = q/\varphi \sqrt{2g(P + H_0)}. \quad (6.55)$$

где  $\varphi$  — коэффициент скорости, характеризующий потери энергии при движении жидкости по водосливу;  $P$  — высота перепада;  $H_0$  — глубина потока на подходе к перепаду с учетом скоростного напора.

$$H_0 = h + \alpha v^2/2g \quad (6.56)$$

где  $h$  и  $v$  — соответственно глубина и скорость потока у перепада.

С учетом формулы (6.15) уравнение (6.55) приводится к виду

$$h_c = \frac{h_{кр}}{\varphi \sqrt{2}} \sqrt{h_{кр}/(P + H_0)}. \quad (6.57)$$

Длина колодца  $L$  и длину водобоя  $l_k$  рекомендуется [14] определять по формуле

$$L = l_1 + l_k$$

или

$$L = 2l_1, \quad (6.58)$$

т. е. принято

$$l_k = l_1 \text{ и } l_1 = 1,15 \sqrt{H_0(P + 0,33H_0)}. \quad (6.59)$$



Формула (6.59) характеризует дальность отлета струи и справедлива при определении координат водосливной поверхности  $x$  и  $y$  (см. рис. 6.15).

$$x = l_1 \sqrt{y/P}. \quad (6.60)$$

Длина водобоя  $l_k$  может определяться исходя из длины свободного гидравлического прыжка и коэффициента  $\beta$ , характеризующего степень уменьшения длины подпертого прыжка, по формуле

$$l_k = \beta l_n. \quad (6.61)$$

Коэффициент  $\beta$  обычно принимается в пределах от 0,6 до 0,8. Одной из наиболее простых и удобных формул для определения длины свободного прыжка является формула Сафранца (6.26). При  $\beta=0,6$  формула для определения длины водобоя приводится к виду

$$l_k = \beta l_n = 2,7 h_c''. \quad (6.62)$$

Сравнение результатов расчетов по формулам (6.59) и (6.62) позволяет определить область изменения  $P$  и  $H_0$ , при которых правомерно применение формулы (6.59). Анализ этих зависимостей показывает, что в широком диапазоне изменения высоты перепада  $P$  длина колодца, определенная по формулам (6.58) и (6.59), будет недостаточной, поэтому длину водобойного колодца на перепадах с водосливом практического профиля следует определять по формуле (6.62), а полную длину колодца  $L$  — по формуле (6.58).

**Перепад с отбойно-водосливной стенкой.** Наряду с трубчатыми, многоступенчатыми перепадами и быстротоками на канализационных коллекторах глубокого заложения сооружают также перепады с отбойно-водосливной стенкой и водобойным колодцем в основании (рис. 6.17). По конструкции эти перепады наиболее просты и могут быть устроены в колодцах, шахтах любых размеров и форм поперечного сечения.

Вертикальная отбойно-водосливная стенка, по одной стороне которых стекает жидкость, делит объем шахты на две части: водопропускную и эксплуатационную. Через эксплуатационную часть открыт доступ к глубоко заложенному коллектору без включения перепада из работы. В зависимости от диаметра шахты и глубины заложения коллектора эту часть можно оборудовать подъемными устройствами, перекрытиями, лестницами и направляющими для лифтовых кабин; при необходимости могут быть предусмотрены щитовые затворы для отключения подводящего (верхнего) и отводящего (нижнего) трубопроводов.

Шахту, в которой устраивают перепад, располагают непосредственно на глубоко заложеном коллекторе или в стороне от него. В первом случае водобойный колодец размещают непосредственно в лотке коллектора; здесь происходит эффективное гашение избыточной энергии за счет соударения потоков сточных вод, что снижает гидродинамическое воздействие жидкости на дно и



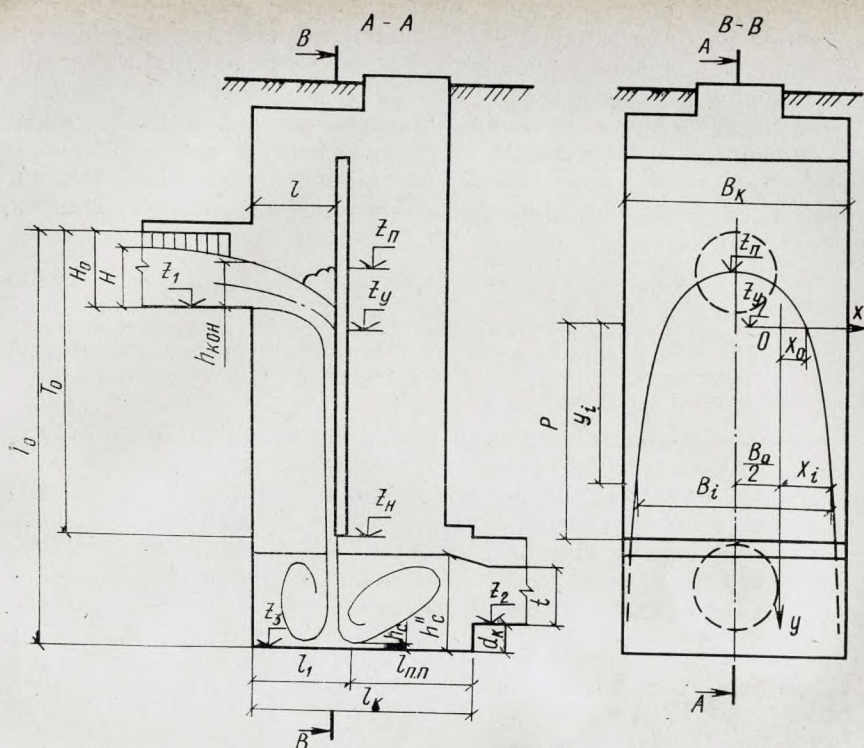


Рис. 6.17. Гидравлическая схема перепада с отбойно-водосливной стенкой

стенки колодца и позволяет в ряде случаев уменьшить размеры водобоя. Во втором случае шахту соединяют с глубоко заложённым коллектором штольной, по которой сточные воды из водобойного колодца, расположенного в нижней части шахты, поступают в коллектор.

Учитывая состав сточных вод и гидродинамическое воздействие потока на основные конструктивные элементы перепада, целесообразно водосливную стенку и водобойный колодец облицовывать металлом.

Водосливную стенку следует располагать на некотором расстоянии  $l$  от выходного сечения подводящего трубопровода.

Для проектирования этих сооружений необходимо определять границы растекания потока по стенке, а также скорость жидкости, что позволяет обоснованно назначать необходимые размеры сооружений и выбирать материал облицовки водосливной стенки.

При ударе потока о водосливную стенку жидкость растекается по ней во все стороны и под действием сил трения и гравитационных сил формируются границы растекания потока. Ширина потока на стенке увеличивается с высотой падения.



Границы потока на стенке будут зависеть также от высоты свободного падения жидкости  $h_{\text{п}}$ , равной разности между отметками дна подводящего трубопровода  $z_1$  и точкой удара оси потока о стенку  $z_y$  (см. рис. 6.17).

Высота свободного падения жидкости по оси потока может быть получена из уравнений теоретической механики, описывающих движение материальных частиц при свободном падении, которые после некоторых преобразований применительно к нашим условиям приводятся к виду

$$h_{\text{п}} = z_1 - z_y = g l^2 (1 + i^2)/2 v_{\text{кон}}^2 + i l - h_{\text{кон}}/2, \quad (6.63)$$

где  $i$  — уклон дна подводящей трубы или лотка;  $l$  — расстояние от конца подводящей трубы до водосливной стенки;  $v_{\text{кон}}$  — скорость потока в конечном сечении на выходе из трубы;  $h_{\text{кон}}$  — глубина потока на выходе из трубы;  $g$  — ускорение свободного падения.

Поскольку границы жидкости будут симметричны относительно оси потока, основные зависимости можно получить для половины потока. Зададимся началом координат (см. рис. 6.17) в крайней боковой точке удара жидкости о стенку на середине толщины потока (на отметке  $z_y$  и на расстоянии от оси потока, равном половине его ширины). Тогда ширина потока  $B_i$  на водосливной стенке на высоте  $y_i$  от начала координат составит:

$$B_i = 2 x_i + B_0, \quad (6.64)$$

где  $x_i$  — ширина растекания (наибольшая дальность отлета частиц жидкости) по оси  $Ox$  на высоте  $y_i$ ;  $B_0$  — ширина потока в момент удара о водосливную стенку.

Значение  $B_0$  с некоторым приближением можно принимать равным ширине потока в конечном сечении подводящего русла (для круглой трубы при безнапорном истечении, равном ширине свободной поверхности при глубине  $h_{\text{кон}}$ ).

Координаты границ растекания определяются по формулам

$$y_i = g x_i^2 / 2 v^2 - v^2 / 2 g; \quad (6.65)$$

$$x_i = v \sqrt{\frac{2}{g} (y_i + v^2 / 2 g)}, \quad (6.66)$$

где скорость  $v$  допускается принимать равной средней скорости потока в конечном сечении на выходе из подводящего трубопровода

$$v_{\text{кон}} = Q / \omega_{\text{кон}} \quad (6.67)$$

где  $Q$  — расход жидкости;  $\omega_{\text{кон}}$  — площадь живого сечения потока на выходе из трубопровода.

При большой высоте перепада ширина потока, определяемая по формуле (6.64), может оказаться больше ширины водосливной стенки  $B_{\text{к}}$ . В этом случае часть жидкости в нижней части перепада стечет по боковым стенкам и поток будет иметь П-образную форму поперечного сечения или стекать по всему контуру водопропускной части. Высоту, начиная с которой часть потока стекает по боковым стенкам, определяют по формуле (6.65), где значение  $x$  принимают в соответствии с формулой (6.64):  $x = (1/2) (B_{\text{к}} - B_0)$ . В



Таблица 6.5. Границы стекания потока по водосливной стенке в осях  $x$  и  $y$  при различных скоростях на подходе к перепаду

$y, \text{ м}$	$x, \text{ м, при } v, \text{ м/с, равной}$							
	0,5	1	1,5	2	2,5	3	4	5
0	0,025	0,1	0,23	0,41	0,64	0,92	1,63	2,54
1	0,24	0,46	0,72	0,99	1,3	1,64	2,43	3,4
2	0,32	0,65	0,99	1,34	1,72	2,12	3,03	4,08
3	0,39	0,79	1,19	1,62	2,05	2,52	3,53	4,66
4	0,45	0,91	1,37	1,85	2,35	2,86	3,96	5,18
5	0,5	1,01	1,53	2,03	2,6	3,16	4,35	5,65
7	0,6	1,21	1,82	2,42	3,05	3,7	5,05	6,49
10	0,71	1,43	2,14	2,88	3,62	4,38	5,94	7,58
15	0,87	1,74	2,61	3,48	4,42	5,3	7,18	9,1
20	1,01	2,02	3,03	4,04	5,09	6,12	8,24	10,41
25	1,13	2,26	3,39	4,52	5,68	6,83	9,18	11,57
30	1,24	2,48	3,72	4,96	6,23	7,48	10,03	12,62

практических расчетах для определения ширины потока на водосливной стенке значения  $x$  принимают по табл. 6.5.

Расстояние от конца трубы до водосливной стенки целесообразно принимать равным

$$l = (1, 2 \dots 1, 6) h_{\text{кон}}, \quad (6.68)$$

где  $h_{\text{кон}}$  — глубина потока в конце трубы у перепада.

При этих условиях исключается подпор в трубопроводе и обеспечивается равномерное распределение жидкости по ширине потока на стенке. При большой высоте свободного падения поток приобретает подковообразную форму и равномерность распределения расхода по ширине потока на стенке нарушается.

При безнапорном движении жидкости в подводящем трубопроводе значения  $h_{\text{кон}}$  с некоторым допущением можно принять равными:  $i \leq i_{\text{кр}}$  при уклоне подводящего трубопровода меньше критического:

$$h_{\text{кон}} = 0,745 h_{\text{кр}}, \quad (6.69)$$

где  $h_{\text{кр}}$  — критическая глубина, определяемая по формулам (6.15) или (2.41).

При  $i > i_{\text{кр}}$

$$h_{\text{кон}} = h_0, \quad (6.70)$$

где  $h_0$  — глубина равномерного движения в подводящем трубопроводе при заданном уклоне, находится по таблицам [10] или [12].

Перепады с водосливной стенкой целесообразно применять на сети с  $D > 600$  мм при любой системе канализации.

Размеры водобойного колодца под водосливной стенкой должны быть достаточны для образования затопленного гидравлического прыжка, чтобы обеспечить надежное гашение избыточной энергии потока. Ширину колодца  $B_{\text{к}}$  обычно принимают конструктивно, исходя из диаметра шхты и ширины водосливной стенки. Глубину  $d_{\text{к}}$  и длину  $l_{\text{к}}$  колодца определяют на основе теории сопряжения бьефов — аналогично расчету прямоугольных колодцев трубчатых



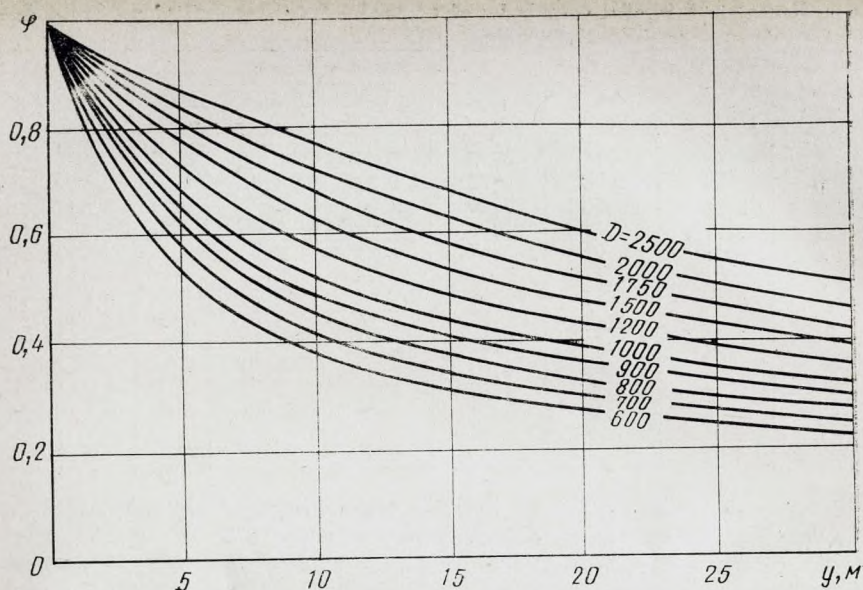


Рис. 6.18. Зависимость  $\varphi$  от  $y$  для определения коэффициента скорости на перепадах с отбойно-водосливными стенками

перепадов. Скорости потока у дна водобоя и в сжатом сечении определяются по формулам (6.5) и (6.12) при соответствующих значениях коэффициента скорости  $\varphi$  и коэффициента сопротивления водобойного колодца  $\zeta_{\text{вк}}$ . В соответствии с рекомендациями кафедры канализации ЛИСИ при расходах жидкости, соответствующих наполнениям подводящих коллекторов  $h/D = 0,7—1$  при уклонах  $i/i_{\text{min}} = 1—1,3$  допускается принимать  $\varphi$  по графику (рис. 6.18).

Значения коэффициента  $\zeta'_{\text{вк}}$  можно принимать равными 0,3—0,4, причем большие значения  $\zeta_{\text{вк}}$  следует брать в тех случаях, когда ширина потока больше ширины водосливной стенки, т. е. часть потока стекает по боковым стенкам. В этом случае происходит более эффективное гашение жидкости за счет соударений потоков.

Глубину  $d_{\text{к}}$  и длину  $l_{\text{к}}$  водобойного колодца вычисляют по формулам (6.13) — (6.26), принимая

$$l_{\text{к}} = \beta l_{\text{п}} + l_1, \quad (6.71)$$

где  $l_{\text{п}}$  — длина свободного гидравлического прыжка;  $\beta$  — коэффициент уменьшения длины прыжка (может приниматься равным 0,5—0,6);  $l_1$  — расстояние от торцевой стенки колодца до сжатого сечения, можно принимать равным  $l$  (см. рис. 6.17).

При  $h_{\text{с}}'' < t$  можно принимать  $d_{\text{к}} = 0$ , однако для уменьшения длины водобоя и снижения скорости потока на начальном участке отводящего коллектора целесообразно принимать  $d_{\text{к}} \geq 0,25h_{\text{с}}''$  (в этом случае значение  $\beta$  можно взять равным 0,5).



**Пример 6.1\*.** Рассчитать трубчатый перепад с водобойным коломдем, расположенным на банкете шахты.

Исходные данные: а) подводящий коллектор  $D_{\text{п}}=700$  мм,  $i=0,0035$ ,  $Q=500$  л/с,  $h/D_{\text{п}}=0,8$ ,  $v_0=1,53$  м/с, отметка дна коллектора  $z_0=+3,0$  м; б) глубоко заложенный отводящий коллектор  $D_{\text{к}}=2,8$  м, отметка воды в отводящем коллекторе при расчетном наполнении  $z_1=-6,3$  м. Коллектор в шахте изменяет свое направление. Шахта выполнена опускным способом диаметром  $D_{\text{ш}}=5,5$  м. Диаметр в свету 4,8 м. Рекомендуется отметка отводящего лотка  $z_2=-6$  м.

Расчет. 1. Принимаем радиус входной воронки  $R_{\text{вх}}=D$  и по формуле (6.3) определяем диаметр стояка:  $D=0,64 Q^{0,4}=0,64 \cdot 0,5^{0,4}=0,485$  м. В соответствии с сортаментом чугунных труб принимаем  $D=500$  мм. В этом случае стояк может пропустить расход до 530 л/с — см. формулы (6.1) и (6.2). Конструктивно принимаем ширину водобойного колодца равной  $1,5D$ , т.е.  $B=0,75$ .

2. Высота перепада с учетом глубины потока и скоростного напора на подходе к перепаду составит:

$T_0 = (z_0 - z_2) + H_0 + d_{\text{к}} = [3 - (-6)] + (0,56 + 0,0113) + 0,5 = 10,18$  м  
где  $H_0 = H + v_{\text{п}}^2 / 2g$ ;  $z_0 - z_2$  — разность отметок дна соответственно подводящего и отводящего лотка;  $d_{\text{к}}$  — глубина колодца, которая может быть первоначально принята равной диаметру стояка.

3. Принимаем высоту стояка  $P=7,5$  м с учетом расположения низа стояка выше дна отводящего лотка и находим значение коэффициента скорости  $\varphi$  (см. рис. 6.6); при  $D=500$  мм и  $P=7,5$  м коэффициент  $\varphi=0,72$ . Скорость потока у дна водобоя  $v_0$  и в сжатом сечении  $v_{\text{с}}$  составит:

$$v_0 = \varphi \sqrt{2gT_0} = 0,72 \sqrt{19,6 \cdot 10,18} = 10,17 \text{ м/с};$$

$$v_{\text{с}} = v_0 \sqrt{1 - \xi'_{\text{вк}}} = 10,17 \sqrt{1 - 0,52} = 7,03 \text{ м/с},$$

где  $\xi'_{\text{вк}}=0,52$  принято по табл. 6.2.

4. Находим сопряженные глубины и критическую глубину в водобойном колодце:

$$h'_{\text{с}} = Q' B v_{\text{с}} = 0,5/0,75 \cdot 7,03 = 0,095 \text{ м};$$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\alpha Q^2 / B^2 g} = \sqrt[3]{1,1 \cdot 0,5/0,75^2 \cdot 9,8} = 0,37 \text{ м};$$

$$h''_{\text{с}} = \frac{h'_{\text{с}}}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8h_{\text{кр}}^3}{h_{\text{с}}^3}} - 1 \right) = \frac{0,095}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 0,37^3}{0,095^3}} - 1 \right) = 0,98 \text{ м}.$$

5. Отметка дна отводящего лотка  $z_2=-6$  м выше отметки уровня воды в отводящем коллекторе  $z_1=-6,3$  м, поэтому можно принять глубину потока в отводящем коллекторе, равной  $h_{\text{кр}}$  (ширина лотка принимается равной ширине водобойного колодца). Тогда  $d_{\text{к}} = \sigma h''_{\text{с}} - h_{\text{кр}} = 1,05 \cdot 0,98 - 0,37 = 0,66$  м.

\* Примеры 6.1—6.4 составлены совместно с В. М. Васильевым.



Мы получили глубину колодца  $d_k = 0,66$  м больше той, которой задались первоначально для определения  $T_0$  ( $d_{k1} = 0,5$  м), и поэтому для получения точного значения необходимо расчет повторить.

В этом случае  $T_{01} = z_1 - z_2 + H_0 + d_k = 9 + 0,56 + 0,119 + 0,66 = 10,339$  м. Скорость потока

$v_{01} = \varphi \sqrt{2gT_{01}} = 0,72 \sqrt{19,6 \cdot 10,339} = 10,25$  м/с;  
 скорость потока в сжатом сечении

$$v_{c1} = v_0 \sqrt{1 - \xi'_{BK}} = 10,25 \sqrt{1 - 0,52} = 7,08 \text{ м/с};$$

глубина

$$h'_c = Q/Bv_c = 0,5/0,75 \cdot 7,08 = 0,094.$$

Вторая сопряженная глубина  $h''_c$  в этом случае будет равна:

$$h_{c1} = \frac{h'_c}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8h_{кр}^3}{h_c'^3}} - 1 \right) = \frac{0,094}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 0,37^3}{0,094^3}} - 1 \right) = 1 \text{ м}.$$

Глубина колодца

$$d_k = \sigma h_c - h_{кр} = 1,05 \cdot 1 - 0,37 = 0,68 \text{ м}.$$

Как видно, значение глубины водобойного колодца при повторном расчете незначительно отличается от первоначального, поэтому расчет можно прекратить.

Конструктивно примем глубину водобойного колодца  $d_k = 0,7$  м. Отметка дна водобойного колодца соответственно составит:

$$z_3 = z_2 - d_k = -6 - 0,7 = -6,7 \text{ м}.$$

Длина колодца

$$l_k = 1,5D + 2,25h''_c = 0,75 + 2,25 = 3 \text{ м}.$$

Конструктивное решение данного перепада представлено на рис. 6.19.

**Пример 6.2.** Рассчитать перепад с несколькими стояками.

Исходные данные: а) подводящий коллектор прямоугольного сечения  $2 \times 2$  м  $i = 0,0014$ ,  $Q_p = 8$  м<sup>3</sup>/с,  $h/b = 1$ ,  $v_p = 2,03$  м/с, отметка дна коллектора  $z_0 = -7,2$  м; б) отводящий коллектор прямоугольного сечения  $2 \times 2$  м. Отметка дна коллектора  $z_2 = -40,55$  м. Шахта, в которой предполагается установить перепад, выполнена опускным способом диаметром  $D_{ш} = 8,5$  м. Диаметр шахты в свету 7,3 м.

Расчет.

1. Чтобы пропускать расход 8 м<sup>3</sup>/с, можно принять в соответствии с формулами (6.1), (6.2) два стояка  $D = 1$  м при радиусе входной воронки  $R_{вх} = 3D$  или три стояка  $D = 900$  мм при радиусе входной воронки  $R_{вх} = D$ .

Принимаем к проектированию три стояка диаметром  $D = 900$  мм и прямоугольный водобойный колодец с шириной, приходящейся на один стояк,  $B = 1,85D$ , т. е.  $B = 1,66$  м. Общая ширина колодца  $B' = 1,66 \times 3 = 5$  м.

2. При определении размеров водобойного колодца расчет ведем



на один стояк. Для исключения повторного расчета при определении удельной энергии потока у дна водобоя зададимся первоначальной глубиной колодца  $d_k = 0,7$  м. Тогда

$$T'_0 = (z_0 - z_2) + H_0 + d_k = (-7,2 + 40,55) + (2 + 2,03^2/19,62) + 0,7 = 36,25 \text{ м.}$$

Принимаем высоту стояка  $P = 28,5$  м. По графику (см. рис. 6.6) и табл. 6.2 находим  $\varphi = 0,62$ ,  $\zeta_{вк} = 0,55$ . 3. Определяем скорость потока у дна водобойного колодца  $v_0$  и в сжатом сечении водобоя  $v_c$ :

$$v_0 = \varphi \sqrt{2 g T_0} = 0,62 \sqrt{19,62 \cdot 36,25} = 16,6 \text{ м/с;}$$

$$v_c = v_0 \sqrt{1 - \zeta_{вк}} -$$

$$= 16,6 \sqrt{1 - 0,55} = 11,13 \text{ м/с.}$$

4. Определяем критическую и сопряженные глубины потока в водобое:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha Q^2 / B^2 g} = \sqrt[3]{1,1 \cdot 8^2 / 5^2 \cdot 9,81} = 0,66 \text{ м;}$$

$$h'_c = Q / B v_c = \sqrt{8 / 5 \cdot 11,13} = 0,143 \text{ м;}$$

$$h''_c = \frac{h'_c}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8 h_{кр}^3}{h_c'^3}} - 1 \right) = \frac{0,143}{2} \times \left( \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 0,66^3}{0,143^3}} - 1 \right) = 1,93 \text{ м.}$$

5. Глубина водобойного колодца составит

$$d_k = \sigma h''_c - t = 1,3 \cdot 1,93 - 2 = 0,5 \text{ м,}$$

где  $t = 2$  м — глубина воды в отводящем коллекторе при пропуске расчетного расхода.

Поскольку глубина колодца получилась несколько меньше первоначально принятой для определения  $v_0$ , расчет можно не повторять.

6. Длина водобойного колодца будет равна

$$l_k = 1,5 D + 2,25 h''_c \approx 5,7 \text{ м.}$$

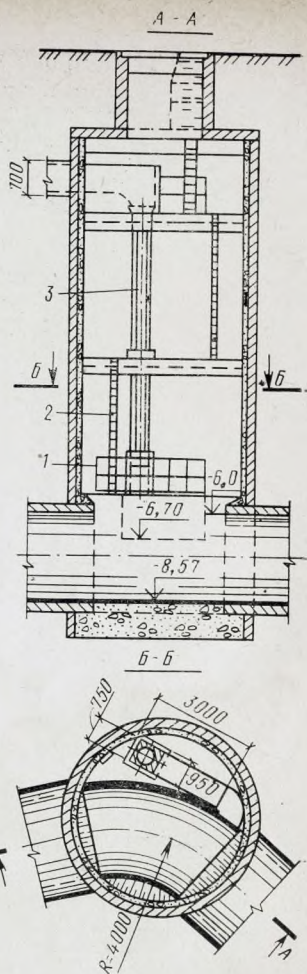


Рис. 6.19. Конструктивное решение трубчатого перепада с водобойным колодцем на банкете шахты (к примеру 6.1)

При конструировании удалось увеличить радиус входной во-



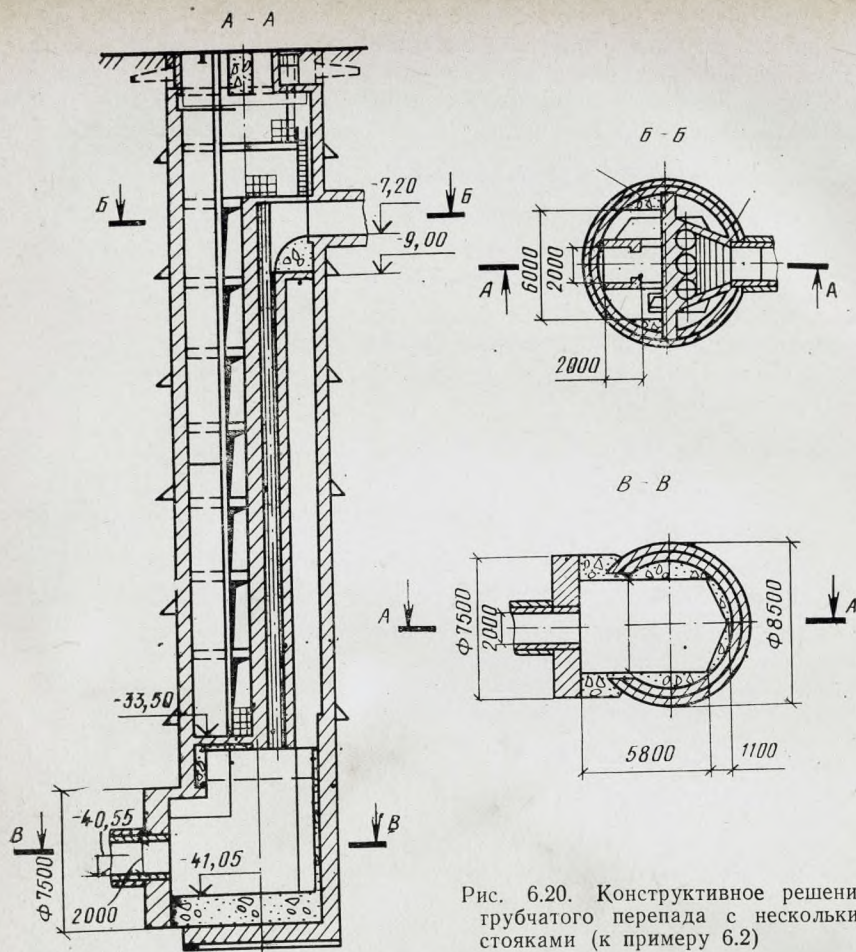


Рис. 6.20. Конструктивное решение грубого перепада с несколькими стояками (к примеру 6.2)

ронки, что обеспечит более надежную работу стояков, и размеры водобойного колодца.

На рис. 6.20 представлено конструктивное решение данного перепада.

**Пример 6.3.** Рассчитать трубчатый перепад с гашением энергии при соударении потоков в водобойном колодце.

Исходные данные: а) подводящий коллектор прямоугольного сечения  $2 \times 2,4$  м,  $i=0,01$ ,  $Q_p=7$  м<sup>3</sup>/с,  $v_p=1,79$  м/с; б) отводящий коллектор прямоугольного сечения  $2 \times 2,6$  м,  $i=0,001$ . Глубина потока в коллекторе  $t=2,2$  м. Общая высота падения жидкости с учетом заполнения подводящего коллектора  $T_0=36$  м. Диаметр шахты в свету, в которой необходимо запроектировать перепад,  $D_{ш}=7,2$ .

Расчет.

1. В соответствии с расчетной схемой (см. рис. 6.11) и формула-



ми (6.1) и (6.2) ориентировочно выбираем два стояка диаметром  $D=1000$  мм. Конструктивно мы можем выполнить в шахте ( $D_{\text{ш}}=7,2$  м) входную воронку с  $R_{\text{вх}}=2D$ , тогда пропускная способность одного стояка данного перехода составит:

$$Q = A D^{2,5} = 3,57 \cdot 1,2^{2,5} = 3,57 \text{ м}^3/\text{с},$$

где  $A = 0,61 \sqrt{g(R_{\text{вх}}/D + 1,5)} = 0,61 \sqrt{9,8(2/1 + 1,5)} = 3,57$ .

Таким образом, два стояка могут пропустить заданный расход  $Q=7 \text{ м}^3/\text{с}$ . Задаемся шириной водобойной камеры  $B=3$  м.

2. Скорость потока перед водобойной камерой

$$v_0 = \varphi \sqrt{2gT_0} = 0,66 \sqrt{19,6 \cdot 36} = 17,6 \text{ м/с},$$

где  $\varphi=0,66$  взято по графику (см. рис. 6.6) с учетом высоты стояка  $P=25$  м.

3. Принимаем конструктивно ширину отводящего лотка  $b=1,9$  м. Тогда скорость потока в сжатом сечении отводящего лотка при  $\zeta'_{\text{вк}}=0,85$  будет равна

$$v_c = v_0 \sqrt{1 - \zeta'_{\text{вк}}} = 17,6 \sqrt{1 - 0,85} = 6,82 \text{ м/с}.$$

4. Критическая и сопряженные глубины потока в отводящем лотке составят

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\alpha Q^2 / b^2 g} = \sqrt[3]{1,1 \cdot 7^2 / 1,9^2 \cdot 9,8} = 1,15 \text{ м};$$

$$h'_c = Q / b v_c = 7 / 1,9 \cdot 6,82 = 0,54 \text{ м};$$

$$h''_c = \frac{h'_c}{2} \left( \sqrt[3]{1 + \frac{8h_{\text{кр}}}{h'_c}} - 1 \right) = 0,27 \left( \sqrt[3]{1 + \frac{8 \cdot 1,15^3}{0,54^3}} - 1 \right) = 2,12 \text{ м}.$$

Поскольку  $h''_c$  меньше глубины потока в коллекторе, устройства водобойного колодца в отводящем лотке не требуется. Конструктивно принимаем глубину колодца  $h_{\text{кам}} = d_{\text{к}} = D = 1$  м.

5. Определяем высоту буруна по формуле 6.35:

$$h_{\text{ср}} = 0,88 B \left( \frac{Q_{\text{п}}}{g^{0,5} B^{2,5}} \cdot \frac{v_0^2}{g b} \right)^{0,46} = 0,88 \cdot 3 \left( \frac{3,5 \cdot 17,6^2}{9,8^{1,5} \cdot 3^{2,5} \cdot 1,9} \right)^{0,46} = 2,86 \text{ м}.$$

С учетом пульсации и аэрации жидкости принимаем высоту камеры равной

$$h_{\text{стр}} = 2,86 \cdot 1,8 + 1 = 6,15 \text{ м}.$$

6. Определяем длину водобойной камеры с учетом расстояния между стояками

$$l_{\text{ст}} = b + 2a = 1,9 + 2,15 = 4,9 \text{ м}.$$

Принимаем  $l_{\text{ст}}=5$  м, тогда

$$B_{\text{к}} = l_{\text{ст}} + D = 5 + 1 = 6 \text{ м}.$$

Таким образом, в результате расчета получены следующие размеры: ширина камеры  $B=3$  м; длина камеры  $B_{\text{к}}=6$  м. Если позволяют габариты шахты, то принятые конструктивные размеры водобойной камеры могут быть увеличены.

На рис. 6.21 представлена конструкция перепада, разработан-



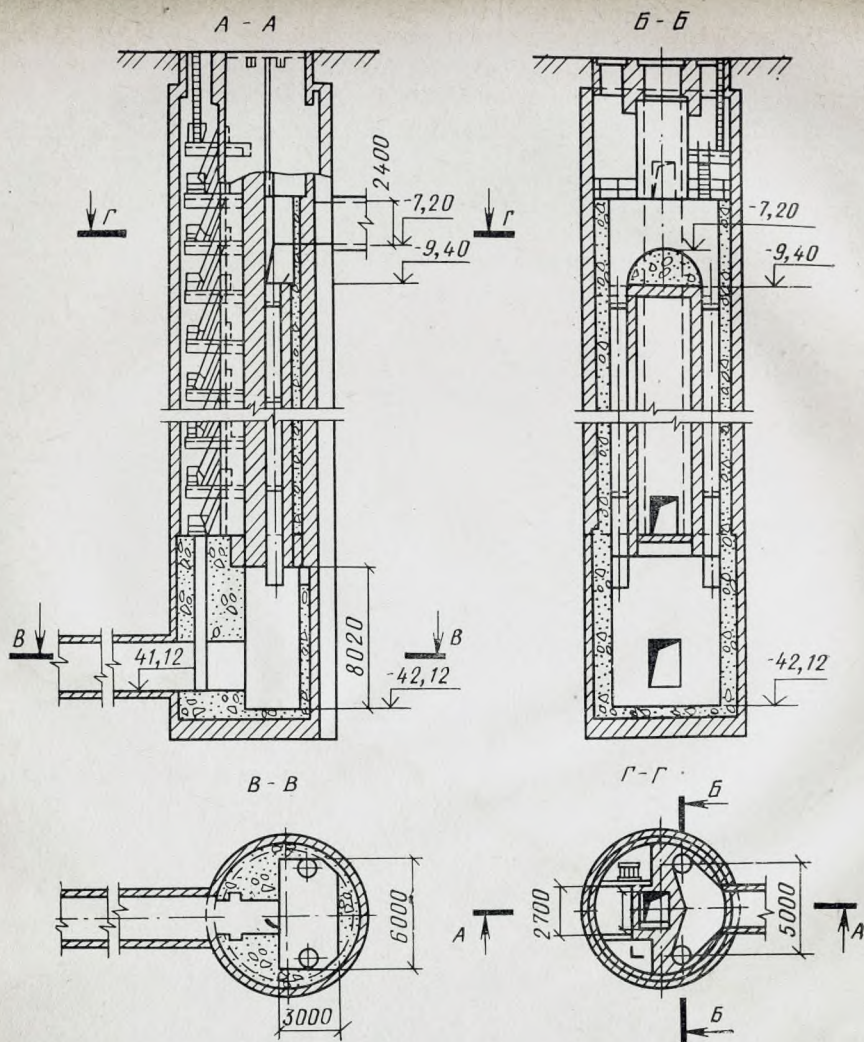


Рис. 6.21. Конструктивное решение трубчатого перепада с гашением энергии соударением потоков (к примеру 6.3)

ная в институте Ленгипроинжпроект по результатам выполненного расчета. В данной конструкции предусмотрена возможность отключения перепада при помощи затворов, спуска грузов и людей при помощи лифта. Стенки и дно водобойной камеры и отводящего лотка покрываются металлическим листом.

**Пример 6.4.** Расчет трубчатого перепада с подключением стояка к шелыге коллектора.

Исходные данные: а) глубоководный коллектор —  $Q_k =$



$=4 \text{ м}^3/\text{с}$ ,  $D_K=2 \text{ м}$ ,  $h/D_K=0,75$ ,  $v_p=1,62 \text{ м/с}$ ; б) перепад  $Q_n=0,4 \text{ м}^3/\text{с}$ ,  $D_{ст}=0,5 \text{ м}$ ,  $v_0=7,25 \text{ м/с}$ .

Расчет.

1. Определяем величину подпора при подключении перепада:

$$\zeta = 1,4 (\eta_Q \eta_v)^{0,6} = 1,4 \cdot 0,45^{0,6} = 0,86;$$

$$\Delta h = \zeta \frac{v_0^2}{2g} = 0,86 \frac{1,62}{19,62} = 0,11 \text{ м.}$$

2. Глубина потока и скорость перед перепадом составляют:

$$H_1 = h_p + \Delta h = 1,5 + 0,11 = 1,61 \text{ м,}$$

$$v = Q/\omega = 4/2,67 = 1,5 \text{ м/с.}$$

где площадь живого сечения потока  $\omega$  с учетом подпора (при глубине  $H_1$ ) определена по [10].

Скорость потока при подключении перепада несколько уменьшилась, но является допустимой по условиям транспортирования взвешенных веществ.

3. Значения  $\eta_{h''}$  и второй сопряженной глубины определим по графику (см. рис. 6.13) при

$$\eta_Q = Q_n/Q_K = 0,4/4 = 0,1;$$

$$Fr_1 = v_1^2/g y_1 = 1,5^2/9,8 \cdot 0,73 = 0,314,$$

где  $y_1$  — глубина погружения центра тяжести живого сечения потока, м (табл. 6.3); получим  $\eta_{h''} = H_1/h'' = 1,04$  и  $h'' = 1,54 \text{ м}$ .

Глубина потока в коллекторе  $t$  при равномерном режиме движения при суммарном расходе  $Q=4,4 \text{ м}^3/\text{с}$  и уклоне  $i=0,001$  составляет

$$t = 1,6 \text{ м } (t > h''),$$

т. е. будет иметь место затопленный гидравлический прыжок. Глубина потока в этом случае составит

$$H_1 = \eta_h t = 1,04 \cdot 1,6 = 1,66 \text{ м.}$$

Проверим скорость потока в коллекторе при  $H_1=1,66 \text{ м}$

$$v_1 = Q/\omega = 4/2,8 = 1,43 \text{ м/с.}$$

Скорость уменьшилась, но является допустимой по условиям транспортирования взвешенных веществ.

Таким образом, в данном случае оба условия к подключению перепада со сбросом жидкости в коллектор выполнены ( $v_1 > v_n$ ;  $t > h''$ ) и отсутствует необходимость строительства водобойного колодца. Конструктивное решение перепада представлено на рис. 6.22.

**Пример 6.5.** Расчет многоступенчатого перепада (см. схему А на рис. 6.14).

Исходные данные: расчетный расход  $Q=9,7 \text{ м}^3/\text{с}$ , диаметры и уклоны подводящего и отводящего коллекторов равны  $D_K=2500 \text{ мм}$ ,



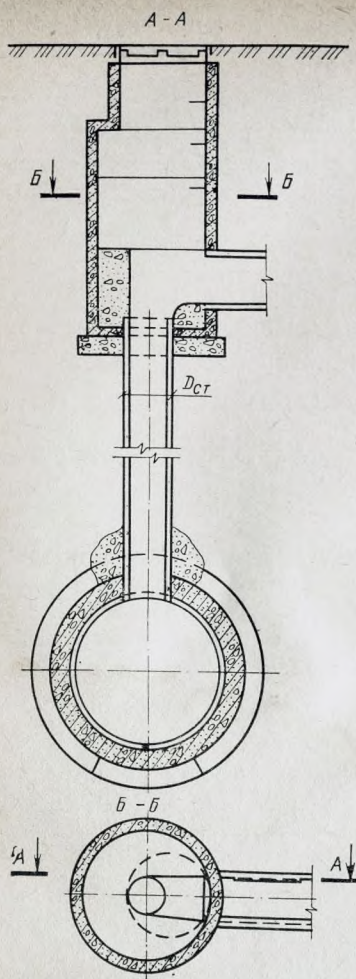


Рис. 6.22. Конструктивное решение трубчатого перепада с подключением стояка к шельге коллектора (к примеру 6.4)

минимального поступления стоков в сухую погоду)  $Q_{\text{авар}} = 2,2 \text{ м}^3/\text{с}$ ; диаметры и уклоны подводящего и отводящего коллекторов равны  $D_{\text{к}} = 2,5 \text{ м}$ ;  $i = 0,002$ ; отметка дна подводящего (верхового) коллектора у перепада  $z_1 = 43,00$ ; отметка дна отводящего (нижнего) коллектора  $z_2 = 26,30$ .

#### Расчет.

1. Задаемся типовым наружным диаметром шахты  $5,5 \text{ м}$ , внутренний диаметр шахты  $D_{\text{ш}} = 4,7 \text{ м}$ .
2. Определяем внутренний диаметр центрального стояка для пропускания  $Q_{\text{авар}}$  при  $R_{\text{вх}} = 0$ . По формуле (6.3)  $D = 0,71 \cdot 2,2^{0,4} = 0,975 \text{ м}$ .

$l = 0,0015$ . Отметка дна подводящего коллектора у перепада  $z_1 = 43 \text{ м}$ . Отметка дна отводящего коллектора за перепадом  $z_2 = 26,3 \text{ м}$ .

#### Расчет.

1. Задаемся исходя из условий строительства и эксплуатации значениями шага ступеней  $Z = 2 \text{ м}$ , принимаем водопропускную часть многоступенчатого перепада прямоугольного сечения с  $B = 4,6 \text{ м}$ .
2. Для  $Z/B = 0,435$  по табл. 6.4 интерполяцией находим значения  $K_i = 0,95$  и  $K_j = 3,95$ .
3. Определяем удельный расход  $q$ , скорость потока на выходе со ступеней и ширину перепада  $b$  по формулам (6.46), (6.47), (6.48).

$$q = (Z/K_i)^{3/2} = (2/0,95)^{3/2} = 2,64 \text{ м}^3/\text{с} \cdot \text{м};$$

$$v = K_j q^{1/3} = 3,95 \cdot (2,64)^{1/3} = 5,45 \text{ м/с};$$

$$b = Q/q = 9,7/2,64 = 3,7 \text{ м};$$

принимаем  $b = 3,7 \text{ м}$ .

Чтобы иметь возможность эксплуатировать (проводить осмотр и ремонт) перепад и глубоко заложенный коллектор, водопропускную часть прямоугольного сечения размещают в шахте, где устраивают лестницы, монтажные проемы и др.

**Пример 6.6.** Многоступенчатый перепад с центральным стояком (см. схему Б на рис. 6.14).

Исходные данные: расчетный расход сточных вод во время дождя  $Q = 12,4 \text{ м}^3/\text{с}$ ; расход аварийного сброса через центральный стояк (для ремонта и осмотра ступеней в часы мини-



Принимаем  $D=1$  м, наружный диаметр с учетом толщины стенок и защитного слоя  $D=1,3$  м.

3. Определяем условный удельный расход:

$$q = Q/D_{\text{ш}} = 12,4/4,7 = 2,65 \text{ м}^3/\text{с} \cdot \text{м}$$

и задаемся различными значениями  $Z$  с тем, чтобы принятое значение  $Z$  и соответствующее ему  $K_i$  по табл. 6.4 удовлетворяли уравнению (6.46) при  $q=2,65 \text{ м}^3/(\text{с} \cdot \text{м})$  (значение  $Z$  можно находить также графическим методом).

При  $Z=1,8$  м и  $Z/D=1,8/4,7=0,383$  по табл. 4 интерполяцией находим  $K_i=0,94$ ;  $K_j=3,75$ . Значения  $q$  и  $v$  составят:

$$q = (Z/K_i)^{3/2} = (1,8/0,94)^{3/2} = 2,65 \text{ м}^3/\text{с} \cdot \text{м};$$

$$v = K_j q^{1/3} = 3,75 \cdot 2,65^{1/3} = 5,2 \text{ м/с}.$$

4. Находим шаг ступеней  $Z'$  по формуле (6.49):

$$Z' = 1,8 \left( \frac{4,7^2}{4,7^2 - 1,3^2} \right) = 1,95 \text{ м}.$$

Принимаем  $Z'=2$  м.

**Пример 6.7.** Рассчитать многоступенчатый перепад (см. схему В на рис. 6.14).

Исходные данные: расчетный расход  $Q=9,7 \text{ м}^3/\text{с}$ , диаметры и уклоны подводящего и отводящего коллекторов одинаковы —  $D_k=2500$  мм,  $i=0,0015$ ; отметки дна подводящего и отводящего коллекторов у перепада соответственно равны  $z_1=43,000$  и  $z_2=26,300$ .

Расчет и проектирование.

1. Задаемся исходя из условий строительства и эксплуатации значением расстояния между ступенями в свету  $Z'=1,8$  м.

2. Определяем величину удельного расхода и размеры водопропускной части по формулам (6.50), (6.51):

$$q = (Z/1,09)^{3/2} = (1,8/1,09)^{3/2} = 2,12 \text{ м}^3/\text{с} \cdot \text{м};$$

$$a = q^{2/3}/3,7 = 2,12^{2/3}/3,7 = 0,45 \text{ м};$$

$$b = Q/q = 9,7/2,12 = 4,57 = 4,6 \text{ м}.$$

Принимаем ширину водопропускной части  $B$  с учетом  $D_k$  и  $a$ :

$$B = D_k + 2a + 0,3 = 2,5 + 2 \cdot 0,45 + 0,3 = 3,7 \text{ м}.$$

Размеры водопропускной части многоступенчатого перепада получились такими же, как и в примере 6.5 (схема А).

**Пример 6.8.** Рассчитать перепад с водосливом практического профиля.

Исходные данные: расчетный расход  $Q=590$  л/с; диаметры и уклоны подводящего и отводящего коллекторов равны между собой и составляют  $D_k=900$  мм;  $i=0,0015$ ; отметки дна подводящего и отводящего коллекторов у перепада соответственно равны  $z_1=13,13$ ,  $z_2=10,15$ .

Расчет.



1. По расчетным таблицам [10] находим наполнение и скорость потока в коллекторе на подходе к перепаду:

$$h/D_k = 0,75; \quad h = 0,675 \text{ м}; \quad v = 1,17 \text{ м/с.}$$

2. Определяем удельную энергию потока на подходе к перепаду, отнесенную к площади дна водобойного колодца (для предварительных расчетов задаемся первоначальной глубиной колодца  $d=0,4$  м) — см. расчетную схему на рис. 6.15.

$$T'_0 = h + v^2/2g + P + d = 0,675 + 0,07 + 2,98 + 0,4 = 4,125 \text{ м.}$$

3. Находим скорость потока в сжатом сечении водобойного колодца

$$v_c = \varphi \sqrt{2gT'_0} = 0,9 \sqrt{19,62 \cdot 4,125} = 8,1 \text{ м/с.}$$

При высоте перепада до 3 м и выходе потока из круглой трубы в водосливной канал прямоугольного поперечного сечения можно принимать  $\varphi=0,9$ .

4. Определяем глубину потока в сжатом сечении  $h_c$  и вторую сопряженную с ней глубину  $h''_c$  при надвинутом гидравлическом прыжке (ширина водосливного канала и ширина водобойного колодца приняты равными диаметру коллектора  $D_{\text{кол}}$ ):

$$h_c = Q/bv_c = 0,59/0,9 \cdot 8,1 = 0,081 \text{ м.}$$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{Q^2/b^2g} = \sqrt[3]{0,59^2/0,9^2 \cdot 9,81} = 0,353 \text{ м};$$

$$h''_c = 0,0405 \left[ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot (0,353)^3}{0,081^3}} - 1 \right] = 1 \text{ м.}$$

5. Глубина и длина водобойного колодца составят

$$d_k = \delta h'' - h = 1,05 \cdot 1 - 0,675 = 0,375 \text{ м.}$$

Поскольку первоначально принятая глубина колодца (для определения скорости  $v_c$ ) незначительно отличается от вычисленной, расчет можно не повторять и принимать для строительства  $d_k = 0,375$  м:

$$l_k = 2,7 h''_c = 2,7 \text{ м.}$$

6. Определяем координаты водосливной поверхности и общую длину перепадного колодца

$$l_1 = 1,15 \sqrt{H_0(P + 0,33 H_0)} = 1,15 \sqrt{0,745(2,98 + 0,33 \cdot 0,745)} = 1,783 \text{ м.}$$

Координаты водосливной поверхности  $x$  и  $y$  (см. рис. 6.15), определенные по формуле (6.60), составят:  $x=0,653; 1,130; 1,460; 1,728$  м при соответствующих значениях  $y=0,4; 1,2; 2,0; 2,8$  м.

Общая длина перепадного колодца будет равна

$$L = l_1 + l_k = 1,78 + 2,7 = 4,48 \text{ м.}$$

При расчете данного перепада с помощью номограммы (см. рис. 6.16) и по формуле (6.58) получим следующие размеры: при  $T'_0 = 4,125$  м и  $q_0 = 0,59/0,9 = 0,656$  находим  $B = 0,97$  м. Тогда

$$d_k = B - h = 0,975 - 0,675 = 0,3 \text{ м};$$



$$l_1 = 1,15 \sqrt{0,745 (2,98 + 0,33 \cdot 0,745)} = 1,78 \text{ м};$$

$$L = 2 l_1 = 3,56 \text{ м},$$

т. е. значения глубины и особенно длины водобойного колодца в этом случае получились заниженными и не обеспечат затопления гидравлического прыжка. Для строительства следует принимать  $d_k = 0,375 \text{ м}; L = 4,48 \text{ м}$ .

**Пример 6.9.** Рассчитать перепад с отбойно-водосливной стенкой.

Исходные данные: расчетный расход на подходе к перепаду  $Q = 4 \text{ м}^3/\text{с}$ ; диаметр  $D_k = 2 \text{ м}$ ; уклон  $i = 0,001$ ; наполнение  $h/D_k = 0,74$ ; отметка дна подводящего коллектора  $z_1 = 50 \text{ м}$ ; диаметр  $D_{ок} = 2 \text{ м}$ ; уклон  $i = 0,001$  и отметка отводящего (глубоко заложенного) коллектора  $z_2 = 44 \text{ м}$ ; высота перепада (разница между отметками дна подводящего и отводящего коллекторов) равна  $6 \text{ м}$ .

Расчет и проектирование.

1. В соответствии с расчетной схемой перепада (см. рис. 6.17) принимаем конструктивно ширину стенки  $B_c$  и ширину водобойного колодца  $B_k$  равными  $4 \text{ м}$ . Это позволяет разместить перепад в шахте с внутренним диаметром  $D_{ш} = 4,7 \text{ м}$ .

2. Определяем критическую глубину в подводящем трубопроводе по формуле (2,41). Поскольку значение  $h_{кр}$  по величине меньше глубины потока в коллекторе при равномерном движении при  $i = 0,001$ , то  $i < i_{кр}$ :

$$h_{кр} = \left( \frac{\alpha Q^2}{0,9 g D_k} \right)^{0,25} = \left( \frac{1,05 \cdot 4^2}{0,9 \cdot 9,81 \cdot 2} \right)^{0,25} = 0,975 \text{ м}.$$

3. Находим глубину потока на конце коллектора по формуле (6.69).

$$h_{кон} = 0,745 h_{кр} = 0,745 \cdot 0,975 = 0,73 \text{ м}.$$

4. Скорость потока в конце подводящего коллектора

$$v_{кон} = Q/\omega_{кон} = 4/1,04 = 3,85 \text{ м/с}.$$

$\omega_{кон} = 1,04 \text{ м}^2$  найдено при  $h_{кон}/D = 0,365$  по [10], где даны гидравлические элементы круглого сечения.

5. Принимаем расстояние от конца коллектора до водосливной стенки с учетом зависимости (6.68)  $l = 1,15 \text{ м}$ .

6. Находим по формуле (6.63) высоту свободного падения потока  $h_{п}$  и отметку точки удара оси потока о стенку  $z_y$ :

$$h_{п} = g l^2 / 2 v_{кон}^2 - h_{кон} / 2 = 9,81 \cdot 1,15^2 / 2 \cdot 3,85^2 - 0,365 = 0,07 \text{ м};$$

$$z_y = z_1 - h_{п} = 50 - 0,07 = 49,93 \text{ м}.$$

7. Высота подъема воды  $H_{п}$  и отметка верха уровня воды на водосливной стенке  $z_{п}$  составят:

$$H_{п} = v_{кон}^2 / 2 g = 3,85^2 / 19,62 + 0,365 = 1,12 \text{ м};$$

$$z_{п} = z_y + H_{п} = 49,93 + 1,12 = 51,05 \text{ м}.$$

Облицовку стенки целесообразно принять на  $0,3\text{--}0,5 \text{ м}$  выше отметки  $z_{п}$ .

8. Определяем с некоторым запасом ширину растекания потока на



стенке  $x$  по формуле (6.66) и далее ширину  $B$  по формуле (6.64). Координата  $y$  для нижнего уровня стенки составит:

$$y = z_y - z_n = 49,93 - 46 = 3,93 \text{ м.}$$

Отметка низа стенки принята конструктивно на уровне шельги отводящего коллектора в нижнем бьефе.

$$x = v_{\text{кон}} \sqrt{\frac{2}{g} \left( y + \frac{v_{\text{кон}}^2}{2g} \right)} = 3,85 \sqrt{\frac{2}{9,81} \left( 3,93 + \frac{3,85^2}{19,62} \right)} = 3,75 \text{ м;}$$

$$B = 2x + B_0 = 2 \cdot 3,75 + 1,92 = 9,42 \text{ м.}$$

Поскольку  $B > B_c$ , часть потока будет стекать по боковым и торцевой стенкам.

9. Определяем удельную энергию  $T_0$ , скорость потока у дна водобоя  $v_1$  и в сжатом сечении  $v_c$ , предварительно принимая глубину колодца  $d_k$  равной нулю:

$$T_0 = h_{\text{кон}} + v_{\text{кон}}^2 / 2g + (z_1 - z_2) = 0,73 + 3,85^2 / 19,62 + (50 - 44) = 7,49 \text{ м;}$$

$$v_1 = \varphi \sqrt{2g T_0} = 0,87 \sqrt{19,62 \cdot 7,49} = 10,55 \text{ м/с;}$$

$$v_c = v_1 \sqrt{1 - \xi_{\text{в.к}}} = 10,55 \sqrt{1 - 0,4} = 8,17 \text{ м/с.}$$

Значение  $\varphi$  принято по графику (см. рис. 6.18).

10. Находим сопряженные глубины надвинутого гидравлического прыжка и размеры прямоугольного водобойного колодца

$$h_c = Q / B_k v_c = 4 / 4 \cdot 8,17 = 0,122 \text{ м;}$$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B_k^2 g}} = \sqrt[3]{16 / 16 \cdot 9,81} = 0,467 \text{ м;}$$

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{\text{кр}}}{h_c} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,122}{3} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{0,467}{0,122} \right)^3} - 1 \right] = 1,24 \text{ м.}$$

Поскольку глубина потока в отводящем коллекторе  $t = \frac{h}{D} D = 0,74 \cdot 2 = 1,48 \text{ м} > h_c''$ , можно принять  $d_k = 0$ . Для подпора гидравлического прыжка и уменьшения длины водобоя следует принять глубину колодца конструктивно  $d_k > 0,25 h_c''$ . Принимаем  $d_k = 0,4 \text{ м}$ . Длина колодца составит

$$l_k = \beta l_n + l_1 = 0,5 \cdot 4,5 \cdot 1,24 + 1,15 = 3,94 \text{ м.}$$

#### 6.4. Ливнеспуски и разделительные камеры

Ливнеспуски (на общественной сети) и разделительные камеры (на дождевой сети полураздельной системы канализации) устраивают для сброса во время сильных дождей части сточных вод в водоемы или регулирующие резервуары для уменьшения сечения коллекторов и снижения стоимости всей системы водоотведения.

По конструкции ливнеспуски и разделительные камеры могут быть одинаковыми, поэтому их иногда объединяют общим названием — ливнесбросные камеры.



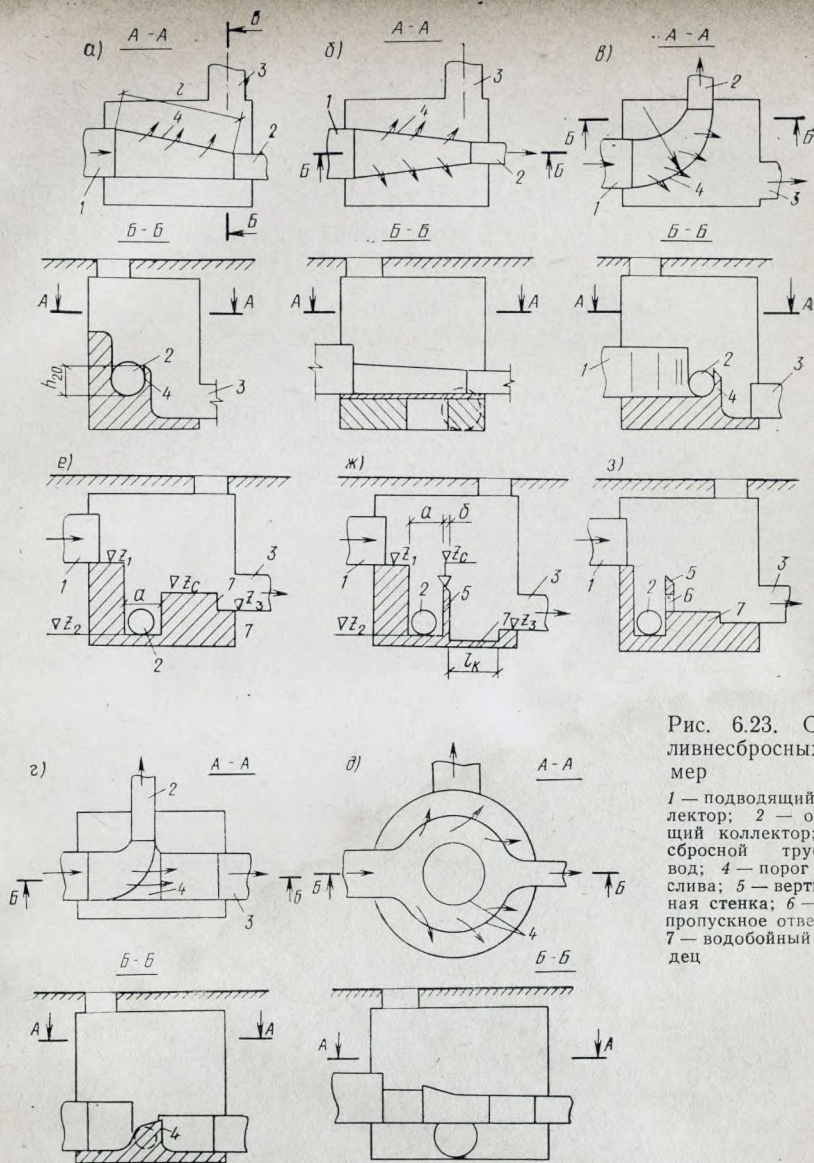


Рис. 6.23. Схемы ливнесбросных камер

1 — подводящий коллектор; 2 — отводящий коллектор; 3 — сбросной трубопровод; 4 — порог водослива; 5 — вертикальная стенка; 6 — водопропускное отверстие; 7 — водобойный колодец

Различают следующие основные типы ливнесбросных камер (рис. 6.23).

С водосливами: прямолинейными боковыми — одно- и двухсторонними (рис. 6.23, а, б), криволинейными боковыми (рис. 6.23, в), полигональными торцовыми (рис. 6.23, г), кольцевыми (рис. 6.23, д) и др.

Основанные на различной дальности отлета струи: типа донного



слива (рис. 6.23, *е*), с вертикальной разделительной стенкой без отверстия (рис. 6.23, *ж*), с отверстием (рис. 6.23, *з*).

Комбинированные и с использованием механических устройств. Основным уравнением для расчета камер с водосливами является зависимость

$$Q_{сбр} = m \sqrt{2g} H^{3/2} l, \quad (6.72)$$

где  $Q_{сбр}$  — величина расхода воды, сбрасываемой через водослив [см. формулу (5.3)];  $m$  — коэффициент расхода;  $l$  — длина гребня водослива;  $H$  — напор над гребнем водослива.

Величина  $H$  принимается равной

$$H = h - h_{гр}, \quad (6.73)$$

где  $h$  — глубина воды в коллекторе у водослива;  $h_{гр}$  — высота порога (гребня) водослива (от дна коллектора).

Рекомендации по определению коэффициентов расхода для наиболее распространенных конструкций камер с водосливами даны в справочнике [6]. Для камер с прямолинейным боковым неподтопленным водосливом приближенные значения можно определять по формуле

$$m = 0,38 + 0,03 \frac{H}{h_{гр}}. \quad (6.74)$$

Для неподтопленного водослива отметка гребня должна быть выше уровня воды на входе в трубопровод 3 (см. рис. 6.23), отводящий сбрасываемый расход сточных вод.

Высота порога водослива  $h_{гр}$  принимается такой, чтобы обеспечивалось отведение на очистку (без сброса в водоем) соответствующих расходов, определяемых формулами (5.2), (5.6);  $h_{гр}$  принимается равной глубине потока  $h_2$  в отводящем трубопроводе при этих расходах.

Для камер с криволинейным боковым водосливом коэффициент расхода, по данным Г. С. Агасиева и А. М. Курганова, можно принимать следующий:

$$\begin{aligned} \text{при } Q_{сбр}/Q_{общ} \leq 0,5 \dots m &= 0,7 (Q_{сбр}/Q_{общ})^{0,5}; \\ \text{при } Q_{сбр}/Q_{общ} > 0,5 \dots m &= 0,48. \end{aligned} \quad (6.75)$$

$Q_{общ}$  — расчетный расход сточных вод перед камерой (при расчетном дожде). Высоту порога  $h_{гр}$  в этих камерах следует принимать несколько большей, чем при прямолинейных боковых водосливах с тем, чтобы избежать перелива через гребень в сухую погоду:

$$h_{гр} = h_2 + \frac{\xi_{лB}}{2} \cdot \frac{v_2^2}{2g}, \quad (6.76)$$

где  $h_2$  и  $v_2$  — соответственно глубина и скорость в подводящем коллекторе перед камерой при расходе, отводимом на очистку;  $\xi_{лB}$  — параметр, принимаемый в зависимости от относительного радиуса закругления водослива по табл. 6.6.

При определении  $Q_{сбр}$  по формуле (6.72) для камер с криволинейным боковым водосливом следует принимать

$$l = D_1;$$



Таблица 6.6. Значения  $\xi_{\text{л}}$  при различных соотношениях радиуса закругления водослива  $R_{\text{в}}$  и диаметра подводящего трубопровода  $D_1$

$R_{\text{в}}/D_1$	0,5	1	2	3	4	5
$\xi_{\text{л}}$	3,14	2,57	1,12	1,60	1,39	1,24

$$H = h - h_{\text{гр}} + \xi_{\text{л}} \frac{v_1^2}{2g}, \quad (6.77)$$

где  $v_1$  — скорость сточных вод в подводящем трубопроводе при расходе  $Q_{\text{общ}}$ ;  $\xi_{\text{л}}$  — принимается по табл. 6.6.

Методика гидравлического расчета ливнесбросных камер типа донного слива (см. рис. 6.23, *е*) и с вертикальными разделительными стенками (см. рис. 6.23, *ж*) разработана с учетом результатов исследований этих конструкций в ЛНИИ АКХ, ЛИСИ и других организациях.

Размеры донного отверстия  $a$  (или расстояние между вертикальной стенкой и подводящим коллектором; см. рис. 6.23, *ж*) определяются исходя из дальности отлета струи при предельных расходах  $Q_{\text{пр.д}}$  сточных вод, отводимых на очистку — расходы, определяемые по формулам (5.2), (5.6), (5.9).

$$a = l + t'/2; \quad (6.78)$$

$$t' = q/\sqrt{2gP}; \quad (6.79)$$

где  $l$  — дальность отлета струи по оси;  $t'$  — проекция толщины струи на горизонтальную ось;  $q$  — удельный расход на единицу ширины подводящего лотка;  $P$  — высота падения (разность отметок дна подводящего лотка  $z_{\text{п}}$  и верха стенки  $z_{\text{в}}$  или водобойной площадки).

При подводе воды к камере по лотку прямоугольного сечения дальность отлета струи по оси находится по формуле

$$l = 1,41 \cdot h_{\text{кр}} \sqrt{0,3 + P/h_{\text{кр}}} \text{ м}, \quad (6.80)$$

где  $P$  — высота падения;  $h_{\text{кр}}$  — критическая глубина потока в подводящем лотке, определяется по формуле (6.15).

Высоту падения в камерах типа донного слива, по данным Л. И. Стрельцовой, можно определить по формуле

$$P = 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta h_{\text{кр}} (\text{общ}); \quad (6.81)$$

$$\beta = \arccos (1 - 2 Q_{\text{пр.д}}/Q_{\text{общ}}), \quad (6.82)$$

где  $h_{\text{кр(общ)}}$  — критическая глубина при общем расходе перед камерой.

При общесплавной системе канализации вместо  $Q_{\text{пр.д}}$  следует принимать  $Q_{\text{оч}} = (1 + n_0) Q_{\text{сух}}$ .

Для камер с вертикальной разделительной стенкой обычно задаются величиной  $P$  или  $a$ ; отметка верха стенки  $z_{\text{с}}$  должна приниматься на 0,1—0,3 м выше уровня воды на входе в ливнеотвод (трубопровод, отводящий сточные воды на сброс в водоем). Для гашения избыточной энергии потока перед ливнеотводом может



возникнуть необходимость в устройстве водобойного колодца (см. рис. 6.23, ж), размеры которого определяются гидравлическим расчетом аналогично расчету прямоугольных водобойных колодцев на перепадах.

Скорость потока в сжатом сечении определяется по формуле

$$v_c = \varphi \sqrt{2g(P + H_0)}, \text{ м/с,} \quad (6.83)$$

где  $\varphi$  — коэффициент скорости (для данной конструкции может быть принят равным 0,8);  $h_{кр}$  — критическая глубина при расчетном (общем) расходе сточных вод  $Q_d$  в лотке перед перепадом, определяется по формуле (6.15)  $H_0 = = 1,5H_{кр}$ .

Глубину потока в сжатом сечении  $h_c$  и сопряженную с ней глубину  $h_c''$  определяют по формулам (6.13) и (6.14) при заданной ширине водобойного колодца и общем расходе  $Q_{общ}$ .

Полученное значение  $h_c''$  сравнивают с бытовой глубиной потока в ливнеотводе  $t_3$  при заданных значениях  $D_3$ ,  $i_3$  и  $Q_d$ . При  $h_c'' < t_3$  водобойный колодец не нужен. Если  $h_c'' \geq t_3$ , то необходимо устраивать водобойный колодец, глубина которого определяется по формуле (6.21):

$$d_k = \sigma h_c'' - t_3.$$

Длина водобойного колодца определяется по формуле

$$l_k = l_1 + l_{п.п}, \quad (6.84)$$

где  $l_1$  — расстояние от водосливной стенки до сжатого сечения;  $l_{п.п}$  — длина подпертого гидравлического прыжка.

Можно принять

$$l_{п.п} = 2,5 h_c''; \quad (6.85)$$

$$l_1 = l - a - \delta, \quad (6.86)$$

где  $l$  — дальность отлета струи, определяемая по формуле (6.80) при  $h_{кр}$ , соответствующем  $Q_d$  и  $P$ ;  $a$  — расстояние от подводящего лотка до стенки (ширина донного отверстия);  $\delta$  — толщина разделительной стенки.

**Пример 6.10.** Рассчитать ливнесбросную камеру с прямолинейным боковым водосливом.

Исходные данные: диаметр и уклон подводящего коллектора  $L_1 = 800$  мм,  $i = 0,0025$ ,  $Q_{общ} = 652$  л/с,  $Q_{пр.д} = 163$  л/с.

Расчет. Принимаем диаметр и уклон трубопровода за камерой  $L_2 = 400$  мм и  $i_2 = 0,006$ ; наполнение коллектора (по таблицам [10] при  $Q_{пр.д}$  составит 0,38 м. Принимаем высоту порога водослива  $h_{гр} = 0,38$  м. Расчетный напор на гребне водослива составит

$$H = h_1 - h_{гр} = 0,8 - 0,38 = 0,42 \text{ м.}$$

Необходимая длина гребня водослива [см. формулу (6.72)] при  $Q_{сбр} = Q_{общ} - Q_{пр.д}$  будет равна:

$$l = \frac{Q_{сбр}}{m \sqrt{2gH^{3/2}}} = \frac{0,489}{0,38 \sqrt{19,62 \cdot 0,42^{3/2}}} = 1,03 \text{ м.}$$

**Пример 6.11.** Рассчитать ливнесбросную камеру с вертикальной разделительной стенкой.

Исходные данные: общий и предельный расходы перед камерой



$Q_{\text{общ}} = 652 \text{ л/с}$ ,  $Q_{\text{пр.д}} = 163 \text{ л/с}$ ; сточная вода поступает к камере по лотку прямоугольного сечения шириной  $B_{\text{л}} = 800 \text{ мм}$ , диаметры перехватывающего коллектора  $D_{\text{г}}$  и ливнеотвода  $D_3$  равны  $D_{\text{г}} = 900 \text{ мм}$ ,  $D_{\text{лз}} = 800 \text{ мм}$ ; отметки дна подводящего  $z_1$ , перехватывающего  $z_2$  коллекторов и ливнеотвода  $z_3$  в камере равны:  $z_1 = 9 \text{ м}$ ,  $z_2 = 6,5 \text{ м}$ ,  $z_3 = 6,5 \text{ м}$ .

Расчет. Определяем критическую глубину в подводящем коллекторе по формуле (6.15):

а) при  $Q_{\text{пр.д}}$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{0,163^2/9,81 \cdot 0,8^2} = 0,162 \text{ м};$$

б) при  $Q_{\text{л}}$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{0,652^2/9,81 \cdot 0,8^2} = 0,409 \text{ м}.$$

Отметка  $z_c$  конструктивно принята на 0,3 выше шельги главного перехватывающего коллектора с тем, чтобы избежать перелива сточных вод через водосливную стенку в случае неучтенных залповых сбросов:

$$z_3 = z_2 + D_2 + 0,3 = 6,5 + 0,9 + 0,3 = 7,7 \text{ м}.$$

Высота падения  $P$  и дальность полета струи  $l$  [формула (6.80)] при  $Q_{\text{пр.д}}$  составят:

$$P = z_{\text{п}} - z_c = 9 - 7,7 = 1,3 \text{ м};$$

$$l = 1,41 \cdot 0,162 \sqrt{0,3 + 1,3/0,162} = 0,658 \text{ м}.$$

Проекция толщины струи на горизонтальную ось [формула (6.79)] будет равна

$$l' = \frac{0,163}{\sqrt{19,62 \cdot 1,3 \cdot 0,8}} = 0,04 \text{ м}.$$

Ширина донного отверстия [формула (6.78)] составит:

$$a = 0,658 + 0,040/2 = 0,678 \text{ м}.$$

Дальность полета струи при общем расходе  $Q_{\text{д}}$  и  $P = z_1 - z_3 = 9 - 6,5 = 2,5 \text{ м}$ ;

$$l_2 = 1,41 \cdot 0,409 \sqrt{0,3 + 2,5/0,409} = 1,41 \text{ м}.$$

Скорость потока в сжатом сечении [формула (6.83)]:

$$v_c = 0,8 \sqrt{19,62 \cdot (2,5 + 1,5 \cdot 0,409)} = 6,05 \text{ м/с}.$$

Определяем глубину потока в сжатом сечении и вторую сопряженную глубину по формулам (6.13) и (6.14):

$$h_c = 0,652/6,05 \cdot 0,8 = 0,135 \text{ м};$$

$$h_c'' = \frac{0,135}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 (0,409/0,135)^3} - 1 \right] = 0,94 \text{ м}.$$

$$l_2 = 1,41 \cdot 0,409 \sqrt{0,3 + (2,5 + 0,3)/0,409} = 1,49 \text{ м};$$

Поскольку значение  $h_c''$  получилось больше глубины потока в ливнеотводе ( $t = D_2 = 800 \text{ мм}$ ), необходимо устройство водобойного



колодца глубиной  $d = \sigma h_c'' - t = 1,1 \cdot 0,94 - 0,8 = 0,24$  м. Принимаем с некоторым запасом глубину колодца равной 0,3 м и повторяем расчет:

$$l_2 = 1,41 \cdot 0,409 \cdot 0,3 + (2,5 + 0,3) / 0,409 = 1,49 \text{ м};$$

$$v_c = 0,8 \cdot \sqrt{19,62 \cdot (2,8 + 1,5 \cdot 0,409)} = 6,35 \text{ м/с};$$

$$h_c = \frac{0,6522}{6,35 \cdot 0,8} = 0,129 \text{ м};$$

$$h_c'' = \frac{0,129}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot (0,409 / 0,129)^3} - 1 \right] = 0,97 \text{ м};$$

$$d = 1,1 \cdot 0,97 - 0,8 = 0,27 \text{ м}.$$

Пряная глубина  $d = 0,3$  м достаточна для образования затопленного гидравлического прыжка.

Определяем длину водобойного колодца по формулам (6.84), (6.85) и (6.86), принимая толщину водосливной стенки  $\delta = 0,15$  м.

$$l_{п.п} = 2,5 \cdot 0,97 = 2,42 \text{ м};$$

$$l_1 = l_2 - a - \delta = 1,49 - 0,674 - 0,15 = 0,67 \text{ м};$$

$$l_k = 2,42 + 0,67 = 3,09 \text{ м}.$$

## ГЛАВА 7. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЭВМ ДЛЯ РАСЧЕТА КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СЕТЕЙ

### 7.1. Основные положения по расчету сетей на ЭВМ

Для расчета сетей водоотведения при проектировании и эксплуатации пригодны средние и крупные ЭВМ. Например, дождевая сеть на 100 участков требует для расчета на ЕС 1022 до 1 ч машинного времени. Так что оперативная память ЭВМ должна быть порядка 200 кбайт. ЭВМ — устройство, работа которого управляется программой, подготовленной человеком. Программа составляется на основании математического описания объекта, который рассчитывается или моделируется на ЭВМ. При отсутствии такого описания программу для ЭВМ составить невозможно. Сеть водоотведения описывается математически в полном объеме. Например, известны зависимости между параметрами для бытовой сети: глубиной воды в коллекторе и площадью живого сечения потока; зависимость между той же глубиной и смоченным периметром; зависимость расхода от уклона, площади и шероховатости смоченного периметра; формула для незаиливающей скорости; уравнения баланса расходов по узлам сети; формула для коэффициента неравномерности; зависимость стоимости единицы длины коллектора от его диаметра и глубины укладки и т. д. На эти параметры налагаются ограничения (обычно в виде неравенств). Например, такие: глубина заложения лотка коллектора не должна быть менее заранее указанной; скорость движения воды не должна быть менее незаиливающей; отметка воды в начале данного коллектора



не должна быть выше отметки воды в конце коллектора, примыкающего к нему и т. д. К этому следует добавить требование минимальной стоимости сети.

При составлении программы для ЭВМ должен быть использован весь математический аппарат путем разработки математической модели объекта.

Разница между математическим описанием и математической моделью заключается в следующем. В математическое описание объекта входит перечень уравнений (например, формула Шези, формула незаиливающей скорости), перечень неравенств (например, неравенства для глубины заложения лотка коллектора и для скорости движения сточной жидкости) и перечень прочих выражений (например, выражение для стоимости сети).

Математическая модель объекта включает в себя полностью его математические описания и в дополнение к этому содержит порядок использования этого описания при решении задачи на ЭВМ.

При проектировании бытовой сети требуется найти наименьшее значение стоимости (минимизировать стоимость) сети, не нарушая перечисленных ограничений в виде равенств и неравенств, налагаемых на характер изменения параметров сети, (например, диаметры, глубины, скорости и т. п.). Для этого сначала надо подобрать такие параметры, для которых все перечисленные ограничения выполняются, а затем изменять эти параметры (варьировать их) до тех пор, пока стоимость сети будет уменьшаться.

Математическая модель объекта, как правило, используется для разработки алгоритмов, необходимых для написания программы для ЭВМ.

Применение стандартных программ — наиболее распространенный способ механизации расчетов на ЭВМ. Для расчета однотипных объектов, для которых требуются одни и те же стандартные программы, последние объединяют в пакет прикладных программ (ППП). Наиболее высокий уровень автоматизации вычислительного труда достигается в системах автоматического проектирования (САПР). Такие системы позволяют получать не только самые выгодные значения параметров объектов, но и материалы, необходимые непосредственно для монтажа. К таким материалам относятся сметы, проекты производства работ и даже рабочие чертежи, изготовленные ЭВМ с помощью графопостроителя и др.

## **7.2. Подготовка исходных данных и организация вычислений на ЕС ЭВМ**

Для того чтобы ЭВМ произвела вычисления по составленной программе, необходимы исходные данные. Например, при расчете бытовой сети следует указать номер задачи, тип решаемой задачи (проектирование или эксплуатация), число участков, узлов, гидравлическую крупность, число жителей, норму водоотведения, длины участков и т. д. Такие данные должны быть введены в оперативную память ЭВМ еще до начала вычислений.



Один из вариантов решения задачи на ЭВМ следующий. Стандартная программа с помощью устройства ввода считана с перфокарт в память машины, транслирована и переписана на пакет магнитных дисков в библиотеку абсолютных модулей. Исходные данные вводятся в оперативную память ЭВМ также с перфокарт после ввода в нее перфокарт с программой. Оба пакета перфокарт дополняются специальными служебными перфокартами. Содержание этих перфокарт объявляется вычислительным центром (ВЦ). В основном содержание служебных перфокарт определяют видом оперативной системы, с которой работает ВЦ. В настоящее время в основном распространена большая оперативная система (ОС), несмотря на то что имеет место и малая дисковая операционная система (ДОС). Таким образом, перфокарты вводятся в память ЭВМ в следующем порядке: служебные карты 1; карты программы; служебные карты 2; карты исходных данных; служебные карты 3.

Чтобы уменьшить машинное время и упростить процесс ввода, программу с перфокарт переписывают в память ЭВМ заранее. Чаще всего она переписывается на пакет магнитных дисков. Тогда перед счетом в память ЭВМ вводятся только исходные данные задачи. Длительность вычислений при этом может быть существенно сокращена, особенно если произведена трансляция программ и ее текст переведен в цифровые коды.

При использовании дисплеев исходные данные и полученное на ЭВМ решение высвечивается на экране электроннолучевой трубки. С пульта дисплея исходные данные можно вводить в оперативную память ЭВМ минуя процесс пробивки карт. После окончания ввода с пульта дисплея вызывается программа и производится счет. Решение задачи в виде таблиц, отдельных массивов чисел и т. п. высвечивается на экране. Решение задачи может быть также напечатано на бумаге специальным печатающим устройством.

Перед пробивкой перфокарты с исходными данными заполняются соответствующие бланки. Каждая строка бланка содержит до 80 клеток. В клеточках размещаются символы исходных данных (в одной клеточке — цифра, точка, запятая или пробел). Числа отделяются одно от другого пробелами (не обязательно одним), после числа может стоять запятая, разрывы в написании чисел не допускаются. Строки бланков должны быть пронумерованы. Для каждой строчки пробивается перфокарта, на которой подписывается тот же номер, что и на соответствующей строке. Заполнение бланков производится в строгом соответствии с таблицей исходных данных. Такая таблица содержится в инструкции к программе.

Бланки исходных данных необходимы и при использовании дисплея. Они готовятся в таком же виде, как и при вводе с перфокарт.

### **7.3. Основные положения по расчету производственно-бытовых канализационных сетей**

Канализационные сети города, отводящие бытовые и производственные сточные воды, должны обеспечивать пропуск расчетных



расходов при допустимых в соответствии со СНиП II-32-74 наполнениях трубопроводов и скорости течений жидкости. Скорость течения сточных вод и наполнения трубопровода при заданных значениях расходов будет зависеть от уклонов и диаметров труб. Для каждого диаметра (в соответствии с действующим сортаментом на трубы 200, 250, 300 и т. д. мм) найдены *предельные* значения расходов и уклонов, при которых обеспечиваются незаиливающие скорости.

Определение расчетных расходов бытовых сточных вод может производиться по методу площадей или методу длин. Метод длин позволяет уменьшить объем исходной информации при расчете на ЭВМ, поэтому он был принят в данной программе.

Расчетные расходы от промышленных предприятий  $Q_{\text{пром}}$  и от объектов, сток которых входит в норму водоотведения  $Q_{\text{соср}}$ , вычисляются отдельно, и приводятся в составе исходных данных в виде сосредоточенных расходов.

Сеть состоит из участков, примыкающих друг к другу в узлах (расчетных точках). Узлы нумеруются натуральным рядом чисел, начиная с единицы. Нижний узел нумеруется последним. Номер участка принимается равным номеру узла в его начале.

Число участков обозначается  $IT$ , а число узлов  $N = IT + 1$ .

Наименование участка составляется из номера узла в его начале  $IR$  и номера узла в конце  $IB$ .

Обычно расход на участке водоотведения от жилых микрорайонов принимается пропорциональным длине участка и его значимости (весомости). Значимость участка учитывается коэффициентом, принимаемым равным единице, если сточная жидкость поступает к данному участку с двух сторон. При одностороннем поступлении коэффициент значимости  $p_i$  принимается равным 0,5; для транзитных участков, где отсутствует собственный расход, — равным нулю. Возможны и другие варианты назначения значимости участков, например через плотность населения.

Средний путевой расход на участке находится по формуле:

$$q_i = q_{\text{уд}} p_i L_i, \quad (7.1)$$

где  $L_i$  — длина участка;  $p_i$  — коэффициент значимости (весомости) участка.

Удельный расход определяется по формуле:

$$q_{\text{уд}} = \frac{q_{\text{ср}}}{\sum_{i=1}^{IT} p_i L_i}, \quad (7.2)$$

где  $q_{\text{ср}}$  — среднесекундный расход бытовых сточных вод всего населенного пункта.

Среднесуточный расход, л/с, бытовых сточных вод и расчетный расход  $Q_p$  вычисляются по формулам:

$$q_{\text{ср}} = \frac{\sum_{i=1}^m n_i N_i - \sum_{i=1}^m Q_{\text{соср}i}}{86\,400}, \quad (7.3)$$



$$Q_p = \sum q_i K_{\text{общ}} + \sum Q_{\text{собр}} + \sum Q_{\text{пром}},$$

где  $n_i$  — норма водоотведения для  $i$ -го района;  $N_i$  — число жителей  $i$ -го района;  $m$  — число районов с различной нормой водоотведения;  $\sum Q_{\text{собр}}$  — средний суточный расход сосредоточенных сбросов объектов, входящих в норму водоотведения;  $K_{\text{общ}}$  — коэффициент общей неравномерности водоотведения;  $Q_{\text{пром}}$  — расход производственных сточных вод.

#### 7.4. Алгоритм гидравлического расчета сетей бытовой канализации

Сводный алгоритм расчета сети показан на рис. 7.1. После ввода перфокарт ЭВМ печатает сортамент труб, таблицу коэффициентов общей неравномерности, общую карту и ведомость исходных данных.

Процесс вычислений начинается с разметки начальных участков и определения расчетных участковых расходов. Далее для принятых диаметров труб ЭВМ находит расходы воды, отвечающие предельному наполнению и незаиливающие скорости и печатает таблицу предельной зависимости. После этого по расчетному расходу воды назначаются диаметры труб и находятся параметры, отвечающие минимальным уклонам на участке. ЭВМ печатает ведомость расчетных расходов, диаметров и минимальных уклонов.

Профиль коллектора строится дважды. Первый раз глубина заложения отмеряется до уровня воды ( $MU=0$ ), второй раз — до лотка трубы ( $MU=1$ ).

Сопряжение отдельных участков осуществляется по уровню воды. В узле, где глубина заложения превышает предельно допустимую, сеть расчленивается и последующий участок становится начальным (метка  $MPT1=0$ , а метка  $MPT2=1$ ). После вторичного вычисления ЭВМ печатает ведомость гидравлического расчета бытовой канализационной сети, а также вычисляет и печатает объем земляных работ и стоимость сети. Формулы объема земляных работ и стоимость строительства составлены для средних грунтовых условий без учета ряда местных условий и применимы только для сравнения вариантов.

Стоимость устройства 1 м коллектора в сухих грунтах из керамических труб определяется по формуле:

$$C_y = 87,25 D^{2,75} + 3,25 h_{\text{ср}} + 1,72; \quad (7.4)$$

из железобетонных раструбных труб:

$$C_y = 40,26 D^{1,33} + 4,02 h_{\text{ср}} - 7,22. \quad (7.5)$$

Программа БЫТКАН составлена на алгоритмическом языке ФОРТРАН-4 в ЛИСИ\*.

\* Методические указания по расчету канализационных сетей для отведения бытовых и производственных сточных вод на ЭВМ ЕС. — ЛИСИ, 1983.



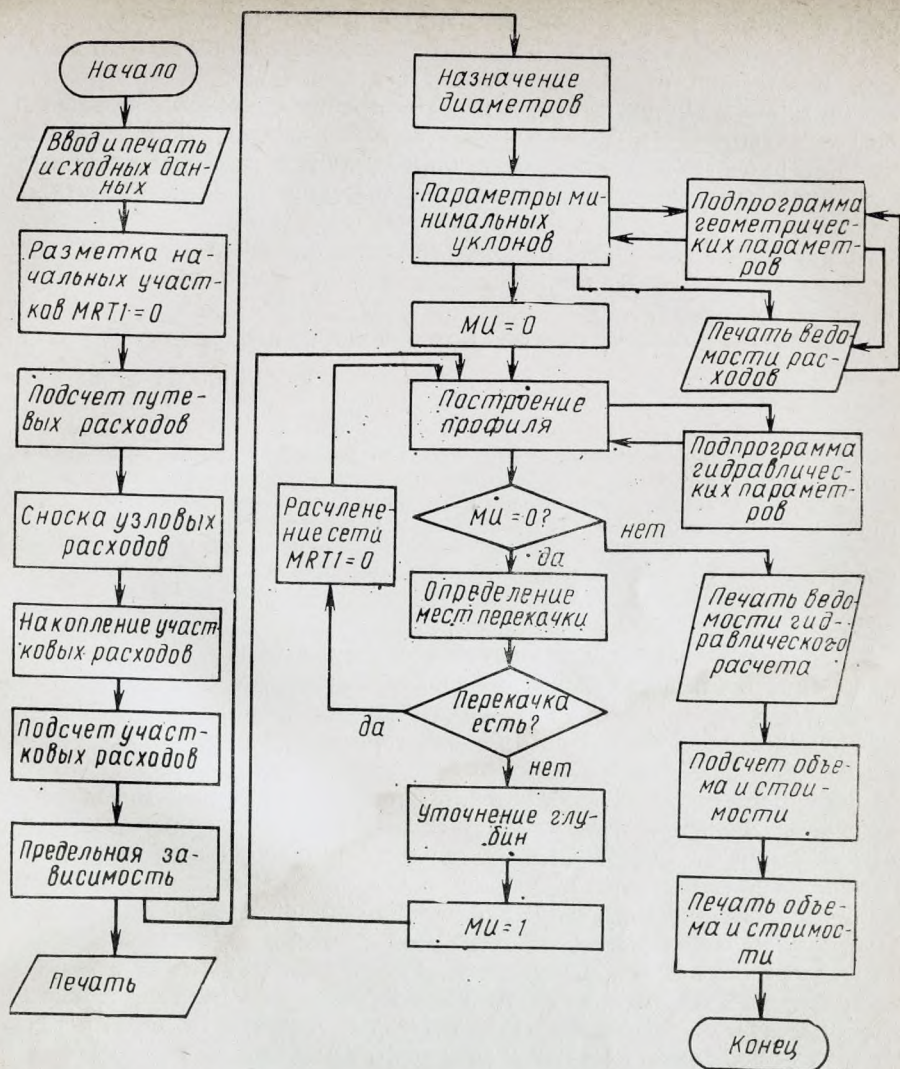


Рис. 7.1. Сводный алгоритм расчета бытовой сети

## 7.5. Основные положения по расчету дождевой канализации

При проектировании систем канализации весьма трудоемким является гидравлический расчет сетей и особенно сетей для отведения сточных вод, где величина расчетного расхода (по которому выбирается диаметр и уклон сети) связана по методу предельных интенсивностей с продолжительностью протока жидкости по сети, а, следовательно, также зависит от уклона. Поэтому задачу обычно приходится решать методом последовательных



приближений и здесь общие затраты труда на гидравлический расчет и качество работы во многом зависят от опыта и практических навыков проектировщика. Применение ЭВМ позволяет значительно уменьшить время на выполнение расчетов и повысить их качество.

При расчете дождевой сети определяются расходы сточных вод, диаметры, уклоны и глубина заложения труб на расчетных участках.

Программа для расчета дождевой сети на ЭВМ серии ЕС составлена с учетом основных положений и требований СНиП II-32-74.

Расчетные расходы определяются по общей формуле

$$Q = \frac{z F \eta A^{1,2}}{T^{1,2} n - 0,1} + \Sigma Q_{\text{соср}}, \quad (7.6)$$

где  $Q$  — расход, л/с;  $Q_{\text{соср}}$  — сосредоточенный расход сточных вод, поступающих на расчетный участок (например, условно чистые воды промышленного предприятия);  $\eta$  — коэффициент, учитывающий неравномерность выпадения дождя по площади;  $F$  — расчетная площадь стока, га;  $z$  — коэффициент поверхности бассейна стока;  $T$  — расчетная продолжительность протекания дождевых вод до расчетного сечения мин;  $A$  и  $n$  — параметры, принимаемые по СНиП II-32-74 (см. табл. 4.2, прил. 9).

Для нахождения  $\eta$  используется формула (4.17). Коэффициент поверхности бассейна стока  $z$  назначается по табл. 4.4 и 4.5.

В расчетную продолжительность дождя  $T$  включается время протекания дождевых вод по поверхности  $T_{\text{конц}}$  по лоткам  $T_{\text{л}}$  и по трубам  $T_{\text{тр}}$ , согласно (4.24).

При расчете стока с бассейнов с разным характером застройки или с резко различающимися уклонами поверхности земли в соответствии со СНиП II-32-74 следует производить проверочные определения расходов дождевых вод с разных частей бассейна и наибольший из полученных расходов принимать за расчетный. Это положение обусловлено тем, что величина расчетного расхода зависит как от продолжительности протока  $T$ , так и от площади стока  $F$ , а характер нарастания этих величин по длине сети может быть различным. Поэтому для расчетного сечения следует подсчитывать ряд расходов, отвечающих различным значениям  $T_i$  и соответствующим им  $F_i$ .

Для подсчета гидравлического уклона используются формулы Дарси (2.2) и постоянства расхода (2.1). Все геометрические параметры зависят от глубины воды в коллекторе и диаметра, т. е. от степени наполнения  $a = h/d$ .

Коэффициент гидравлического трения подсчитывается по формуле Н. Ф. Федорова (2.6), в которой эквивалентная высота выступа шероховатости  $\Delta_0$  принята равной 1,35 мм и 2 мм соответственно для керамических и бетонных труб, а параметр  $a$  — соответственно 90 и 100.

При наличии асбестоцементных труб, а не керамических в программу можно внести соответствующие изменения.



Движение воды в коллекторах не допускается при скоростях ниже незаиливающей  $v_{\min}$  и больше 7—10 м/с в соответствии со СНиП II-32-74.

Для любого диаметра  $d$  можно найти такой уклон  $i_{\min}$  укладки, что при предельном заполнении  $a_{\max} = a_{\text{расч}}$  скорость будет равна минимально допускаемой (незаиливашей)  $v_{\min}$ . При этих условиях получится некоторый расход  $Q_{\text{пр}}$ , равный произведению минимальной скорости на площадь живого сечения.

Для дождевой сети предполагается полное заполнение труб, при котором глубина равна диаметру ( $a_{\text{расч}} = 1$ ). Совокупность величин  $i_{\min}$ ,  $a_{\max}$ ,  $v_{\min}$  и  $Q_{\text{пр}}$  для всех диаметров сортамента образует таблицу предельной зависимости.

Если известны расчетные расходы по участкам, то по данным такой таблицы можно назначить диаметры труб. При этом, если участковый расход равен  $q$ , то диаметр участка  $d_s$  принимается равным  $d_i$ . При этом выполняется следующее неравенство (при степени заполнения  $a \leq 1$ ):

$$Q_{\text{пр}i-1} < q < Q_{\text{пр}i}, \quad (7.7)$$

где  $i$  — номер позиции в таблице сортамента труб.

## 7.6. Топология сети. Расчетная модель. Алгоритм расчета дождевой сети

Дождевая сеть состоит из участков, примыкающих друг к другу в узлах, которые показывают кружочками, а участки — отрезками прямой.

У сети, показанной на рис. 7.2, число узлов  $N=7$ . Узел № 7 — самый нижний. Во всех случаях он нумеруется последним; остальные узлы можно нумеровать в произвольном порядке. Число участков сети  $IT=6$ . У каждого участка имеется узел в начале  $IR$  и узел в конце  $IB$ .

Массив узлов $IR$	. . . . .	1	2	3	4	5	6
Массив узлов $IB$	. . . . .	2	4	4	6	6	7
Номер участка	. . . . .	1	2	3	4	5	6

Из приведенного примера следует, что номер участка принимается равным номеру узла, стоящего в начале участка.

Подобные сети называются разветвленными или тупиковыми. Для таких сетей  $N=IT+1$ .

Важнейшими геометрическими параметрами сети являются длины участков. Они должны быть заданы в виде массива чисел. В этом массиве длины должны следовать в порядке номеров участков. Это значит, что длина, например, пятого участка должна размещаться в массиве длин пятой от начала. То же самое относится и к отметкам поверхности земли в узлах. Эти отметки сводятся в массив чисел, где они размещены в строгой последовательности в соответствии с нумерацией узлов.

При расчете сети пользуются методом проходов. Проходки начинаются с участков, у которых нет предшествующих. Такие участки и первые их узлы называются начальными. Для сети, пока-



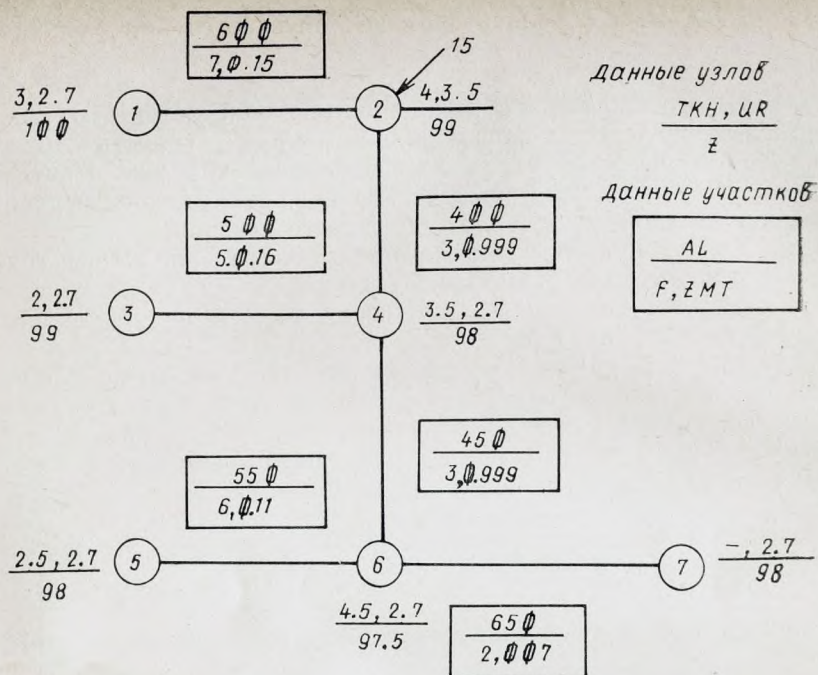


Рис. 7.2. Схема дождевой сети, подготовленная к расчету на ЭВМ

званной на рис. 7.2, начальными являются узлы и участки 1, 3 и 5 (1—2, 3—4 и 5—6).

Подготовка *расчетной модели* для дождевой сети включает в себя разработку:

- 1) способа описания начертания (топологии) сети с привязкой к ней исходных данных и результатов расчета, т. е. входных и выходных параметров;
- 2) метода подсчета расчетных участков расходов;
- 3) метода построения и корректирования профиля с частичным конструированием (сопряжение труб на соседних расчетных участках).

Описание начертания (топологии) сети сводится к нумерации узлов, по которой затем составляются списки наименований участков, состоящие из двух массивов — массива номеров начальных и массива номеров конечных узлов. Так как дождевая сеть не является кольцевой, то номер участка можно приравнять номеру узла, пронумеровав нижний узел последним. Это упрощает программу и делает ее более удобной для применения.

Подсчет части участкового дождевого расхода сведен к перебору ряда вариантов. Число вариантов для одного участка не превышает числа узлов в сети. Любой вариант отличается от



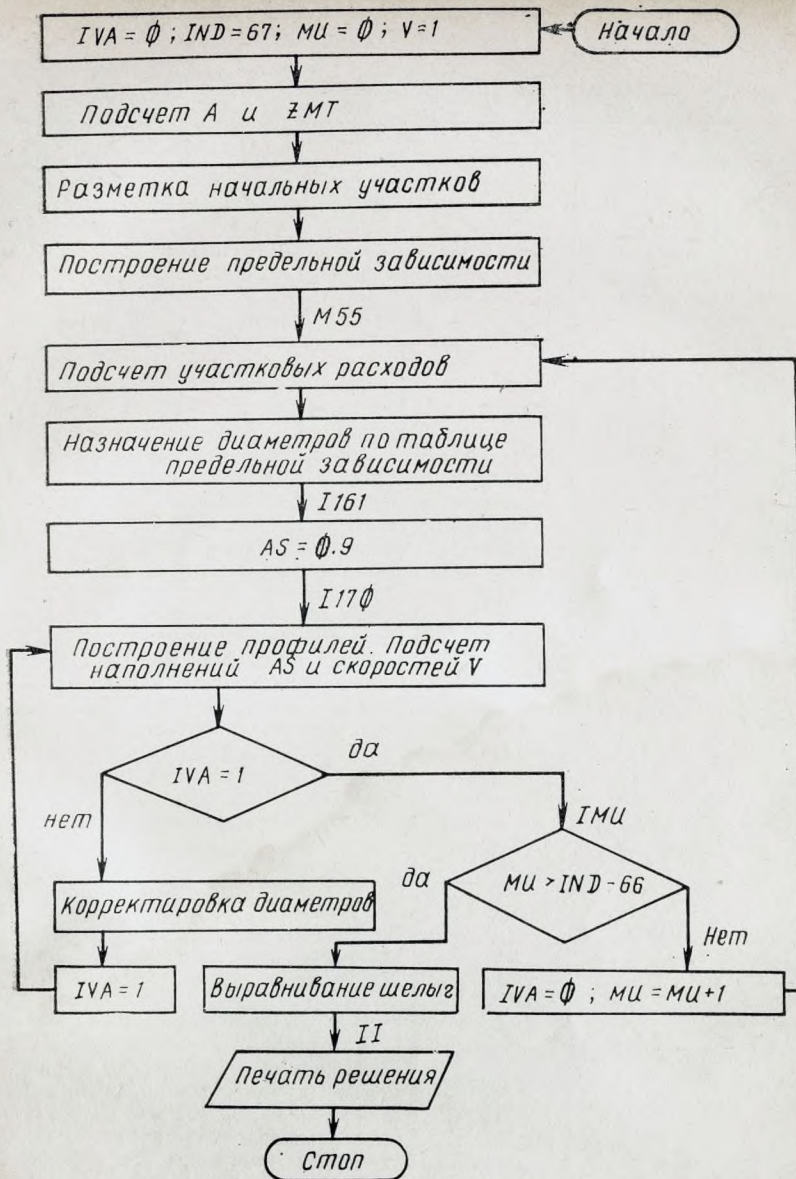


Рис. 7.3. Сводный алгоритм расчета дождевой сети



Таблица 7. 1. Условные обозначения, принятые в программах

Условные обозначения		Единица измерения	Обозначаемая величина
обычные	в программе		
1	2	3	4
$D$	$D$	мм	Принятые диаметры труб
$a$	$АН$	—	Степени наполнения, соответствующие относительные площади, расходы и смоченные периметры
$\omega/\omega_{\text{п}}$	$OMT$	—	Число участков
$Q/Q_{\text{п}}$	$QT$	—	Число узлов
$\gamma/\gamma_{\text{п}}$	$HITT$	—	Число типоразмеров керамических труб
	$IT$	—	Признак задачи
	$N$	—	Кинематический коэффициент вязкости
	$ID1$	—	Номер узла в начале участка
$\gamma$	$IND$	—	То же, в конце участка
	$VNU$	см <sup>2</sup> /с	Длина участка
	$IR$	—	Наибольшая степень наполнения труб
	$IB$	—	Наименьшая скорость
$L$	$AL$	м	Предельный расход воды
	$AM$	—	Диаметр трубы на участке
	$VMI$	м/с	Минимальный уклон трубы
	$QMI$	л/с	Принятый уклон трубы
$D$	$DS$	мм	Скорость течения на участке
$i_{\text{min}}$	$AIMS$	—	Глубина наполнения трубы
$i$	$AIS$	—	Отметка поверхности земли в узле
$v$	$VS$	м/с	Отметка уровня воды в начале участка
$h$	$HS$	м	Гидравлическая крупность
	$Z$	»	То же, в конце участка
	$ZR$	»	Отметка лотка трубы в начале участка
$\omega_0$	$W\emptyset$	м/с	То же, в конце участка
	$ZB$	м	Глубина заложения уровня воды в начале участка
	$ZUR$	»	То же, в конце участка
	$ZUB$	»	Расчетный расход воды на участке
	$HRW$	»	Минимальная глубина заложения
	$HBW$	»	
	$HRU$	»	
	$HBU$	»	
$q_{\text{расч}}$	$QRB$	л/с	
$h_{\text{min}}$	$UR$	м	
<b>Для бытовой сети</b>			
$Q$	$UQ$	л/с	Расход воды
$K$	$UK$	—	Коэффициент общей неравномерности
$q_{\text{ср}}$	$EQ$	л/с	Среднесекундный расход сточных вод
$h_{\text{max}}$	$UPMP$	м	Максимальная глубина заложения труб
$h/D$	$HSD$	—	Степень наполнения трубы
$q$	$QE$	л/с	Путевой расход воды
$q_{\text{тр}}$	$QET$	»	Транзитный расход воды
$\Sigma q_{\text{ср}}$	$QESUM$	»	Средний расход воды на участке
$K_{\text{обш}}$	$AKOBI\check{C}$	—	Коэффициент общей неравномерности
$q_{\text{max}}$	$QEMAX$	л/с	Расход воды от кварталов
$q_{\text{соср}}$	$QK$	»	Сосредоточенный расход воды в узле
$\Sigma q_{\text{соср}}$	$QKRB$	»	Участковый расход воды от сосредоточенных узловых расходов
	$ZEND$	м	Отметка поверхности земли в нижнем узле



Условные обозначения		Единица измерения	Обозначаемая величина
обычные	в программе		
1		3	4
Для дождевой сети			
A	A	—	Гидрологический параметр (если неизвестен, то принимают)
n	AN	—	Гидрологический параметр
Q <sub>20</sub>	Q2Ø	—	То же
C	C	—	»
P	P	—	»
t <sub>пов</sub>	TKNC	мин	Время поверхностной концентрации
	ZN	м	Отметка поверхности земли в нижнем узле N
	UN	»	Минимальная глубина заложения в нижнем узле N
F	F	га	Площади бассейнов стока
Z	ZMT	—	Коэффициент поверхности бассейна стока (если неизвестен, то принимают Ø999)
	TKN	мин	Время протекания воды по лоткам к ближайшим дождеприемникам
Q		л/с	Сосредоточенный расход в узле
v	V	м/с	Скорость
D	DS	мм	Диаметр трубы
a	AS	—	Степень наполнения
	ZWR	м	Отметка воды в начале участка
	ZWB	»	То же, в конце участка
	MRB	—	Метка участка

других номером узла основным временем добегаания капли дождя от него к рассматриваемому участку (точнее, к концу рассматриваемого участка) и суммой площадей, тяготеющих к множеству участков, от начальных узлов которых капля дождя добегаёт за время, не превышающее основного времени. Продолжительность дождя принимается при этом равной основному времени добегаания. Среди подсчитанных для каждого варианта расходов принимается наибольший.

Построение профиля выполнено методом проходок. На каждой проходке соблюдают следующий принцип: везде, где только допускают ограничения, участок коллектора укладывается минимального диаметра с незаиливающей скоростью.

Часть участкового расхода от сосредоточенных узловых расходов определяется методом проходок.

Однако перечисленный порядок расчета не может быть реализован в программе независимо один от другого. Определение времени движения капли по трубе требует знания скорости, которая в начале расчета неизвестна. Для определения глубин заложения коллекторов необходимо располагать значениями глубин воды, которые могут быть найдены лишь после построения профиля и т. д. Поэтому расчетная модель предполагает исполь-



зование метода последовательных приближений. Сущность метода вытекает из приведенного на рис. 7.3 укрупненного алгоритма программы ДОЖКАН, которая составлена на алгоритмическом языке Фортран-IV в ЛИСИ\*.

При разработке программы были приняты идентификаторы (обозначения), приведенные в табл. 7.1.

## 7.7. Составление расчетной схемы сети.

### Подготовка данных для ввода в ЭВМ

На генплане населенного пункта трассируется канализационная сеть (рис. 7.4). По генплану составляется расчетная схема сети (рис. 7.5). Узлы на этой схеме изображают кружками. На всех участках показывают направление движения жидкости. Для бытовой сети номер участка принимается равным номеру узла в его начале, поэтому удобнее сначала пронумеровать узлы главного коллектора, а затем узлы остальных коллекторов и в последнюю очередь — боковых притоков.

Для дождевой сети нумерация участков ведется двумя номерами узлов, между которыми заключены участки в следующей последовательности. Сначала нумеруются (произвольно) начальные узлы конечных участков, затем узлы участков с притоками. При нумерации участков с притоками необходимо, чтобы номер узла был больше номера любого из узлов притоков к нему. Очевидно, наибольший номер будет у конечного узла коллектора (см. рис. 7.2). Расчетную схему сети необходимо дополнить следующими данными: в узлах написать сосредоточенные расходы и отметки земли, на участках — порядковые номера, длины и значимость участков (см. рис. 7.5).

Исходные данные заносятся на стандартные бланки к ЭВМ ЕС для перфорирования. Все записи в бланке делаются, начиная со второй позиции (вертикальные колонки), поскольку содержимое первой колонки при вводе машиной игнорируется.

Правилами записи на языке ФОРТРАН для машины ЕС предусматривается перечеркивание нуля, ( $\emptyset$ ), чтобы отличить его от буквы О, а также отделение целой части числа от дробной десятичной точкой, а одного числа от другого запятой (табл. 7.2). Вся исходная информация делится на условно-постоянную и переменную. К условно-постоянной информации для дождевых сетей относятся сортаменты труб, табулированные гидравлические зависимости относительных площадей, расходов и смоченных периметров от степени наполнения. Эта информация заносится в виде 5 массивов и приведена в табл. 7.3.

К условно-постоянной информации для бытовых сетей относятся сортамент труб, табулированные зависимости коэффициентов общей неравномерности от соответствующих им расходов во-

\* Методические указания по расчету дождевых сетей канализации на ЭВМ ЕС. — ЛИСИ, 1981 г.



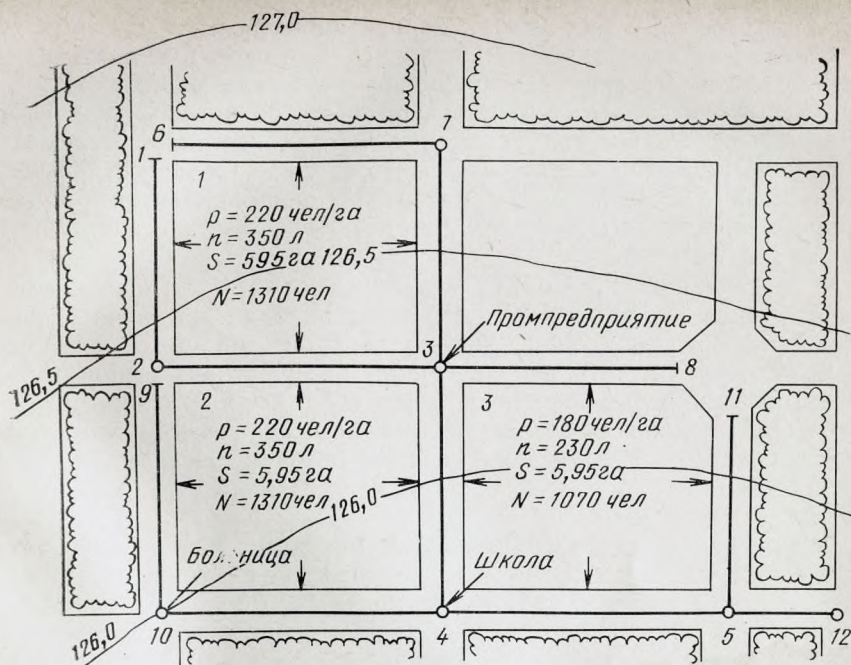


Рис. 7.4. Генплан населенного пункта с трассировкой сети

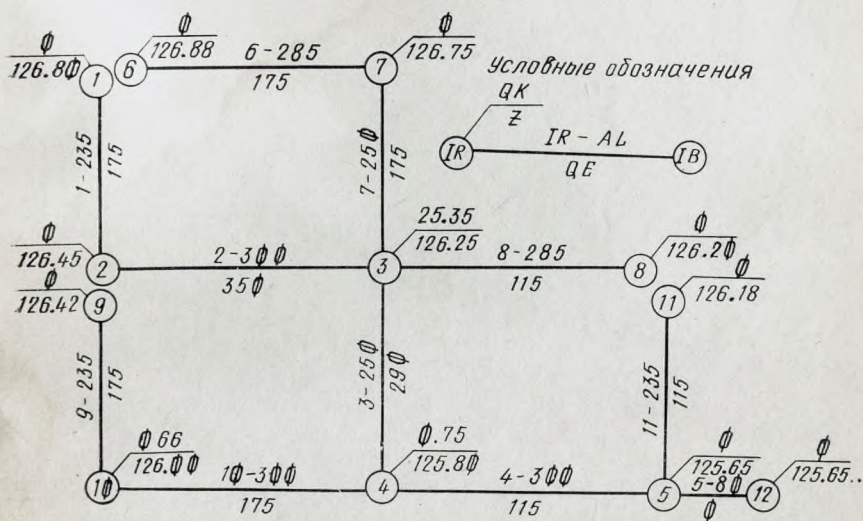


Рис. 7.5. Расчетная схема бытовой сети



ды. Эта информация названа постоянной условно, поскольку в отдельных случаях она может корректироваться.

Эта информация заносится в виде 3 массивов в такой последовательности: массив (1) сортамента труб —  $D=2\emptyset\emptyset, 25\emptyset$ , и т. д. (сортамент может содержать не более 25 диаметров; в случае меньшего количества свободные места заполняют нулями); массив (2) расходов воды —  $UQ=5,15, 3\emptyset, 5\emptyset, 1\emptyset\emptyset, 2\emptyset\emptyset, 3\emptyset\emptyset, 5\emptyset\emptyset, 8\emptyset\emptyset, 125\emptyset; 1\emptyset\emptyset\emptyset\emptyset$ ; массив (3) коэффициентов общей неравномерности —  $UK=3, 2,5, 1,8, 1,6, 1,4, 1,35, 1,25, 1,2, 1,15, 1$  (см. табл. 7.2).

К переменной информации относятся отметки поверхности земли, длины участков и т. п. При составлении массивов переменной информации должен быть выдержан принцип соответствия. Это значит, что все сведения об участках: длина ( $AL$ ), норма отведения ( $QE$ ), отметки земли ( $Z$ ), сосредоточенные расходы ( $QK$ ), должны располагаться в строгом соответствии с нумерацией участков. Все сведения формируются в массивы по их признакам.

Для бытовой сети

1) массив (4) с 8 исходными параметрами:  $IT$  — число участков;  $ID1$  — число типоразмеров керамических труб в представленном сортаменте (обычно трубы с  $D \leq 400$  — керамические, поэтому  $ID1=5$ ),  $IND=61$  — тип задачи — величина постоянная для данной программы  $VNU$  — керамическая вязкость;  $\nu$ , сСт;  $EQ$  — среднесекундный расход бытовых сточных вод населенного пункта, л/с;  $UR$  — минимальная глубина заложения труб, м;  $UPMP$  — предельная глубина заложения труб, м;  $ZEND$  — отметка земли в последней расчетной точке; мм;  $W\emptyset$  — расчетная гидравлическая крупность  $\omega$  взвеси, м/с;

2) массив (5) номеров узлов в начале участка  $IR=1, 2, \dots$ ;

3) массив (6) номеров узлов в конце —  $IB=2, 3, \dots$ ;

4) массив (7) длин участков [в последовательности, соответствующей массиву (5), м; —  $AL=235, 3\emptyset\emptyset, \dots$ ];

5) массив (8) норм водоотведения по участкам (на участках с односторонним поступлением стоков принимается половинная норма), л/сут;  $QE=175, 35\emptyset, 29\emptyset, \dots$ ;

6) массив (9) отметок земли в начальном узле, м;  $Z=126,8, 126,45, \dots$ ;

7) массив (10) сосредоточенных расходов в начальном узле, л/с;  $QK=\emptyset, \emptyset, 25,35, \emptyset,75, \dots$

Для дождевой сети исходная переменная информация (табл. 7.3) состоит из ряда записей, первоначальная из них имеет вид  $IT=6, ID1=5, IND=67$ , где первое число обозначает число участков в сети, второе — число керамических труб в сортаменте (обычно при  $D \leq 400$  мм трубы берут керамические, поэтому в сортаменте от 200 до 400 мм это число равно 5), а третье — номер задачи по канализации (это число постоянное).

Далее записывается или значение параметра (например,  $A=814$ ), а если таковой определяется по формуле (4.12), то прини-



Таблица 7.2. Исходная информация для бытовой сети (пример 7.1, рис. 7.4)

<p style="text-align: center;"><i>ISX</i></p> <p> <math>D = 2\emptyset\emptyset, 25\emptyset, 3\emptyset\emptyset, 4\emptyset\emptyset, 45\emptyset, 5\emptyset\emptyset, 6\emptyset\emptyset, 7\emptyset\emptyset, 8\emptyset\emptyset, 9\emptyset\emptyset, 1\emptyset\emptyset\emptyset, 11\emptyset\emptyset, 12\emptyset\emptyset, 13\emptyset\emptyset, 14\emptyset\emptyset, 15\emptyset\emptyset, 16\emptyset\emptyset, 18\emptyset\emptyset, 2\emptyset\emptyset\emptyset, 22\emptyset\emptyset, 24\emptyset\emptyset, 26\emptyset\emptyset, 3\emptyset\emptyset\emptyset, 35\emptyset\emptyset</math>  <math>UR = 5.15, 3\emptyset, 5\emptyset, 1\emptyset\emptyset, 2\emptyset\emptyset, 3\emptyset\emptyset, 5\emptyset\emptyset, 8\emptyset\emptyset, 125\emptyset, 1\emptyset\emptyset\emptyset\emptyset, UK = 3, 2.5, 2, 1.8, 1.6, 1.4, 1.35, 1.25, 1.2, 1.15, 1., IT = 11, ID1 = 7, IND = 61, VNU = 1.41, EQ = 12.97, UR = 1.5, URMP = 7, ZEND = 125.65, W\emptyset = .1, IR = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 1\emptyset, 11, IB = 2, 3, 4, 5, 12, 7, 3, 3, 1\emptyset, 4, 5, AL = 235, 3\emptyset\emptyset, 25\emptyset, 3\emptyset\emptyset, 8\emptyset, 285, 25\emptyset, 285, 235, 3\emptyset\emptyset, 235, QE = 175, 35\emptyset, 29\emptyset, 115.\emptyset, 175, 175, 115, 175, 115, Z = 126.8, 126.45, 126.25, 125.8, 125.65, 126.88, 126.75, 126.2, 126.42, 126, 126.18, QK = \emptyset, \emptyset, 25.35, .75, \emptyset, \emptyset, \emptyset, \emptyset, .66, \emptyset,</math> </p> <p style="text-align: center;"><i>END</i></p>	
---	--

Таблица 7.3. Исходная информация для дождевой сети (пример 7.2, см. рис. 7.2)

<p style="text-align: center;"><i>ISX</i></p> <p> <math>D = 2\emptyset\emptyset, 25\emptyset, 3\emptyset\emptyset, 35\emptyset, 4\emptyset\emptyset, 45\emptyset, 5\emptyset\emptyset, 6\emptyset\emptyset, 7\emptyset\emptyset, 8\emptyset\emptyset, 9\emptyset\emptyset, 1\emptyset\emptyset\emptyset, 11\emptyset\emptyset, 12\emptyset\emptyset, 13\emptyset\emptyset, 14\emptyset\emptyset, 15\emptyset\emptyset, 16\emptyset\emptyset, 18\emptyset\emptyset, 2\emptyset\emptyset\emptyset, 22\emptyset\emptyset, 24\emptyset\emptyset, 25\emptyset\emptyset, 3\emptyset\emptyset\emptyset, 35\emptyset\emptyset, AH = \emptyset, .1, .2, .3, .4, .5, .6, .7, .8, .9, 1, OMT = \emptyset, .05.15, .25, .37, .5, .62, .75, .85, .94, 1, QT = \emptyset, .03, .08, .2, .33, .5, .62, .75, .85, 94, 1, HITT = \emptyset, .22, .3, .37, .43, .5, .56, .63, .7, .77, 1, IT = 6, ID1 = 6, IND = 67, A = \emptyset, AN = .75, Q2\emptyset = 6\emptyset, C = 1.\emptyset, P = 1, TKNC = 1\emptyset, VNU = 1, ZN = 97, UN = 1.7, W\emptyset = .1, IR = 1, 2, 3, 4, 5, 6, IB = 2, 4, 4, 6, 6, 7, AL = 6\emptyset\emptyset, 4\emptyset\emptyset, 5\emptyset\emptyset, 45\emptyset, 55\emptyset, 65\emptyset, F = 7, 3, 5, 3, 6, 2, ZMT = .15, .999, .16, .999, .11, .07, TKN = 3, 4, 2, 3.5, 2.5, 4.5, UR = 1.7, 2.5, 1.7, 1.7, 1.7, 1.7, Z = 1\emptyset\emptyset, 99, 99, 98, 98, 97.5, O = \emptyset, 15, \emptyset, \emptyset, \emptyset, \emptyset, \emptyset,</math> </p> <p style="text-align: center;"><i>ISX</i></p>	
--	--



мается  $A=\emptyset$  и записываются элементы формулы (4.12)  $n$ ,  $q_{20}$ ,  $C$  и  $P$  (например,  $AN=\emptyset.7$ ,  $Q2\emptyset=100$ ,  $C=\emptyset.85$ ,  $P=1$ ). Если значения  $q_{20}$  и  $n$  берутся сразу по таблицам, то следует задавать  $C=0$ . Естественно, что для разных задач эти числа будут разными. Затем записывается время поверхностной концентрации  $t_{\text{пк}}$ , мин; коэффициент кинематической вязкости  $\nu$ , сСт, (сантистокс); отметка поверхности земли и минимальная глубина заложения, м, в нижнем узле коллектора ( $TKNC=1\emptyset$ ,  $VNU=1\emptyset$ ,  $ZN=97$ ,  $UN=2.7$ ).

Далее выписывается идентификатор массива, ставится знак «=» и затем через запятую выписываются соответствующие значения. При этом у целых чисел десятичную точку можно не ставить. Если количество позиций в строке недостаточно для чисел массива (всего в строке бланка 72 позиции), запись переносится на следующую строчку (которая также начинается со второй позиции). После каждого числа массива, включая и его последнее число, должна стоять запятая, играющая роль разделителя.

Массивы формируются по их признакам (массив длин, массив отметок поверхности земли и т. д.). Таким образом, запись массивов делается в виде:

$IR=1, 2, 3, 4, 5, 6$  (начальные узлы участков);

$IB=2, 4, 4, 6, 6, 7$  (конечные узлы участков);

$AL=6\emptyset\emptyset, 4\emptyset\emptyset, 5\emptyset\emptyset, 45\emptyset, 55\emptyset, 65\emptyset$  (длина участков, м);

$F=7, 3, 5, 3, 6, 2$  (прилегающие к участкам площади стока га);

$ZMT=\emptyset.15, \emptyset.999, \emptyset.16, \emptyset.999, \emptyset.11, \emptyset.07$ , (коэффициенты поверхностного стока, берутся по табл. 9 СНиП II-32-74, а для асфальтобетонного покрытия записывается  $\emptyset.999$ , что указывает на необходимость вычисления  $Z$  по табл. 10 СНиП II-32-74, которая заложена в программе);

$TKN=3, 4, 2, 3.5, 2.5, 4.5$  (время протока воды по лоткам до соответствующего узла);

$UR=2.7, 3.5, 2.7, 2.7, 2.7, 2.7$  (минимальные глубины заложения коллектора в соответствующем узле, м);

$Z=1\emptyset\emptyset, 99, 99, 98, 98, 97.5$  (отметки поверхности земли в соответствующем узле);

$Q=\emptyset, 15, \emptyset, \emptyset, \emptyset, \emptyset$ , (сосредоточенные расходы в узлах, л/с).

## 7.8. Изготовление и проверка перфокарт.

### Составление колоды перфокарт

Карты массивов постоянной информации, например  $D$ ,  $UQ$  и  $UK$ , могут быть изготовлены в одном экземпляре и использоваться для решения всех задач. Ведомость информации (исходных данных) составляется на специальном стандартном бланке для машин ЕС. Все записи делаются со второй вертикальной колонки.

Исходная информация состоит из ряда записей, первая из них

имеет вид:  $\mathcal{E}ISX$  (со второй позиции). Далее выписывается



идентификатор массива (см. табл. 7.2. 7.3), ставится знак «=» и затем через запятую выписываются соответствующие значения. В случае, если количество позиций в строке недостаточно для чисел массива (всего в строке бланка 72 позиции), запись переносится на следующую строчку.

После каждого числа массива, включая и последнее его число, должна стоять запятая, играющая роль разделителя. Последней

является запись **§END** (со второй позиции).

После перфорации необходимо перфокарты распечатать и сверить. При обнаружении ошибок производится снова перфорация этих карт. Пример заполнения бланка исходной информации (см. табл. 7.2 и 7.3) и распечатка контрольных примеров даны в табл. 7.4 и 7.5.

Колода перфокарт складывается в следующем порядке:

||JOB BITKAN Ф.И.О. КАФЕДРА  
||OPTION LINK  
||EXEC FFORTRAN

Таблица 7.4. Распечатка исходной информации на ЭВМ для контрольного примера (см. рис. 7.4) бытовой сети

||JOB BITKAN канализация  
||OPTION LINK  
ACTION NOMAP  
||OPTION NOLIST  
||EXEC FFORTRAN

||EXEC

#### Принятые диаметры труб

200. 250. 300. 350. 400. 450. 500. 600. 700.  
800. 900. 1000. 1100. 1200. 1300. 1400. 1500. 1600.  
1800. 2000. 2200. 2400. 2600. 3000. 3500.

#### Расходы воды и коэффициенты общей неравномерности

5.	15.	30.	50.	100.	200.	300.
3.00	2.50	2.00	1.80	1.60	1.40	1.35
500.	800.	1250.	10000.			
1.25	1.20	1.15	1.00			

#### Общая карта

IT	ID1	IND	VNU	EQ	UR	URMPT	ZEND	W0
11	7	61	1.41	12.97	1.50	7.00	125.65	0.10



# Ведомость исходных данных

№ узлов		Длина участка AL	Норма отведения QE	Отметка земли Z	Средоточенный расход QK	№ узлов		Длина участка AL	Норма отведения QE	Отметка земли Z	Средоточенный расход QK
IR	IB					IR	IB				
1	2	235	175	126.80	0.0	7	3	250	175	126.75	0.0
2	3	300	350	126.45	0.0	8	3	285	115	126.20	0.0
3	4	250	290	126.25	25.35	9	10	235	175	126.42	0.0
4	5	300	115	125.80	0.75	10	4	300	175	126.00	0.66
5	12	80	0.0	125.65	0.0	11	5	235	115	126.18	0.0
6	7	2850	175	126.88	0.0						

Таблица 7.5. Ведомость расчетных расходов воды, диаметров и минимальных уклонов

№ участка	№ узлов	Средний расход, л/с			K <sub>общ</sub>	Расчетный расход, л/с			Диаметр, мм	Минимальный уклон
		собственный	транзитный	суммарный		квартальный	средоточенный	суммарный		
1	1—2	1.07	0.0	1.07	3.0	3.20	0	3.20	200	0.005
2	2—3	2.72	1.07	3.79	3.0	11.37	0	11.37	200	0.005
3	3—4	1.88	7.07	8.95	2.8	25.07	25.35	50.42	350	0.0027
4	4—5	0.89	11.37	12.27	2.64	32.35	26.76	59.11	400	0.0025
5	5—12	0.0	12.97	12.97	2.6	33.74	26.76	60.50	400	0.0025
6	6—7	1.29	0.0	1.29	3.0	3.88	0	3.88	200	0.005
7	7—3	1.13	1.29	2.43	3.0	7.28	0	7.28	200	0.005
8	8—3	0.85	0.0	0.85	3.0	2.55	0	2.55	200	0.005
9	9—10	1.07	0.0	1.07	3.0	3.20	0	3.20	200	0.005
10	10—4	1.36	1.07	2.43	3.0	7.28	0.66	7.94	200	0.005
11	11—5	0.70	0.0	0.70	3.0	2.10	0	2.10	200	0.005

Программа решения  
 Служебная карта:  
 1\*  
 EXEC LNKEDT  
 EXEC

ISX



||EXEC

/ END

1\*

Исходные данные задачи № 2

/ END

1\*

и т.д. /

— последняя карта

После ввода такого пакета в память ЭВМ будет выполнено решение всех содержащихся в нем задач.

Решение задач по программе на перфокартах требует много машинного времени и не всегда целесообразно. Программа может быть перенесена на магнитный диск (МД) и при решении задач в память ЭВМ вводят лишь ее исходные данные. Блок карт исходных данных в этом случае дополняется служебными картами и выглядит так:

```
||JOB BITKAN
||DLBL IISYSCL, 'PRIVCL'
||EXTENT SYSCLB, 555555
ASSGM SYSCLB, X'191'
||EXEC BITKAN
```

Блок карт исходных данных (от / ISx до / END.

/

Если необходимо решить не одну, а несколько задач, то для каждой последующей задачи формируется колода, начинающаяся с перфокарты ||EXEC BITKAN и заканчивающаяся перфокартой |\*.

Число 555555 означает номер MD, а 191 — номер дисковогода. Эти числа могут быть иными.

## 7.9. Результаты расчета. Примеры

В начале печатается таблица исходных данных (см. табл. 7.4), которая служит в основном для контроля ввода исходной инфор-



мации. В таблицах результатов расчета для каждого участка печатаются:

1. Номер участка и номер начального и конечного узлов участка.
2. Длина участков.
3. Диаметры труб.
4. Скорость течения воды на участках.
5. Расходы на участках.
6. Уклоны лотков труб.
7. Относительная степень наполнения трубопроводов.
8. Глубина воды в трубопроводах при расчетном расходе.
9. Отметки поверхности земли и воды в начале и в конце участка.
10. Глубина от поверхности земли до воды и до лотков труб в начале и в конце участков.

11. Стоимость, тыс. руб., прокладки трубопровода по базисным расценкам «Укрупненных сметных норм».

12. В конце печатается общая стоимость сети, тыс. руб. Результаты расчета для контрольных примеров (рис. 7.4 и 7.7) приведены в табл. 7.6 и 7.8.

**Пример 7.1.** Рассчитать бытовую сеть (генплан и расчетную схему примера см. на рис. 7.4).

Канализационная сеть протрассирована по объемлющей схеме и состоит из 11 участков. В первом районе (кварталы 1-й и 2-й)

Таблица 7.6. Ведомость гидравлического расчета бытовой канализационной сети

№ участка	№ узлов	Насосная станция в начале узла	Длина, м	Расчетный расход л/с	Диаметр, мм	Уклон 1 ‰	Скорость, м/с	Наполнение		Начальная отметка земли, м	Глубина заложения лотка, м	
								h, м	h/d		в начале	в конце
1	1—2	Ø	235	3.2	200	5	0.48	0.053	0.27	126.8	1.5	2.33
2	2—3	1	300	11.37	200	5	0.7	0.101	0.5	126.45	1.5	2.8
3	3—4	1	250	50.42	350	2.7	0.81	0.213	0.61	126.25	1.5	1.72
4	4—5	1	300	59.11	400	2.5	0.82	0.220	0.55	125.8	1.5	2.11
5	5—12	1	80	60.5	400	2.5	0.84	0.220	0.55	125.65	1.5	1.7
6	6—7	Ø	285	3.88	200	5	0.58	0.053	0.27	126.88	1.5	2.8
7	7—3	1	250	7.28	200	5	0.66	0.077	0.39	126.75	1.5	2.25
8	8—3	Ø	285	2.55	200	5	0.54	0.042	0.21	126.2	1.5	2.98
9	9—10	Ø	235	3.2	200	5	0.48	0.053	0.27	126.42	1.5	2.26
10	10—4	1	300	7.94	200	5	0.6	0.089	0.45	126.0	1.5	2.8
11	11—5	Ø	235	2.1	200	5	0.45	0.042	0.21	126.18	1.5	2.15

Объем земляных работ 2399.96 тыс. м<sup>3</sup>  
Стоимость строительства сети 28.467 тыс. руб.



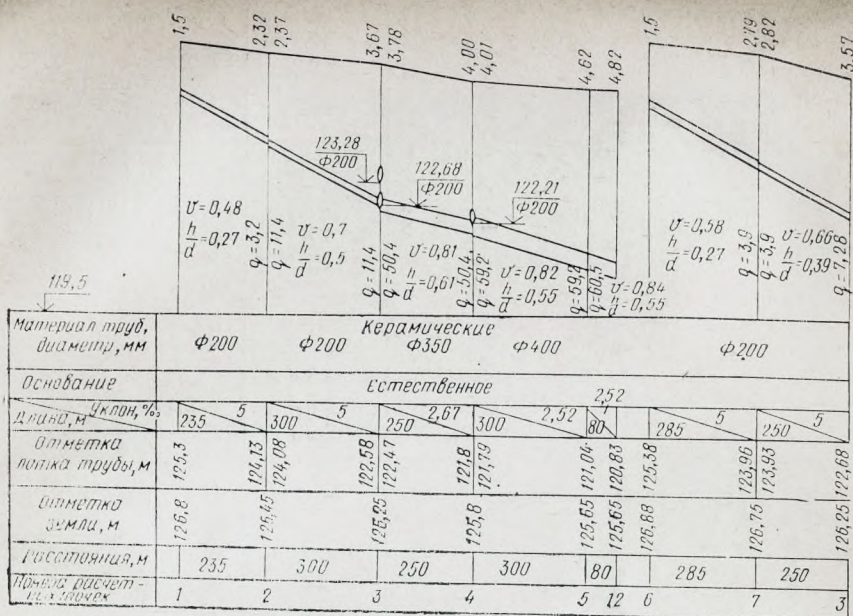


Рис. 7.6. Продольный профиль бытовой сети

Рис. 7.7. Расчетная схема дождевой сети

проживает  $N_1=2620$  чел. и норма водоотведения на 1 чел.  $n_1=350$  л/сут; во втором —  $N_2=1070$  чел. и  $n_2=230$  л/сут.

Среднесекундный расход бытовых сточных вод всего населенного пункта вычислен по формуле (7.3):

$$EQ = (350 \cdot 2620 + 230 \cdot 1070 - 40500) / 86400 = 12,97 \text{ л/с.}$$

где  $\Sigma Q_{\text{соед}} = 40500 \text{ м}^3$  — среднесуточный расход сточных вод от школы и больницы, сбрасывающих воду в узлах 4 и 10.

Промпредприятие сбрасывает сточные воды в узел 3 в количестве  $QK_3=25,35$  л/с. Коэффициент вязкости  $\nu=1,41$  сСт принят для температуры сточных вод  $10^\circ\text{C}$  и количества взвешенных веществ 500 мг/л. Общая карта и ведомость исходных данных показаны на рис. 7.5.

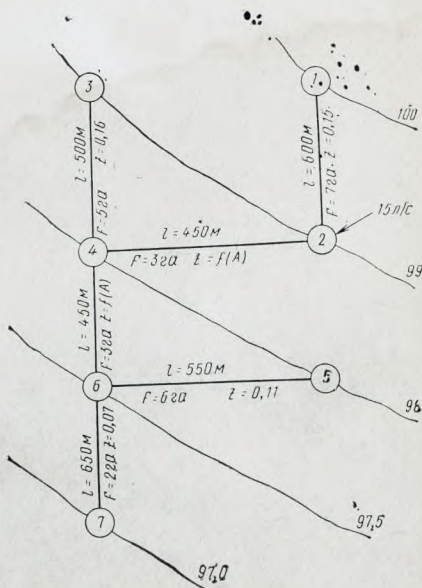




Таблица 7.7. Распечатка исходных данных для расчета дождевой сети (см. рис. 7.7)

## Условно-постоянная информация

200	250	300	350	400	450	500	600	770	800	900
1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1800	2000	2200	2400
2600	3000	3500	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1
0	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1
0	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.94	1
0	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1
0	0.22	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1

## Переменная информация

IT=6	ID1=5	IND=67	A=0	AN=0.75	Q20=60	C=1.0	P=1.0	TKNC=10
VNU=1	ZN=97	UN=1.7	W0=0.10					

Продолжение табл. 7.7

№ узлов участка		L, м	F, га	Z <sub>ср</sub>	Время концентрации	Глубина заложения в начале участка, м	Отметки земли, м	Среднегодовой расход, л/с
начало	конец							
1	2	600	7	0.150	3.0	1.7	100.0	0
2	4	400	3	0.999	4.0	2.5	99.0	15
3	4	500	5	0.160	2.0	1.7	99.0	0
4	6	450	3	0.999	3.5	1.7	98.0	0
5	6	550	6	0.110	2.5	1.7	98.0	0
6	7	650	2	0.070	4.5	1.7	97.5	0

Параметр A=567.44458



Таблица 7.8. Результаты расчета дождевой сети (соединение по шellyгам)

№ участка	№ узлов		L, м	d, мм	V, м/с	Q, л/с	1000 i	a	h, м
	в начале	в конце							
1	1	2	600	450	1,16	139	3,9	0,70	0,31
2	2	4	400	600	1,20	215	3,0	0,61	0,37
3	3	4	500	400	1,14	117	3,9	0,76	0,30
4	4	6	450	700	1,22	318	2,6	0,64	0,45
5	5	6	550	350	1,13	90	4,4	0,78	0,27
6	6	7	650	700	1,22	318	2,6	0,64	0,45

Полная стоимость = 75,34 тыс. руб.

Результаты машинного счета, отпечатанные на ЭВМ, приведены в табл. 7.5 и 7.6. Сокращенные продольные профили коллекторов, составленные по машинному счету, показаны на рис. 7.6.

**Пример 7.2.** Рассчитать дождевую сеть (рис. 7.7), исходные данные которой приведены выше (см. табл. 7.3.).

Результаты расчета для указанного (контрольного) примера приведены в табл. 7.7 и 7.8.

#### 7.10. Оптимизация начертания бытовой сети

Канализационная сеть в городах прокладывается вдоль улиц и в плане имеет вид кольцевой сети, хотя на самом деле она является разветвленной из-за расщепления в узлах (рис. 7.8). В зависимости от варианта расщепления стоимость сети изменяется. Для сети, показанной на рис. 7.8, эта стоимость при замене узла расщепления 3 на узел расщепления 4 уменьшилась с 914 909 руб. до 847 075 руб.; изменилась и отметка воды в нижнем узле с 44,16 м на 45,52 м. Принимая некоторую (объемлющую) кольцевую сеть за исходную, путем расщепления узла можно варьировать начертание разветвленной сети и получить вариант с наименьшей стоимостью. Вместо расщепления узла можно изменять направление движения воды на каком-то участке, поскольку при этом всегда обнаруживается один узел, в котором произошло разветвление потоков на два направления. Одно направление—новое по этому участку, а второе направление—прежнее по другому участку. Но так как разветвление потоков в канализационной сети недопустимо, то, чтобы не нарушить этот принцип, необходимо добавить новый узел в начале того участка, на котором направление движения жидкости изменено. Варьирование начертания начинается с исходного (принятого) варианта направлений, который указывается на плане объемлющей сети. Исходный вариант может быть произвольным, но на нем не допустимы циркуляции, т. е. движения по замкнутому контуру, например по контуру 2—3, 3—6, 6—5, 5—2, 2—3 и т. д. (рис. 7.8). Итак, варьирование сводится к изменению направления на каком-то участке. Перечень таких участков приводится перед счетом. Участки этого перечня нумеруются первыми. На рис. 7.8 такие участки показаны утолщенными линиями. Участки, на которых на-



Отметка земли		Глубина от поверхности земли до воды, м		Глубина от поверхности земли до лотка, м		Стоимость, тыс. руб.
в начале	в конце					
100.0	99.0	1.39	2.71	1.70	3.02	9.71
99.0	98.0	2.80	3.00	3.17	3.37	10.53
99.0	98.0	1.40	2.33	1.70	2.64	7.90
98.0	97.5	3.02	3.69	3.47	4.13	14.90
98.0	97.5	1.43	3.32	1.70	3.60	8.36
97.5	97.0	3.69	4.87	4.13	5.32	23.94

правление движения воды будут изменяться, не могут примыкать к нижнему узлу сети.

Чтобы иметь на сети поменьше насосных станций, может оказаться выгодным не минимизировать стоимость новой сети, а максимизировать отметку воды в ее нижнем узле при условии, что эта отметка получится достаточно высокой для приема воды без перекачки ниже расположенным коллектором. Это значит, что оптимизацию начертания можно производить по критерию стоимости и по критерию отметки воды в нижнем узле сети [7].

Объемлющая кольцевая и разветвленная сети имеют одинаковое число участков  $l$ , но число узлов  $n$  в них — различное:

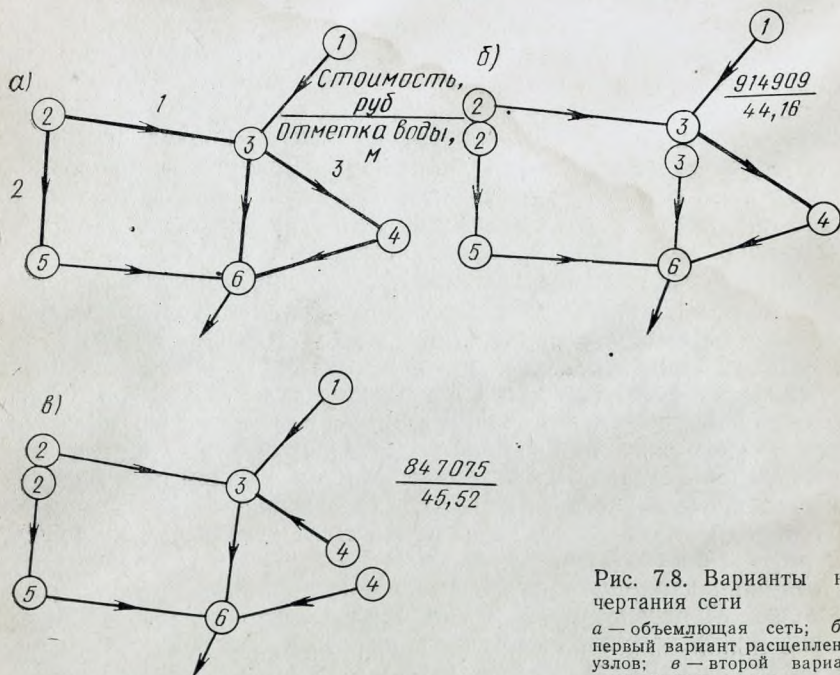


Рис. 7.8. Варианты начертания сети  
а — объемлющая сеть; б — первый вариант расщепления узлов; в — второй вариант расщепления узлов



для разветвленной сети

$$n = t + 1 \quad (7.8)$$

для кольцевой

$$n = t + 1 - m, \quad (7.9)$$

где  $m$  — число колец.

После расщепления кольца у сети получается дополнительный узел.

С тем чтобы сократить машинное время, расчет сети на каждом этапе варьирования производится упрощенно: диаметры сети остаются без изменения. Это не вносит существенных погрешностей в оптимизацию, так как во многих случаях при детальном расчете, например по программе ВІТКАН, диаметры в основном сохраняются те, которые назначены по предельной зависимости. Стоимость сети подсчитывается по формуле для железобетонных раструбных труб, прокладываемых в мокрых грунтах:

$$C_y = 40,65 D^{1,33} + 6,21 h_{cp} - 10,72. \quad (7.10)$$

Уклон подсчитывается по (2.2), коэффициент гидравлического трения  $\lambda$  по (2.6), незаиливающая скорость по (2.24). Профиль строится по уровням воды.

Секундный расход бытовых вод в населенном пункте должен быть задан непосредственно перед счетом.

Тяготеющие к участкам сети площади бытового водоотведения не приводятся. Секундный расход распределяется пропорционально длинам участков с учетом их относительной загрузки (веса). Последнюю принимают от 0 до 1 в зависимости от расположения участка на плане населенного пункта.

Для сети указывается единая минимальная глубина заложения лотка трубы. Узлы сети нумеруются натуральными числами, начиная с 1, без пропусков. Нижний узел нумеруется последним.

Разработанная проф. Н. У. Койдой программа РОТКАВ на языке PL/1 (имеется в ЛИСИ и ЛИИЖТе) оптимизации начертания сети позволяет существенно улучшить предложенный квалифицированным специалистом вариант трассировки.

Список переменных в этой программе дается в табл. 7.9. В первой части списка приводятся исходные данные задачи, а во второй прочие переменные, необходимые для изучения программы или для внесения в нее изменений.

Ниже приводятся пункты алгоритма, в началах которых представлены метки из текста программы:

I 14 — построение предельной зависимости.

I 2Ø — разметка начальных участков. Производится по заданным направлениям движения воды.

Если номер узла в начале участка встречается более одного раза, то такой узел расщепляется и при этом появляется дополнительный начальный участок.

I 3Ø7 — подсчет участковых расходов. Назначение диаметров по предельной зависимости. Построение профиля.



Таблица 7.9. Список переменных программы ROTKAB

Обозначения		Единицы измерения	Обозначаемая величина
обычные	машинные		

1. Переменные ввода исходных данных			
$d$	$D$	мм	Стандартные диаметры труб
$q$	$UQ$	л/с	Бытовые расходы
$k_n$	$UK$	—	Соответствующие коэффициенты неравномерности
$t$	$IT$	—	Число участков
$t_0$	$IT \emptyset$	—	Число первых участков, на которых в процессе оптимизации будет изменяться направление движения жидкости
$n$	$N$	—	Число узлов сети
—	$ID1$	—	Число первых диаметров труб сортамента (керамические)
—	$IND$	—	Тип задачи. При минимизации стоимости $IND=63$ ; $IND=99$
$v$	$VNU$	см <sup>2</sup> /с	Кинематический коэффициент вязкости (допустимо $v=0,01$ см <sup>2</sup> /с)
$q_E$	$EQ$	л/с	Секундный расход, подсчитанный по формуле (3.6)
$h_{\Pi}$	$UR$	м	Минимальная глубина заложения лотков труб
—	$NAUF$	—	Номер задачи
$r$	$IR$	—	Массив номеров узлов в началах участков
$b$	$IB$	—	Массив номеров узлов нижних концов участков
$l$	$AL$	м	Длина участков
—	$QE$	л/с	Относительная нагрузка. Для участков одностороннего приема воды принимают 0,5; для участков двухстороннего приема — 1
$z_{зем}$	$Z$	м	Отметки земли в узлах сети
$q_c$	$QK$	л/с	Узловые расходы

**2. Прочие перемещения**

$d$	$DS$	мм	Диаметры труб участков
$i$	$AI S$	—	Уклоны участков
—	$ZR$	м	Отметка воды в начале участка
—	$ZB$	»	Отметка воды на конце участка
$q$	$QRB$	л/с	Раскрытый участковый расход
$v$	$VS$	м/с	Скорость воды в коллекторе
$h$	$HS$	м	Глубина воды в коллекторе
$i_{\min}$	$AIMS$	—	Минимальный уклон укладки коллектора по предельной зависимости

$I 361$  — подсчет стоимости варианта. После первого подсчета стоимость запоминается, печатается текст «стоимость исходного варианта» и осуществляется переход к блоку с меткой  $I 365$ .

При  $IND=63$  стоимость подсчитывается по формуле (7.10); при  $IND=99$  принимается наименьшая отметка поверхности в нижнем узле, взятая со знаком минус.

$I 37 \emptyset$  — если стоимость не уменьшилась  $t_0$  раз подряд, то печатается решение и заканчивается счет.



Если стоимость уменьшилась, то она запоминается и печатается текст «вар.  $N$ , стоимость  $G1D$  руб». Если стоимость не уменьшилась, то устраняется вариация и осуществляется переход к 1365. 1365 — на очередном участке изменяется направление движения воды.

1308 — если новое направление движения воды допустимо, то переход к 120; в противном случае — устранить данную вариацию и перейти к 1365.

При любом варьировании начертания сети печатаются сведения по  $t_0$  участкам (не более 112 символов). Если направление на участке изменяется, то печатается единица, в противном случае — ноль.

### 7.11. Пример оптимизации начертания бытовой сети

На рис. 7.9 показана сеть на  $m=5$  колец,  $t=20$  участков и  $n=16$  узлов. На ее участках намечены направления движения воды (сплошные стрелки). На первых шести участках, показанных утолщенными линиями, эти направления в процессе минимизации стоимости будут варьироваться.

Исходные данные сведены в табл. 7.10, которая заполнена в строгом соответствии с табл. 7.9 переменных программы РОТКАВ. В первых семи строках (перфокартах) приведены стандартные диаметры труб (17 типоразмеров и резерв для четырех диаметров), и данные для подсчета коэффициента неравномерности путем интерполяции. Эти данные при решении других задач подобного типа можно не менять.

Далее следуют общие данные по сети: число участков  $t=20$ ; число узлов, на которых следует варьировать направление движения воды  $t_0=6$ ; число первых типоразмеров труб таблицы сортамента, которые являются керамическими  $ID 1=8$ ; остальные трубы, больших диаметров — железобетонные; кинематический коэффициент вязкости  $\nu=0,01 \text{ см}^2/\text{с}$ ; секундный расход воды в населенном месте  $q_E=129,3 \text{ л/с}$  при  $q_H=190 \text{ л/(чел.сут)}$ ; номер задачи.

Начертание сети приведено в виде двух массивов чисел: массивы номеров узлов в началах участков  $r$  и массива номеров узлов на их концах  $b$ . Далее следуют массивы длин  $l$  и относительные нагрузки  $QE$  участков. Последние приняты равными 0,5 для участков с жилой застройкой с одной стороны, и равными 1 — для остальных участков.

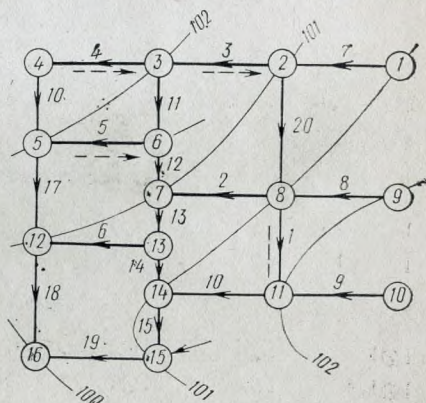


Рис. 7.9. Расчетная схема бытовой сети, предназначенной для оптимизации

— первоначальные направления движения; - - - - - улучшенный вариант



Таблица 7.10. Бланк исходных данных для оптимизации начертания сети

Стандартные диаметры труб										Номера карт
200	250	300	350	400	450	500	600			D.1
700	800	900	1000	1200	1400	1600				D.2
1800	2000	0 0	0 0							D.3
Расходы таблицы коэффициента неравномерности										
5	15	30	50	100	200	300	500			UQ.4
800	1250									UQ.5
Коэффициенты неравномерности										
3	2.5	2	1.8	1.6	1.4	1.35	1.25			UK.6
1.2	1.15									UK.7
Общие сведения по сети										
$t_0$	$n$	$ID1$	$IND$	$v$	$q_E$	$h_L$	$NAUE$			
20	6	16	8	63	.01	129.3	2.3	56		8.1
Номера узлов в началах участков										
8	8	2	3	6	13	1	9	10	11	3
6	7	13	14	4	5	12	15	2		
Номера узлов на концах участков										
11	7	3	4	5	12	2	8	11	14	6
13	14	15	5	12	16	16	8			
Длины участков										
369	413	413	483	483	483	511	511	511		
413	298	163	187	172	222	298	350	394		
483	461									
Относительная нагрузка участков										
1	1	.5	.5	1	1	.5	1	1	1	1
1	1	1	1	.5	.5	.5	1	1		
Отметки земли в узлах										
101		101		102		102.7		102		
101.4		101		101		102		103		
102		101		101.1		101		101		100
Узловые расходы										
0	0	0	0	0	21	0	36	0	0	0
0	0	0	13	0						



Сведения по узлам приведены в виде массивов отметок земли и массива узловых расходов.

В табл. 7.11 — 7.13 приведены выдержки из печати ЭВМ. В первой таблице — исходные данные задачи, в следующей — предельная зависимость. Далее приводится обчисленный базисный вариант сети стоимостью 211,8 тыс. руб. Динамика минимизации стоимости сети приведена в конце табл. 7.12. Этот материал переработан и сведен в табл. 7.14. Строку из нолей и единиц этой таблицы следует понимать так. Если в  $k$ -й позиции строки (считая слева направо) стоит ноль, то это значит, что на  $k$ -м участке сети направление движения воды принято первоначальным, как в базисном варианте; иначе — изменено. Число  $MDM$  — число неудачных вариаций, полученных подряд; при  $MDM > t_0$  прекращение счета.

Оптимизация начертания сети понизила ее стоимость с 211,8 тыс. руб. до 179,7 тыс. руб.

Для этой же сети решена задача максимизации отметки поверхности воды в нижнем узле. В этой задаче принимались те же исходные данные, но в ней заменено  $IND=63$  на  $IND=99$ . Решение

Таблица 7.11. Исходные данные задачи оптимизации начертания, напечатанные ЭВМ

Оптимизация плана бытовой канализационной сети

Задача 56; тип 63

Число участков 20, из них варьируемых 6

Секундный расход 129.30

Глубина заложения не менее 2.30

Вязкость 0.01

Сведения по участкам

Номер п/л участка	Номера узлов участка		Длина участка, м	Отметка земли		Сосредоточенные расходы, л/с		Относительная нагрузка на участок
	начало	конец		начало	конец	начало	конец	
1	8	11	369	101.0	102.0	36	0	1.0
2	8	7	413	101.0	101.0	36	0	1.0
3	2	3	413	101.0	102.0	0	0	0.5
4	3	4	483	102.0	102.7	0	0	0.5
5	6	5	483	101.4	102.0	21	0	1.0
6	13	12	483	101.1	101.0	0	0	1.0
7	1	2	511	101.0	101.0	0	0	0.5
8	9	8	511	102.0	101.0	0	36	1.0
9	10	11	511	103.0	102.0	0	0	1.0
10	11	14	413	102.0	101.0	0	0	1.0
11	3	6	298	102.0	101.4	0	21	1.0
12	6	7	163	101.4	101.0	21	0	1.0
13	7	13	187	101.0	101.0	0	0	1.0
14	13	14	172	101.0	101.0	0	0	1.0
15	14	15	222	101.0	101.0	0	0	1.0
16	4	5	298	102.7	102.0	0	13	1.0
17	5	12	350	102.0	101.0	0	0	0.5
18	12	16	350	102.0	101.0	0	0	0.5
19	15	16	483	101.0	100.0	13	0	0.5
20	2	8	461	101.0	101.0	0	36	1.0



Т а б л и ц а 7.12. Базисный вариант и динамика оптимизации начертания сети

Номер п/п	Номера узлов		Длина участка, м	Диаметр, мм	Уклоны, 1000 ‰	Отметка земли		Отметка воды		Участковые расходы, л/с	Скорость, м/с	Глубина, м
	начало	конец				в начале	в конце	в начале	в конце			
1	8	11	369	350	2.51	101.0	102.0	98.93	98.01	57.47	0.84	0.23
2	8	7	413	400	2.40	101.0	101.0	95.57	94.58	65.30	0.85	0.23
3	2	3	413	200	5.00	102.0	102.0	98.80	96.74	12.53	0.77	0.10
4	3	4	483	250	3.76	102.0	102.7	99.81	98.00	14.65	0.71	0.11
5	6	5	483	350	2.65	101.4	102.0	93.30	98.02	47.98	0.82	0.20
6	13	12	483	300	3.08	101.1	101.0	98.95	97.47	26.98	0.74	0.15
7	1	2	511	250	3.76	101.0	101.0	98.81	96.89	15.46	0.75	0.11
8	9	8	511	300	3.08	102.0	101.0	99.85	98.28	28.25	0.77	0.15
9	10	11	413	450	2.16	102.0	102.0	100.85	99.28	91.65	0.90	0.27
10	11	14	298	300	3.08	102.0	101.4	96.74	95.82	27.95	0.76	0.15
11	3	6	163	450	2.94	101.4	101.0	95.82	95.34	34.76	0.74	0.19
12	6	7	187	450	2.16	101.0	101.0	94.56	94.18	90.73	0.89	0.27
13	7	13	172	450	2.12	101.1	101.0	94.18	93.81	96.24	0.89	0.29
14	13	15	222	600	1.76	101.0	101.0	93.81	93.42	176.54	0.97	0.37
15	14	15	298	300	3.27	102.7	102.0	98.00	97.02	22.55	0.76	0.13
16	4	5	350	400	2.35	102.0	101.0	97.02	96.20	69.63	0.86	0.24
17	5	12	394	450	2.16	101.0	101.0	96.20	95.35	89.18	0.87	0.27
18	12	16	483	600	1.68	101.0	100.0	93.42	92.61	202.08	0.96	0.42
19	15	16	461	350	2.86	101.0	101.0	96.89	95.57	36.59	0.80	0.17
20	2	8										

Стоимость исходного варианта 211.8 тыс. руб.

\* 1000000 \* вариант 2 стоимость 205.4 тыс. руб. \* 1100000 + 1 205.43 1100000 \* 101000 \* вариант 3 192.9 тыс. руб. \* 101100 \* вариант 4 стоимость 185.6 тыс. руб. \* 101110 \* вариант 5 стоимость 179.7 тыс. руб. \* 101111 + 1 179.72 тыс. руб. 101110 \* 100110 + 2 185.75 тыс. руб. 101110 \* 111110 + 3 185.75 тыс. руб. 101110 \* 100110 + 4 189.4 тыс. руб. 101110 \* 101100 + 5 192.41 тыс. руб. 101110 \* 101100 + 6 185.56 тыс. руб. 101110 \* 101111. 101110.



Таблица 7.13. Решение задачи оптимизации начертания сети

Номер п/п	Нумерация участка		Длина, м	Диаметр, мм	Уклон, 1000	Отметка земли, м		Отметка воды, м		Сосредоточен- ный расход, л/с	Участко- вый рас- ход, л/с	Скорости, м/с	Глубина, м
	начало	конец				в начале	в конце	в начале	в конце	в начале	в конце		
1	11	8	369	250	3.37	102	101	99.8	98.6	0	21.5	0.74	0.14
2	8	7	413	500	1.97	101	101	95.6	94.8	36	119	0.89	0.32
3	3	2	413	200	5.00	102	101	99.8	97.7	0	12.5	0.77	0.10
4	4	3	483	250	3.76	103	102	100.5	98.7	0	14.6	0.71	0.11
5	5	6	483	300	3.08	102	101	99.8	98.4	21	27.0	0.74	0.15
6	13	12	483	300	3.08	101	101	99.0	97.5	0	27.0	0.74	0.15
7	1	2	511	250	3.76	101	101	98.8	96.9	0	15.5	0.75	0.11
8	9	8	511	300	3.08	102	101	99.8	98.3	36	28.2	0.77	0.15
9	10	11	511	300	3.08	103	102	100.8	99.3	0	28.2	0.77	0.15
10	11	14	413	350	2.71	102	101	99.3	98.2	0	44.4	0.81	0.19
11	3	6	298	300	3.08	102	101	98.7	97.8	0	29.5	0.80	0.15
12	6	7	163	400	2.31	101	101	97.8	97.4	21	73.8	0.86	0.26
13	7	13	187	600	1.73	101	101	94.8	94.5	0	181	0.94	0.38
14	13	14	172	600	1.73	101	101	94.5	94.2	0	186	0.97	0.38
15	14	15	222	600	1.67	101	101	94.2	93.8	0	216	0.98	0.44
16	4	5	298	200	5.00	103	102	100.5	99.0	13	9.04	0.68	0.09
17	5	12	350	250	3.53	102	101	99.0	97.8	0	19.2	0.75	0.13
18	12	16	394	350	2.65	101	100	97.5	96.4	0	47.2	0.81	0.20
19	15	16	483	700	1.74	101	100	93.8	93.0	0	242	0.99	0.42
20	2	8	461	350	2.71	101	101	96.9	95.6	36	44.4	0.81	0.19

Вариант 11. Стоимость — 179.69 тыс. руб.



задачи получилось тем же. Таким образом, задача минимизации стоимости сети и задача максимизации отметки поверхности воды в нижнем узле посредством варьирования начертания в данном случае оказались идентичными на всех этапах (на рис. 7.9 пунктирными стрелками показаны новые направления движения воды, рекомендуемые ЭВМ).

Т а б л и ц а 7.14. Динамика оптимизации начертания сети

Варианты	<i>MDM</i>	Стоимость варианта, тыс. руб.	Запоминается вариант	Стоимость фиксирован- ного вариан- та, тыс. руб.	Варианты	<i>MDM</i>	Стоимость варианта, тыс. руб.	Запоминается вариант	Стоимость фиксирован- ного вариан- та, тыс. руб.
1000000	0	205.4	1000000	205.4	001110	2	185.8	101110	179.7
1100000	1	205.4	1000000	205.4	111110	3	185.8	101110	179.7
1010000	0	192.9	1010000	192.9	100110	4	189,4	101110	179.7
1011000	0	185.6	1011000	185.6	101010	5	192,4	101110	179.7
1011100	0	179,7	1011100	179.7	1011000	6	185.6	101110	179.7
1011111	1	179.7	1011100	179,7	1011111	7	Стоп	—	



## Данные для определения расхода безнапорного потока

В практических расчетах расход безнапорного потока  $Q$  можно вычислить через расход при полном заполнении  $Q_{\Pi}$  и степень заполнения  $a=h/H$  трубы ( $H$  — вертикальный размер коллектора, для круглой трубы  $H=D$ ) по формуле

$$Q/Q_{\Pi} = \beta (a - b).$$

Таблица 1. Значения параметров  $\beta$  и  $b$ 

Сечение коллектора	Пределы	$\beta$	$b$
Круглое	$0,27 < a \leq 0,5$	1,56	0,18
»	$0,5 < a \leq 0,85$	1,172	0,07
Овоидальное	$0,85 < a \leq 1$	0,66	—0,515
»	$0,4 < a \leq 0,8$	1,63	0,24
Банкетное	$0,24 < a \leq 0,8$	1,58	0,17
Обратноовоидальное	$0,1 < a \leq 0,75$	1,48	0,12

Расход  $Q_{\Pi}$ ,  $\text{м}^3/\text{с}$ , можно определить, зная уклон и высоту коллектора  $H$ ,  $\text{м}$ :

$$I = k Q_{\Pi}^n / H^m.$$

Таблица 2. Значения коэффициента  $k$  и показателей степени  $n$  и  $m$ 

Сечение коллектора	$k$	$n$	$m$	Сечение коллектора	$k$	$n$	$m$
Круглое:							
$D \leq 600$ мм	0,00179	1,92	5,2	Лотковое	0,00101	1,94	5,19
$D > 600$ »	0,00214	1,96	5,2	Банкетное	0,00281	1,94	5,18
Овоидальное	0,00705	1,94	5,2	Обратно-овоидальное	0,00675	1,92	5,15

## ПРИЛОЖЕНИЕ 2

## Данные для определения потерь напора

Таблица 1. Значения потерь напора  $h_{\text{вх}}$  при входе в трубу в зависимости от скорости движения жидкости  $v$ 

$v$ , м/с	$h_{\text{вх}}$ , м, при $\xi_{\text{вх}}$		$v$ , м/с	$h_{\text{вх}}$ , м, при $\xi_{\text{вх}}$		$v$ , м/с	$h_{\text{вх}}$ , м, при $\xi_{\text{вх}}$	
	0,5	0,2		0,5	0,2		0,5	0,2
0,7	0,215	0,005	1,3	0,0431	0,0173	1,9	0,092	0,0388
0,8	0,0163	0,0065	1,4	0,0500	0,02	2	0,102	0,0408
0,9	0,0206	0,0083	1,5	0,0575	0,023	2,5	0,195	0,078
1	0,0255	0,0104	1,6	0,0655	0,0262	3	0,23	0,092
1,1	0,0335	0,0134	1,7	0,0735	0,0294	3,6	0,313	0,125
1,2	0,0395	0,0158	1,8	0,0825	0,033	4	0,409	0,163



Т а б л и ц а 2. Значения потерь напора  $h_{\text{ВЫХ}}$ , м, при выходе из дюкера в зависимости от  $v-v_1$ , м/с

$v - v_1$	$h_{\text{ВЫХ}}$	$v - v_1$	$h_{\text{ВЫХ}}$	$v - v_1$	$h_{\text{ВЫХ}}$
0,5	0,001	0,4	0,0082	0,75	0,0287
0,1	0,0005	0,45	0,0103	0,8	0,0327
0,15	0,0012	0,5	0,0128	0,85	0,0368
0,2	0,002	0,55	0,0154	0,9	0,0413
0,25	0,0032	0,6	0,0184	0,95	0,046
0,3	0,0046	0,65	0,0215	1	0,051
0,35	0,0063	0,7	0,025	—	—

Т а б л и ц а 3. Значения потерь напора, см, на поворотах труб

Угол поворота $\theta$	Скорость движения в трубах, м/с		
	0,9	1	1,25
45	0,5	0,5	0,58
60	0,5	0,58	0,91
90	1,22	1,5	2,34

Т а б л и ц а 4. Коэффициенты местного сопротивления для напорных сетей

Местное сопротивление	$\xi$
Выход из трубы	1
Колено (с плавным закруглением):	
угол $30^\circ$	0,07
» $45^\circ$	0,18
» $75^\circ$	0,63
» $90^\circ$	0,98
Задвижка:	
открытие полное	0,0
» на $7/8$	0,07
» $6/8$	0,26
» — $5/8$	0,81
» $1/2$	2,06
» $3/8$	5,52
» $2/8$	17
» $1/8$	98
Обратный клапан	5



Изолинии интенсивностей  $q_{20}$  (по данным ЛНИИ АКХ)



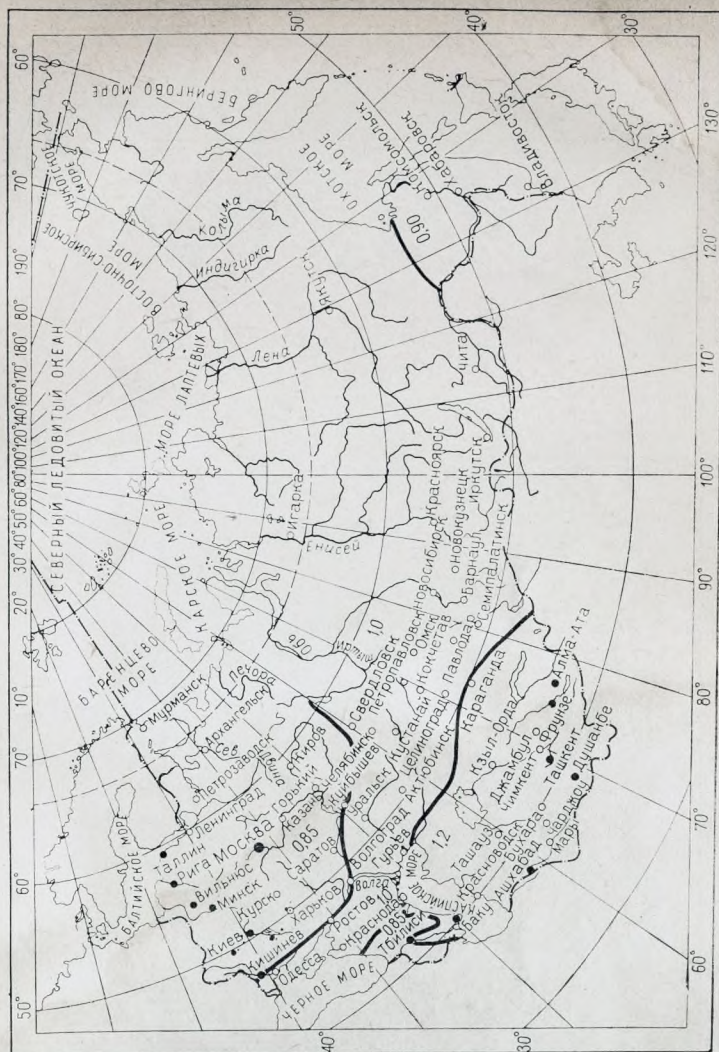


Изолинии показателя степени  $n$  в формуле (4.3) — по данным ЛНИИ АКХ



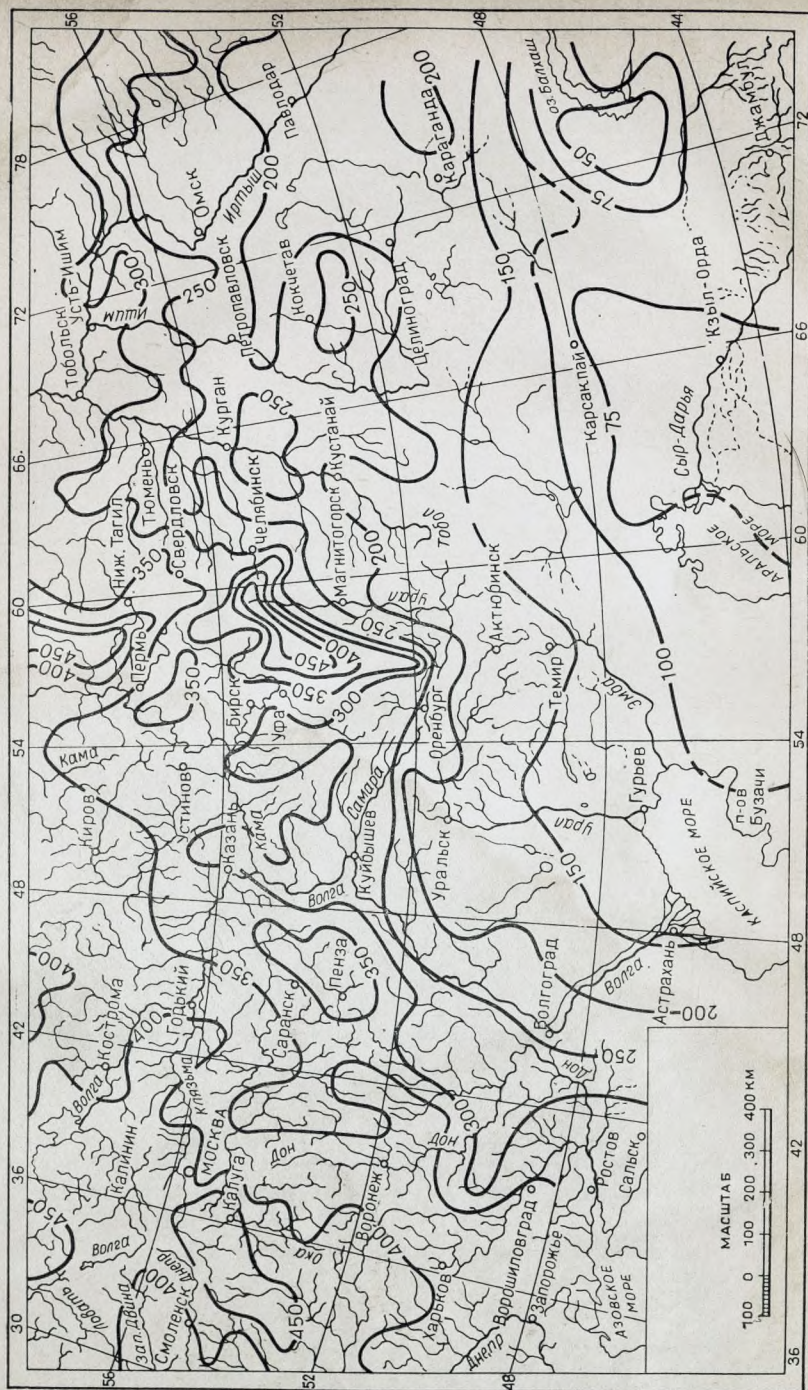


Значения коэффициента  $C$  в формуле (4.12)



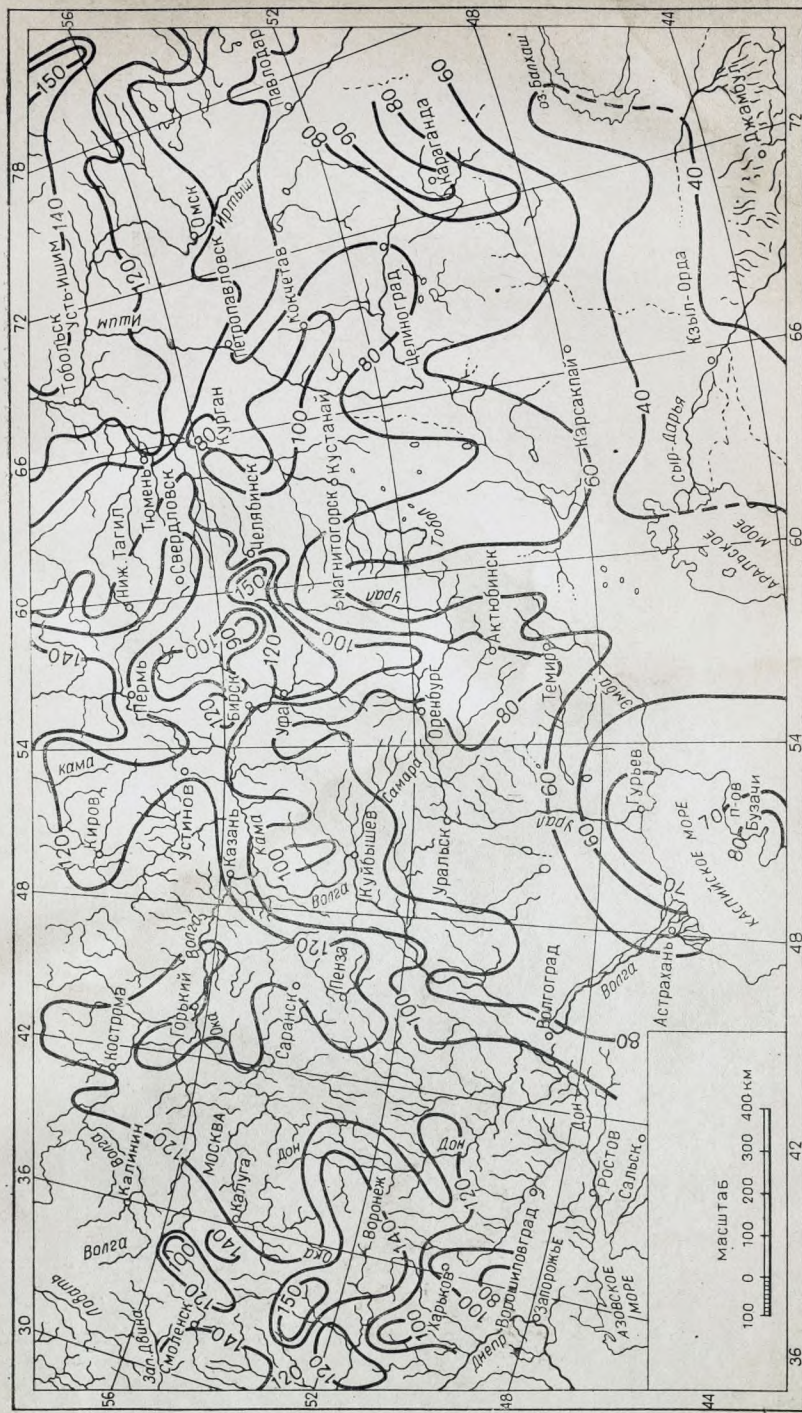


# Изолинии средней суммы дождевых осадков $\bar{W}$ , мм, за теплый период



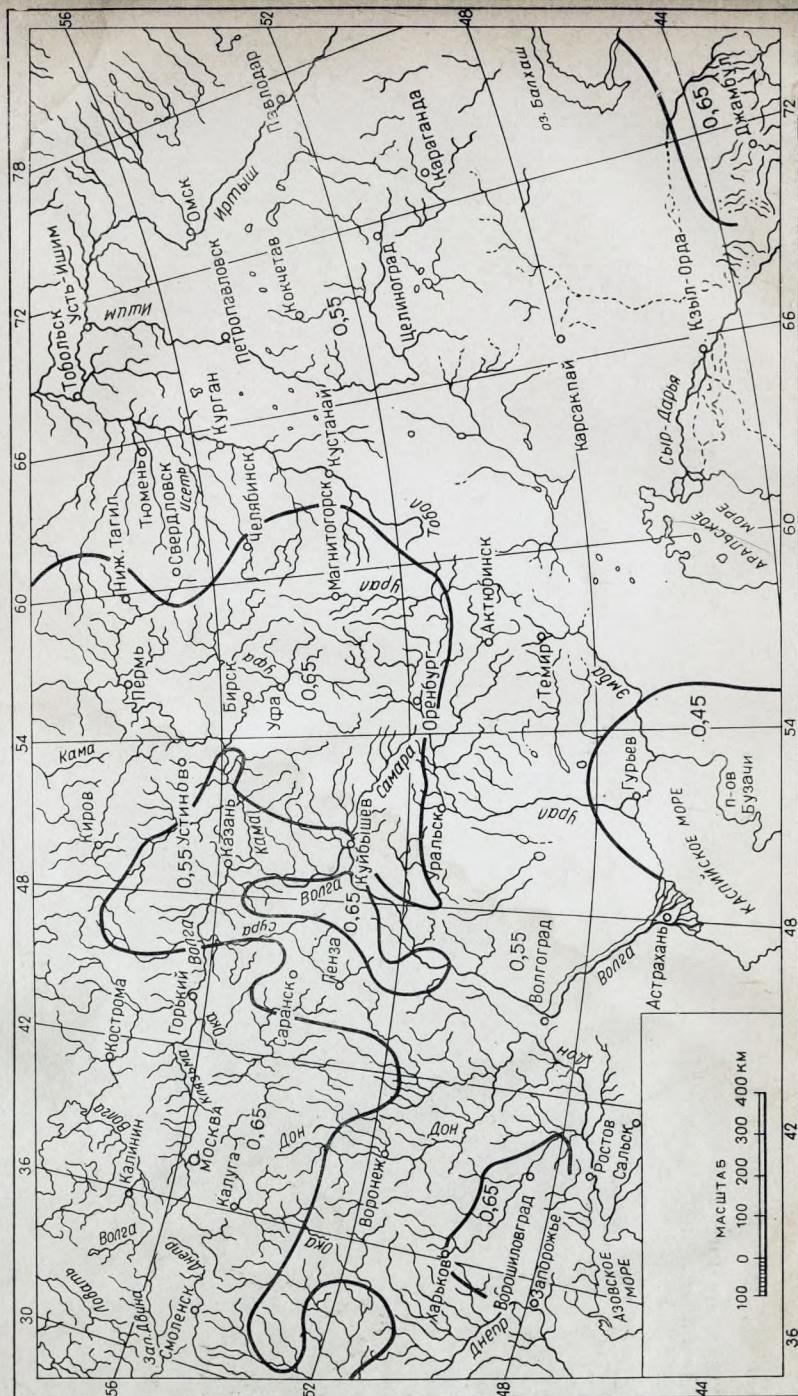


Изолинии среднего числа дождей  $m$  за теплый период





Значения показателя степени  $\beta$  в формуле (4.15)





Средние интенсивности дождя 20-минутной продолжительности  $q_{20}$ , мм(с-га), с различными периодами превышения и значения показателей степени  $n$  в формуле  $q = q_{20}(20/t)^n$

Город	Показатель степени $n$ при периоде превышения $P$ лет				Интенсивность дождя $q_{20}$ с периодом превышения $P$ лет						
	$>3,5$	$3,5-1,4$	$1,4-0,7$	$<0,7$	20	10	5	2	1	0,5	$1/3$
Мурманск	0,67	0,57	0,39	0,35	86,6	77,7	66,6	45,5	24,4	14	12,1
Хибины	0,65	0,55	0,33	0,28	111	101	88,1	53,2	29,2	17,3	14,4
Кандалакша	0,62	0,35	0,41	0,37	93,1	81,7	68,2	52,5	22,6	13,6	10,9
Петрозаводск	0,71	0,67	0,48	0,34	193	161	128	78,5	43,6	17	14,4
Архангельск	0,7	0,74	0,68	0,44	173	145	123	94,8	57,5	24,1	19,9
Череповец	0,71	0,71	0,7	0,47	170	150	131	92,1	78,3	33,2	26
Вологда	0,71	0,71	0,7	0,47	180	150	124	86,5	72,5	31,7	28,5
Сыктывкар	0,72	0,73	0,67	0,48	144	123	103	79,2	57,5	29,5	26,7
Ухта	0,7	0,66	0,56	0,36	157	136	112	90,6	43,7	18,7	15,3
Пярну	0,7	0,67	0,57	0,36	156	136	116	91,8	58,6	26	21
Таллин	0,7	0,69	0,7	0,6	170	144	117	90,9	71	45,8	39
Тарту	0,68	0,68	0,68	0,6	163	140	120	91,7	72,5	46,9	40
Вентспилс	0,63	0,66	0,57	0,43	126	111	95,1	75,6	50,8	32,2	27
Рига	0,65	0,69	0,72	0,57	174	157	137	109	79,5	47,9	41
Даугавпилс	0,79	0,73	0,62	0,42	212	181	153	103	67,9	35,9	28
Каунас	0,69	0,71	0,69	0,62	220	189	160	111	86,5	63,8	53
Калининград	0,69	0,71	0,69	0,62	263	213	170	114	83,7	62,2	53
Вильнюс	0,69	0,71	0,69	0,62	223	193	160	114	83,7	58,5	48
Витебск	0,69	0,72	0,76	0,68	278	226	181	122	101	71,8	66
Могилев	0,69	0,72	0,76	0,68	222	192	158	112	97,7	71,8	62
Минск	0,69	0,72	0,76	0,68	214	188	158	116	105	78	69
Гомель	0,69	0,72	0,76	0,68	278	226	181	125	101	71,8	62
Брест	0,69	0,72	0,76	0,68	259	226	188	132	115	78	53
Выборг	0,7	0,73	0,69	0,58	227	189	151	110	76,7	43,7	32
Ленинград	0,7	0,73	0,69	0,58	189	162	134	99,8	70,8	46,4	34,5
Псков	0,73	0,75	0,71	0,59	215	190	163	141	93,9	50,6	39,4



Город	Показатель степени $n$ при периоде повышения $P$ лет				Интенсивность дождя $q_{20}$ с периодом превышения $P$ лет						
	$\geq 3,5$	3,5—1,4	1,4—0,7	$< 0,7$	20	10	5	2	1	0,5	1/3
Новгород	0,73	0,75	0,71	0,59	190	166	142	123	81,8	46,2	35,3
Волхов	0,7	0,71	0,69	0,60	165	143	121	102	91	40,9	34
Великие Луки	0,7	0,7	0,68	0,6	224	196	168	115	78,3	47,7	38,6
Калинин	0,7	0,69	0,7	0,57	185	161	137	98	82,4	47,9	41
Смоленск	0,71	0,68	0,68	0,66	207	177	144	122	93	65,6	56,6
Ярославль	0,69	0,71	0,74	0,57	193	166	140	103	74,2	42,8	36,7
Москва	0,74	0,76	0,73	0,66	196	169	141	110	91	59	53,8
Тула	0,74	0,76	0,73	0,63	200	174	147	116	85	53,4	45,4
Калуга	0,73	0,76	0,73	0,63	276	234	189	145	105	66,7	58,7
Владимир	0,73	0,74	0,71	0,67	219	189	159	119	96,3	60,3	51,9
Рязань	0,73	0,74	0,71	0,67	241	192	159	119	89,4	49,1	40,9
Брянск	0,74	0,79	0,76	0,74	224	194	166	139	109	86,7	75,4
Орел	0,74	0,79	0,76	0,74	290	232	182	130	98,0	71,6	60,3
Курск	0,65	0,72	0,74	0,68	313	244	186	144	106	72	61,7
Белгород	0,65	0,72	0,74	0,68	240	200	164	136	109	68,6	54,9
Новый Оскол	0,65	0,72	0,74	0,68	186	167	149	132	109	56,1	48,4
Тамбов	0,71	0,76	0,73	0,66	179	159	139	124	92,7	51	43,4
Липецк	0,7	0,76	0,73	0,66	206	169	139	116	82,8	51	43,4
Воронеж	0,69	0,7	0,69	0,64	221	176	145	105	83,8	54	48,3
Кострома	0,66	0,72	0,73	0,63	202	176	145	108	82,5	49,4	39,5
Горький	0,66	0,72	0,73	0,63	151	131	118	101	86,8	58,1	49
Йошкар-Ола	0,66	0,72	0,73	0,63	151	125	113	101	83,3	63,4	61,2
Чебоксары	0,71	0,73	0,66	0,55	182	151	120	108	79,8	49	39,8
Киров	0,69	0,76	0,76	0,63	225	189	152	115	72,8	40,7	32,1
Саранск	0,72	0,74	0,67	0,55	282	221	170	111	87,6	48,8	41,5
Казань	0,71	0,74	0,74	0,62	217	174	135	95,7	64,6	30,6	27,2
Куйбышев	0,72	0,74	0,73	0,58	192	160	128	95,5	72,2	37,8	28,3
Пенза	0,73	0,74	0,65	0,34	209	171	135	110	79,1	40,1	34,4
Оренбург	0,71	0,73	0,69	0,49	156	136	112	83,2	52,8	16,1	13,8
Саратов	0,66	0,69	0,71	0,72	201	172	143	105	75,8	25	20,6
Кшинец	0,66	0,69	0,71	0,72	332	266	203	148	101	81,2	63,8



Ужгород	0,74	0,76	0,7	0,63	277	237	197	137	94,2	64,1	55
Львов	0,67	0,72	0,73	0,7	246	215	183	142	109	75,6	55,8
Винница	0,65	0,71	0,73	0,64	230	202	170	149	123	67	55,8
Чернигов	0,71	0,73	0,69	0,61	221	190	159	118	88,2	49,8	39,8
Киев	0,71	0,73	0,69	0,61	269	224	183	135	104	59,8	52,3
Полтава	0,7	0,65	0,69	0,64	259	212	139	133	90,6	57,9	50
Черкасы	0,68	0,69	0,7	0,64	231	191	157	115	97,9	69,9	61,9
Кременчуг	0,68	0,69	0,7	0,64	213	185	154	112	91,8	56,5	43
Днепропетровск	0,68	0,69	0,7	0,64	185	157	129	94,7	79,6	53,8	45,7
Запорожье	0,68	0,69	0,7	0,64	234	197	160	115	91,8	53,8	48,4
Харьков	0,67	0,66	0,7	0,68	223	194	161	137	104	74,1	61,2
Воршилоград	0,67	0,66	0,7	0,68	213	187	157	137	104	74,1	61,2
Жданов	0,67	0,66	0,7	0,68	210	184	154	134	93,4	67,6	54,7
Бердянск	0,67	0,66	0,7	0,68	194	167	141	123	90,7	64,4	51,5
Одесса	0,69	0,73	0,75	0,59	239	201	165	122	93,2	49,6	39,7
Николаев	0,56	0,71	0,72	0,63	260	213	166	147	102	57,1	43,5
Херсон	0,61	0,66	0,73	0,61	197	167	138	114	94,8	47,5	37,5
Джанкой	0,61	0,67	0,69	0,69	304	245	190	141	113	81,4	67,8
Севастополь	0,7	0,72	0,72	0,52	187	163	136	104	83,8	48,1	37,4
Симферополь	0,58	0,67	0,65	0,66	249	207	164	137	104	63,5	52,4
Алушта	0,57	0,6	0,66	0,62	238	187	153	115	78	40,6	31,1
Ялта	0,57	0,6	0,66	0,62	304	238	178	131	90	50,2	43
Керчь	0,6	0,69	0,71	0,71	292	246	198	167	127	79,8	65,9
Феодосия	0,6	0,69	0,71	0,71	211	181	156	132	105	72,9	59
Волгоград	0,67	0,73	0,61	0,33	174	152	126	96,9	62	22,4	17,9
Ростов-на-Дону	0,67	0,68	0,72	0,55	268	227	183	127	99,2	53,7	41,5
Астрахань	0,69	0,6	0,58	0,46	204	164	124	67,6	49	25,5	18,6
Краснодар	0,64	0,66	0,67	0,59	284	234	188	144	108	62,8	51,9
Ставрополь	0,6	0,65	0,6	0,54	196	168	140	123	88,4	56,7	50,1
Новороссийск	0,53	0,62	0,72	0,64	289	237	184	135	115	55,9	41,9
Железноводск	0,58	0,61	0,64	0,57	306	264	218	165	120	75,6	59,6
Ессентуки	0,58	0,61	0,64	0,57	264	208	176	138	104	67,5	56,7
Кисловодск	0,58	0,61	0,64	0,57	264	236	208	171	142	105	97,2
Сочи	0,55	0,62	0,60	0,60	346	300	251	193	143	110	94,6
Орджоникидзе	0,63	0,65	0,67	0,59	311	301	225	171	132	89,6	77,2
Нальчик	0,63	0,65	0,67	0,59	266	235	200	150	118	77,2	62,3



Город	Показатель степени $n$ при периоде превышения $P$ лет				Интенсивность дождя $q_{20}$ с периодом превышения $P$ лет						
	$>3,5$	3,5—1,4	1,4—0,7	$<0,7$	20	10	5	2	1	0,5	1/3
Сухуми	0,55	0,56	0,55	0,57	333	289	247	192	144	100	86,9
Поти	0,55	0,56	0,55	0,57	484	412	342	260	194	134	94,5
Кутаиси	0,55	0,55	0,53	0,46	255	212	174	119	90,6	58,6	53,7
Батуми	0,55	0,55	0,53	0,46	416	361	307	215	165	104	93,0
Боржоми	0,64	0,64	0,59	0,45	159	143	126	96,2	65,3	36,3	31,6
Тбилиси	0,56	0,69	0,71	0,66	239	194	151	126	88,6	63,7	59,0
Махачкала	0,52	0,68	0,51	0,43	152	130	109	92,5	54,4	28,8	23,0
Баку	0,62	0,44	0,36	0,28	149	118	87,4	37,5	21,9	10,6	8,8
Кировобад	0,7	0,64	0,56	0,38	161	138	115	75,4	44,1	22,7	17,8
Ленкорань	0,45	0,48	0,44	0,38	288	242	194	124	78,8	54,6	42,2
Кировакан	0,7	0,78	0,71	0,66	188	172	152	121	95	59	50,9
Ленинакан	0,73	0,71	0,64	0,66	178	156	130	96,6	66,5	34,4	30,6
Севан	0,73	0,7	0,65	0,5	164	140	116	87,7	69,3	41,8	37,4
Ереван	0,69	0,71	0,66	0,49	135	117	102	79,4	62,9	31,5	27,6
Пермь	0,7	0,78	0,76	0,54	191	160	130	111	78	34,8	31,2
Красноуфимск	0,75	0,7	0,74	0,6	219	187	159	99,8	70	41	32,4
Уфа	0,72	0,73	0,74	0,63	161	141	114	84	62,2	36,8	29,4
Златоуст	0,71	0,75	0,74	0,56	187	162	137	110	86,2	41,6	33,3
Свердловск	0,72	0,7	0,69	0,55	242	203	159	111	77,2	38,8	27,2
Курган	0,69	0,68	0,66	0,46	174	140	107	84,8	51,5	21,6	16,2
Челябинск	0,75	0,69	0,56	0,39	166	141	107	83,7	60,1	32,6	29,6
Магнитогорск	0,75	0,69	0,56	0,39	219	163	122	75,6	48,5	23,7	22,2
Актюбинск	0,75	0,73	0,75	0,72	170	147	119	80,2	59,9	37,4	31,7
Гурьев	0,66	0,68	0,7	0,49	123	91,2	71,5	54,4	36,1	18,6	14,9
Кустанай	0,66	0,72	0,76	0,72	141	117	92,1	82,4	68,3	42,8	33,9
Целиноград	0,69	0,73	0,74	0,71	177	146	117	85,5	65,2	39,5	30,4
Джамбул	0,62	0,61	0,6	0,57	117	107	79,2	60,2	46,4	32,5	25,5
Алма-Ата	0,59	0,58	0,57	0,47	121	107	91,5	76,4	61,1	54,5	48
Усть-Каменогорск	0,77	0,75	0,73	0,67	222	179	140	82,4	58,6	39,4	34,8
Караганда	0,73	0,71	0,67	0,69	155	125	99	74,1	51,3	36,7	28,2
Семипалатинск	0,84	0,81	0,28	0,68	215	178	141	91,2	54,5	36,4	30,3



Салехард	0,76	0,63	0,53	0,44	179	150	117	59,4	30,6	15,8	12,4
Сургут	0,73	0,71	0,65	0,48	170	149	128	80,3	50	25,1	21,2
Тюмень	0,69	0,7	0,75	0,69	184	156	126	108	84,2	52,4	40,8
Омск	0,69	0,74	0,75	0,65	196	159	126	95,2	63,4	34,9	34,9
Томск	0,69	0,74	0,72	0,53	199	166	135	112	75,4	42,9	36,2
Новосибирск	0,67	0,69	0,73	0,46	224	182	143	102	74,1	30,1	26,6
Барнаул	0,67	0,69	0,73	0,46	205	170	139	94,5	70,8	28,3	24,8
Бийск	0,73	0,76	0,55	0,37	172	150	128	92,5	51,4	20,1	17
Норильск	0,75	0,72	0,74	0,39	196	158	120	75,6	54,2	17,9	14,9
Енисейск	0,75	0,72	0,74	0,39	158	136	117	78,8	63,8	23,8	20,9
Ачинск	0,67	0,72	0,72	0,47	200	162	127	96,9	75,4	33,9	29,4
Красноярск	0,73	0,71	0,61	0,46	236	194	153	109	67	26,8	22,3
Минусинск	0,72	0,71	0,71	0,56	169	143	114	79,8	61	50,4	27
Братск	0,64	0,65	0,58	0,49	181	144	112	65,4	44,9	28,2	22,3
Иркутск	0,73	0,64	0,64	0,54	173	148	125	88,1	66,1	39,6	32,7
Улан-Удэ	0,66	0,67	0,63	0,39	151	124	99,6	70,7	40,7	24,1	19,9
Варгунин	0,71	0,64	0,42	0,31	146	123	99,2	59,2	28,1	17,3	14,4
Чита	0,66	0,7	0,66	0,5	170	133	108	85,8	68	40,9	—
Якутск	0,68	0,66	0,56	0,58	118	102	81,8	62,7	37,7	19,3	14,5
Верхоянск	0,73	0,55	0,51	0,47	75,1	75,1	61,2	30,9	19,8	12,4	9,7
Благовещенск	0,63	0,69	0,71	0,66	232	196	160	132	108	79,1	66,3
Николаевск-на-Амуре	0,69	0,65	0,63	0,51	173	143	115	86,8	65,7	36,7	32,1
Комсомольск-на-Амуре	0,69	0,65	0,63	0,51	189	166	138	104	78,4	41,3	34
Хабаровск	0,61	0,67	0,65	0,6	197	163	131	114	98,8	65,1	58,8
Владивосток	0,46	0,46	0,48	0,51	248	210	173	144	108	75,5	60,4
Советская Гавань	0,51	0,38	0,35	0,28	122	103	84,2	63,4	45,1	35,1	30
Анадырь	0,5	0,46	0,36	0,42	43,2	37,2	28,8	20,5	15,5	10,4	9,4
Петропавловск-Камчатский	0,38	0,32	0,28	0,26	99	80,6	63,6	48,2	41,8	32	27,8
Александровск	0,54	0,46	0,42	0,34	102	87,2	72,9	54,1	37,8	26,2	20,5
Южно-Сахалинск	0,5	0,5	0,49	0,47	121	105	89,1	75,9	57,4	42,4	41,1
Ташкент	0,71	0,45	0,34	0,27	122	111	97	39,3	24	12,9	10,4
Фрунзе	0,67	0,48	0,38	0,40	124	106	87,4	42,8	25,2	16,4	14,8
Душанбе	0,59	0,57	0,53	0,52	146	126	108	75,6	52,5	40	34
Ашхабад	0,68	0,45	0,31	0,31	114	97,7	81,8	31,5	18,3	11,1	8,9



Значения коэффициента предельной интенсивности стока  $\rho$  при постоянном ( $n'=n$ ) или переменном ( $n'=1,2n-0,01$ ) коэффициенте стока

$t_{\text{л}} + t_{\text{тр}}$ $t_{\text{к}}$	Показатель степени $n'$ , равный						
	0,5	0,55	0,6	0,65	0,67	0,7	0,75
0,2	0,91	0,9	0,9	0,89	0,88	0,88	0,87
0,5	0,82	0,8	0,78	0,77	0,76	0,75	0,73
0,8	0,75	0,72	0,7	0,68	0,67	0,66	0,64
1	0,71	0,68	0,66	0,64	0,63	0,62	0,6
1,4	0,65	0,62	0,59	0,57	0,56	0,54	0,52
1,8	0,6	0,57	0,54	0,51	0,5	0,49	0,46
2	0,58	0,55	0,52	0,49	0,48	0,46	0,44
2,4	0,54	0,51	0,48	0,45	0,44	0,43	0,4
3	0,5	0,47	0,44	0,41	0,4	0,38	0,35
3,4	0,48	0,44	0,41	0,38	0,37	0,36	0,33
4	0,45	0,41	0,38	0,35	0,34	0,32	0,3
4,4	0,43	0,4	0,36	0,33	0,32	0,31	0,28
5	0,41	0,37	0,34	0,31	0,3	0,28	0,26
6	0,38	0,34	0,31	0,28	0,27	0,26	0,23
7	0,35	0,32	0,29	0,26	0,25	0,23	0,21
8	0,33	0,3	0,27	0,24	0,23	0,21	0,19
9	0,32	0,28	0,25	0,22	0,21	0,2	0,18
10	0,3	0,27	0,24	0,21	0,2	0,18	0,16
12	0,28	0,24	0,22	0,19	0,18	0,16	0,14



## ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев М. И. Новые конструкции перепадов для тоннельных коллекторов глубокого заложения.— Л.: ЛДНТП, 1982.— 162 с.
2. ГОСТ 25150—82. Канализация. Термины и определения.
3. Дикаревский В. С., Таубин А. П. Расчет дождевых сетей канализации с помощью ЭВМ.— М.: Стройиздат, 1980.— 143 с.
4. Голик Н. И. Оптимальное проектирование систем канализации.— Кишинев: Картя Молдовенияскэ, 1980.— 171 с.
5. Константинов Ю. М. Гидравлика.— Киев: Вища школа, 1981.— 357 с.
6. Курганов А. М., Федоров Н. Ф. Справочник по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации.— М.— Л.: Стройиздат, 1978.— 420 с.
7. Курганов А. М., Койда Н. У. Машинные методы проектирования канализационных сетей.— М.— Л.: Стройиздат, 1985.— 151 с.
8. Курганов А. М. Закономерность движения воды в дождевой и общесплавной канализации.— М.: Стройиздат, 1982.— 72 с.
9. Курганов А. М. Таблицы параметров предельной интенсивности дождя для определения расходов в системах водоотведения.— М.: Стройиздат, 1984.— 110 с.
10. Лукиных А. А., Лукиных Н. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле Н. Н. Павловского.— М.: Стройиздат, 1974.— 156 с.
11. СНиП II-32-74. Канализация. Наружные сети и сооружения.
12. Федоров Н. Ф., Волков Л. Е. Гидравлический расчет канализационных сетей.— М.: МКХ РСФСР, 1958.— 251 с.
13. Федоров Н. Ф., Шифрин С. М. Канализация.— М.: Высшая школа, 1968.— 591 с.
14. Яковлев С. В., Карелин Я. А., Жуков А. И., Колобанов С. К. Канализация. Изд. 5-е.— М.: Стройиздат, 1975.— 590 с.



Предисловие . . . . .	3
Введение . . . . .	4
<b>Глава 1. Системы и схемы канализации. Общие вопросы проектирования канализационных сетей</b> . . . . .	<b>6</b>
1.1. Сточные воды, их состав, свойства и классификация . . . . .	6
1.2. Системы канализации . . . . .	10
1.3. Общая схема канализации города (поселка) и ее основные элементы . . . . .	12
1.4. Схемы наружной канализации . . . . .	15
1.5. Санитарная и технико-экономическая оценка систем канализации . . . . .	18
1.6. Бассейны канализования; трассировка сети; схемы начертания сети . . . . .	20
1.7. Расположение канализационных сетей на плане и в поперечном профиле улиц . . . . .	22
1.8. Воды, допускаемые к спуску в канализационную сеть . . . . .	25
1.9. Сплав по канализационным сетям нечистот, снега и измельченного мусора . . . . .	27
1.10. Основные исходные данные и стадии проектирования . . . . .	30
<b>Глава 2. Основы гидравлического расчета канализационных сетей</b> . . . . .	<b>31</b>
2.1. Режим течения сточных вод в канализационных сетях . . . . .	31
2.2. Формы поперечных сечений труб, каналов и их гидравлические характеристики . . . . .	33
2.3. Расчетные формулы для определения линейных потерь напора . . . . .	35
2.4. Учет местных сопротивлений при гидравлическом расчете сетей . . . . .	38
2.5. Минимальные сечения труб. Степень наполнения труб и каналов . . . . .	39
2.6. Скорость и уклоны . . . . .	40
2.7. Основные задачи по расчету канализационных сетей . . . . .	44
2.8. Гидравлический расчет напорных трубопроводов и дюкеров . . . . .	47
2.9. Неравномерное движение сточных вод в каналах и трубах . . . . .	51
2.10. Сопряжение глубин. Гидравлический прыжок . . . . .	55
<b>Глава 3. Бытовые и производственные канализационные сети</b> . . . . .	<b>60</b>
3.1. Нормы водоотведения и режим поступления сточных вод . . . . .	60
3.2. Определение расчетных расходов сточных вод . . . . .	63
3.3. Гидравлический расчет сети и ее конструирование . . . . .	68
3.4. Примеры расчета . . . . .	72
<b>Глава 4. Дождевая канализация</b> . . . . .	<b>80</b>
4.1. Назначение дождевой канализации . . . . .	80
4.2. Внутренние и наружные водостоки . . . . .	82
4.3. Способы измерения количества атмосферных осадков . . . . .	83
4.4. Продолжительность, интенсивность и повторяемость дождей . . . . .	84
4.5. Первичная обработка записей о выпадении дождей . . . . .	84
4.6. Формулы расчетных интенсивностей . . . . .	88
4.7. Сток дождевых и талых вод. Коэффициенты стока . . . . .	94
4.8. Метод предельных интенсивностей. Определение расчетных расходов . . . . .	96
4.9. Условия и нормы проектирования дождевой сети . . . . .	101
4.10. Трассировка, гидравлический расчет и высотная установка сети . . . . .	102
4.11. Расчет дождевой сети, работающей под напором . . . . .	108
4.12. Особенности конструкций дождевой сети . . . . .	110



<b>Глава 5. Сети общесплавной и полураздельной систем канализации</b>	<b>114</b>
5.1. Особенности расчета и проектирования сетей общесплавной системы канализации	114
5.2. Особенности расчета и проектирования сетей полураздельной системы канализации	117
5.3. Основные показатели работы ливнеспусков и разделительных камер	125
<b>Глава 6. Сооружения на канализационных сетях</b>	<b>128</b>
6.1. Назначение и область применения сооружений на сетях	128
6.2. Колодцы различного назначения	129
6.3. Перепады	131
6.4. Ливнеспуски и разделительные камеры	168
<b>Глава 7. Использование ЭВМ для расчета канализационных сетей</b>	<b>174</b>
7.1. Основные положения по расчету сетей на ЭВМ	174
7.2. Подготовка исходных данных и организация вычислений на ЕС ЭВМ	175
7.3. Основные положения по расчету производственно-бытовых канализационных сетей	176
7.4. Алгоритм гидравлического расчета сетей бытовой канализации	178
7.5. Основные положения по расчету дождевой канализации	179
7.6. Топология сети. Расчетная модель. Алгоритм расчета дождевой сети	181
7.7. Составление расчетной схемы сети. Подготовка данных для ввода в ЭВМ	186
7.8. Изготовление и проверка перфокарт. Составление колоды перфокарт	190
7.9. Результаты расчета. Примеры	193
7.10. Оптимизация начертания бытовой сети	197
7.11. Пример оптимизации начертания бытовой сети	201
Приложения	207
Литература	221



НИКОЛАЙ ФЕДОРОВИЧ ФЕДОРОВ, АНАТОЛИЙ МАТВЕЕВИЧ КУРГАНОВ,  
МИХАИЛ ИВАНОВИЧ АЛЕКСЕЕВ

## КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ СЕТИ. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

РЕДАКЦИЯ ЛИТЕРАТУРЫ ПО ИНЖЕНЕРНОМУ ОБОРУДОВАНИЮ

Зав. редакцией И. В. Соболева  
Редактор М. В. Милейко  
Младший редактор Н. И. Романова  
Технические редакторы Н. В. Высотина, О. С. Москвина  
Корректор Л. Н. Бирюкова

ИБ № 3462

Сдано в набор 11.05.85

Формат 60×90<sup>1/16</sup>

Усл. печ. л. 11,76

Тираж 32000 экз.

Бумага № 2

Изд. № А1-571

Подписано в печать 05.11.85

Гарнитура «Литературная»

Усл. кр.-отг. 11,97

Заказ 227

Т-20852

Печать высокая

Уч. изд. л. 15,94

Цена 55 коп.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а  
Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете  
СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.  
142110, г. Подольск, ул. Кирова, д. 25



В. экстенсивности  
сети.

2829,3,16 M<sup>3</sup>/L



**Цена 55 коп.**

**ГОТОВЯТСЯ К ИЗДАНИЮ**

**Разумовский Э. С., Медриш Г. Л., Казарян В. А.** Очистка и обеззараживание сточных вод малых населенных пунктов. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1986 (III кв.). — 12 л. — (Охрана окружающей природной среды).

**Карелин Я. А., Яромский В. Н., Евсеева О. Я.** Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей из пластмассовых труб круглого сечения. — М.: Стройиздат, 1986 (III кв.). — 6 л. — (Справ. пособие).

**Калицун В. И.** Гидравлический расчет водоотводящих сетей. — М.: Стройиздат, 1987 (I кв.). — 5 л. — (Справ. пособие).

**Лукиных А. А., Лукиных Н. А.** Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского. — 5-е изд. — М.: Стройиздат, 1987 (I кв.). — 9 л. — (Справ. пособие).

**Мельдер Х. А., Пааль Л. Л.** Малогабаритные канализационные очистные установки для малых населенных мест. — М.: Стройиздат, 1987 (I кв.). — 10 л.

*Копировать 29/07*