

Данный файл представлен исключительно в
ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!

Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его
сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя
всю ответственность, согласно действующему
международному законодательству .
Все авторские права на данный файл
сохраняются за правообладателем.
Любое коммерческое и иное использование
кроме предварительного ознакомления
запрещено.

Публикация данного документа не преследует
никакой коммерческой выгоды. Но такие
документы способствуют быстрейшему
профессиональному и духовному росту
читателей и являются рекламой бумажных
изданий таких документов.

Министерство образования Российской Федерации

Тюменская государственная архитектурно-строительная
академия

Кафедра «Водоснабжения и водоотведения»

Гидравлический расчет сетей ВОДООТВЕДЕНИЯ

Пример выполнения КП «Сети водоотведения» для студентов ФЗО
специальности 2908 «Водоснабжение и водоотведение»

Тюмень - 2002 г.

Большаков А.А. «Гидравлический расчет сетей водоотведения. Пример выполнения КП» . Тюмень 2002 г., 26 стр.

В МУ описаны исходные данные для расчета сетей водоотведения, дан пример расчета всех элементов курсового проекта

Председатель УМС _____

Ротапринт ТюмГАСА. Тираж 50 экз.

Задание

Место расположения города – юг Тюменской области;
Плотность населения: 300/400 чел/га;
Грунты: растительный слой 0.2 м; суглинок – 0.8 м; глина – 1.2 м, супесь – 3 м; мелкозернистый песок - 3 м.
Грунтовые воды на глубине – 5.6 м.

Данные по промышленному предприятию

Смена	Qt, м ³ /см	Nx, чел	Nг, чел
1	300	200	100
2	200	150	80
3	150	100	50

Кч для технологических сточных вод – 1.4, % принимающих душ в холодных цехах – 40, в горячих – 80.

Коммунальные объекты

1. Баня, чел/час – 40; 2. Прачечная, кг/сут – 3200; 3. Школа, мест – 960; 4. Гостиница, мест - 400; 5. Больница, мест – 600; 6. Столовая, мест – 60.

Разбивка квартала по характеру площадей стока %: водонепроницаемые – 25; щебеночные дорожки – 25; газоны – 20; Грунтовые спланированные – 30.

В проекте необходимо разработать – смотровой колодец.

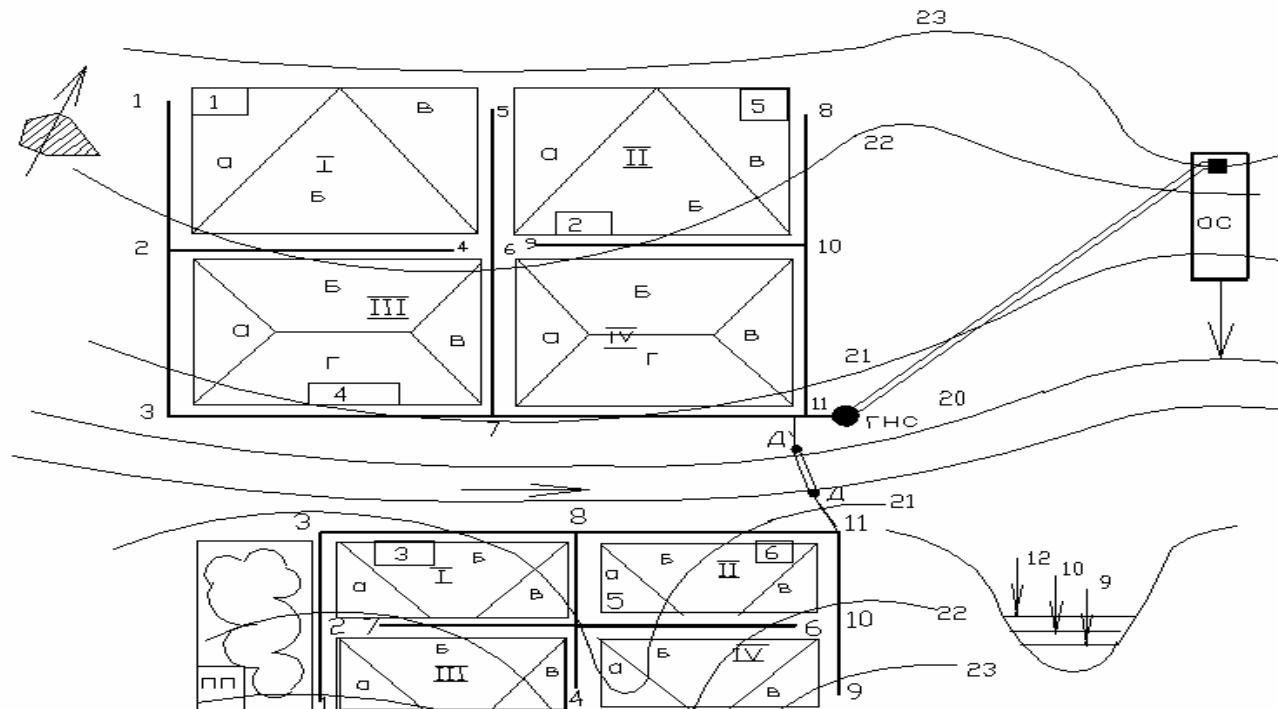


Рис. 1.1. Трассировка бытовой сети водоотведения
Размер кварталов: 1 район – 400*200; 2 район - 100*300

Введение

Во введении необходимо обосновать важность решаемых в проекте проблем, необходимость системы водоотведения для населенных пунктов и промышленных предприятий.

1. Гидравлический расчет бытовой сети водоотведения

Гидравлический расчет выполняется в следующей последовательности:

- ✓ выполняется трассировка сети водоотведения;
- ✓ определяются расходы сточных вод от населения, коммунальных объектов и общественных зданий, промышленных предприятий;
- ✓ для каждого района определяется удельный расход сточных вод (модуль стока);
- ✓ кварталы разбиваются на площади стока, определяются средние расходы сточных вод с площадей стока;
- ✓ определяются начальные глубины заложения трубопроводов.
- ✓ определяются расчетные расходы сточных вод для участков сети во второстепенном районе, определяются гидравлические параметры участков сети (d , J , h/d , V), выполняется расчет профиля – гидравлический расчет;
- ✓ выполняется расчет дюкера;
- ✓ выполняется гидравлический расчет сети водоотведения главного района;

Второстепенным в данном случае называется район, сточные воды которого при помощи дюкера будут подаваться в сеть другого (главного) района.

1.1. Трассировка сети водоотведения

План города с нанесенной бытовой сетью водоотведения показан на рис. 1.1. Главные коллекторы проложены по тальвегам, уличные коллекторы и притоки перпендикулярно горизонталям (сверху – вниз). Сточные воды от малого района через дюкер подаются в главный коллектор большого района. В конце главного коллектора преду-

смотрена главная насосная станция – ГНС. Главная насосная станция по напорным трубопроводам перекачивает сточные воды на очистные сооружения (ОС). После очистки сточные воды через выпуск сбрасываются в водоем. Расстояние от насосной и очистной станции до границы города принимается по таблице 1[1].

1.2. Расходы сточных вод

Последовательно определяют суточные расходы сточных вод от населения в каждом районе, суточные и расчетные расходы коммунальных объектов, сменные расходы и расчетный расход сточных вод на промышленном предприятии.

1.2.1. Расходы сточных вод от населения

В каждом районе определяются площади жилой застройки, расчетное население и суточные расходы сточных вод. Площадь жилой застройки находится суммированием площадей кварталов (микрорайонов).

В первом районе - 4 квартала размером 200*400 м, площадь жилой застройки определится по формуле:

$$F_1 = \sum f_i = 8+8+8+8 = 32 \text{ га}$$

Во втором районе 4 квартала площадью 3 га (100*300 м)

$$F_2 = \sum f_i = 3+3+3+3 = 12 \text{ га}$$

Расчетным населением называют население, которое будет проживать в данном городе к концу расчетного периода (20-50 лет). Расчетное население N в районе определяют по формуле:

$$N = \rho * F$$

где ρ - плотность населения, чел/га (из задания). Для первого района плотность населения -300, для второго – 400 чел/га (плотности населения завышены).

$$N_1 = 300*32 = 9600 \text{ чел}$$

$$N_2 = 400*12 = 4800 \text{ чел}$$

Расчетное население районов следует округлять до 100 жителей. Расчетное население всего населенного пункта составит:

$$N = N_1 + N_2 = 9600 + 4800 = 14400 \text{ чел}$$

Суточный расход сточных вод определяется для каждого района по формуле:

$$Q_{\text{сут}} = 1.05 * q_n * N / 1000 \text{ м}^3 / \text{сут},$$

где q_n – норма водопотребления в соответствии со степенью благоустройства по [2], коэффициент 1.05 принимается в соответствии с п. 2.5. [1]. Этим коэффициентом учтены расходы от предприятий местной промышленности. Принимается норма водоотведения в первом районе 200 л/чел*сут, во втором – 150 л/чел*сут.

$$Q_{\text{сут1}} = 1.05 * 200 * 9600 / 1000 = 2016 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

$$Q_{\text{сут2}} = 1.05 * 150 * 4800 / 1000 = 756 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Суточный расход сточных вод населенного пункта равен

$$Q_{\text{сут}} = Q_{\text{сут1}} + Q_{\text{сут2}} = 2016 + 756 = 2772 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Средний часовой расход сточных вод

$$Q_{\text{час}} = Q_{\text{сут}} / 24 = 115.5 \text{ м}^3 / \text{час}$$

Средний секундный расход

$$q = Q_{\text{час}} / 3.6 = 32.08 \text{ л/с}$$

1.2.2. Расходы сточных вод коммунальных объектов

Суточные расходы коммунальных объектов определяют по формуле:

$$Q_{\text{сут}} = n * q_n / 1000, \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Расчетный расход сточных вод равен:

$$q_p = Q_{\text{сут}} * K_q / (t * 3.6)$$

В формулах n – суточная производительность или количество мест объекта; q_n – норма водоотведения в л/ед; K_q – коэффициент часовой неравномерности; t – время работы объекта, час.

Расчет сведен в таблицу 1.1. Для столовой суточная производительность (количество блюд) определяется из следующих соображений: 3 чел. на 1 место в час, 1 человек потребляет 3 блюда, тогда $n = t * 3 * 3 * m$, где m – количество мест в столовой. Время отпуска блюд в столовой t существенно меньше времени работы t . Нормы водоотведения принимаются по таблицам [3].

Таблица 1.1.
Расходы коммунальных объектов

Наименование	n	Ед. измер	q _n , л/ед	Q _{сут} , м ³ /сут	t, час	K _ч	q _p л/с
Баня	400	чел/сут	180	72	10	1	2
Прачечная	3200	кг/сут	100	320	16	1	8.9
Школа	960	мест	12	11.52	12	1	0.32
Больница	600	мест	300	180	24	2.5	12.5
Столовая	4320	блюд	16	69.12	12	2.5	4.8
Гостиница	400	мест	300	120	24	2.5	8.33

В задании дана производительность бани в чел/час, в таблице 1.1. в графе n суточная производительность – 40*10 чел/сут. Для столовой суточная производительность определена по выше приведенной формуле. Время отпуска блюд t` принято 8 час, n = 8*3*3*60 = 4320 блюд/сут.

1.2.3. Расходы сточных вод промышленного предприятия

На промышленных предприятиях образуются три группы сточных вод. В бытовую сеть города от промышленного предприятия сбрасывается расчетный расход сточных вод:

$$q = q_t + q_b + q_d$$

где q – расчетный расход сточных вод промышленного предприятия, л/с; q_t – расход технологических сточных вод, л/с; q_b – расход бытовых сточных вод, л/с; q_d – расход душевых сточных вод, л/с.

$$q_t = Q_{см} * K_q / (t * 3.6)$$

$$q_b = (25 * N_x * 3 + 45 * N_r * 2.5) / (t * 3600)$$

Q_{см} – сменный расход технологических сточных вод, из трех сменных расходов берется больший (задание);

K_q – коэффициент часовой неравномерности для технологических сточных вод (задание);

t – продолжительность смены, как правило, t = 8 час.

25, 45 – норма водоотведения в холодных и горячих цехах соответственно, л/чел*см; N_x, N_r – количество рабочих в холодных и горячих

цехах соответственно (для максимальной смены); 3, 2.5 - коэффициенты неравномерности поступления сточных вод для холодных и горячих цехов.

$$q_t = Q_{cm} * K_q / (t * 3.6) = 300 * 1.4 / (8 * 3.6) = 24.61 \text{ л/с}$$

$$q_b = (25 * 200 * 3 + 45 * 100 * 2.5) / (8 * 3600) = 0.911 \text{ л/с}$$

Расходы душевых сточных вод определяются в следующей последовательности:

Расходы душевых сточных вод для каждой смены определяются по формуле: $Q_d = 375 * (m_x + m_g)$, где 375 – норма водопотребления на 1 душевую сетку за 45 мин работы душа; m_x и m_g – количество душевых сеток для обслуживания рабочих холодных и горячих цехов.

$m = N_d / m_n$, где N_d – количество человек принимающих душ, определяется для каждой смены как произведение общего числа рабочих на % рабочих принимающих душ, т.е. $N_d = N * (\%_d) / 100$; m_n – количество человек на 1 душевую сетку, в данном случае принимается для холодных $m_n = 10$, для горячих - $m_n = 5$.

Расчетный расход душевых сточных вод определяется по формуле: $q_d = Q_d * 1000 / (45 * 60)$

Для первой смены количество рабочих принимающих душ равно: в холодных цехах $N_d = 200 * 40 / 100 = 80$ чел; в горячих цехах $N_d = 100 * 80 / 100 = 80$ чел.

$$Q_d = 375 * (80 / 10 + 80 / 5) / 1000 = 9 \text{ м}^3 / \text{см},$$

$$q_d = 9 * 1000 / (45 * 60) = 3.33 \text{ л/с}$$

$$q = q_t + q_b + q_d = 24.61 + 0.911 + 3.33 = 28.85 \text{ л/с}$$

Далее необходимо определить сменные расходы бытовых $Q_{cm} = N * q_n / 1000$ и душевых сточных вод, расчет сведен в таблицу 1.2.

Таблица 1.2.

Расходы бытовых и душевых сточных вод

Смена	Цеха	N, чел	q_n , л/чел	Q_{cm} , $\text{м}^3 / \text{см}$	N_d , чел	m	Q_d , $\text{м}^3 / \text{см}$
1	х	200	25	5	80	8	3
	г	100	45	4.5	80	16	6
2	х	150	25	3.75	60	6	2.25
	г	80	45	3.6	64	13	4.875
3	х	100	25	2.5	40	5	1.875
	г	50	45	2.25	40	8	3

1.2.4. Расчетные расходы сточных вод для участков сети

Расчетный расход сточных вод для участка сети определяется по формуле:

$$q_p = (\sum q_{cp}) * K_o + \sum q_{socp}$$

Средние расходы сточных вод для каждого участка находят по формуле $q_{cp} = q_o * f$, q_o – удельный расход сточных вод, л/с*га, f – площадь стока, га. Площадь стока – часть квартала, примыкающая к данному участку. Кварталы разбивают на площади стока биссектрисами, которые проводятся из тех углов квартала, в которых пересекаются участки сети водоотведения. На рис. 1.1 показана разбивка кварталов на площади стока, количество площадей стока в квартале должно совпадать с количеством участков, примыкающих к кварталу. Расчет площадей стока сведен в таблицу 1.3.

Модуль стока (удельный расход) для каждого района определяется по формуле:

$$q_o = \frac{Q_{сут} - Q_{сут}^{комм}}{24 * 3.6 * F}$$

где $Q_{сут}$ – суточный расход сточных вод соответствующего района, м³/сут; $Q_{сут}^{комм}$ – Суммарный суточный расход коммунальных объектов (в данный расход не включаются расходы гостиниц, вокзалов, промышленных предприятий). F – площадь района, га.

$$q_{o1} = \frac{2016 - 572}{24 * 3.6 * 32} = 0.52 \text{ л / (с * га)}$$

$$q_{o2} = \frac{756 - 80.64}{24 * 3.6 * 12} = 0.65 \text{ л / (с * га)}$$

$$(572 = 72 + 180 + 320; 80.64 = 11.52 + 69.12)$$

Определение средних расходов сточных вод с площадей стока сведено в табл. 1.4.

В таблице 1.4 определяются значения площадей стока в га, затем площади стока умножаются на удельный расход. Площади стока находятся как площади треугольников, трапеций и прямоугольников, образующихся при разбивке кварталов на площади стока.

Таблица 1.3.

Средние расходы сточных вод с площадей стока

Шифр площади стока	Площадь, га	q_{cp} , л/с
Первый район, $q_{o1} = 0.52$ л/(с*га)		
I а, I в, II а, II в	$2*2/2 = 2$	1.04
II Б, II Б	$8 - 2*2 = 4$	2.08
III а, в, IV а, в	$2*1/2=1$	0.52
III Б, г, IV Б, г	$(8-2*1)/2=3$	1.56
Второй район, $q_{o2} = 0.65$ л/(с*га)		
I а, в II а, в	0.5	0.325
III а, в, IV а, в	0.5	0.325
I Б, II Б, III Б, IV Б	2	1.3

Расчетные расходы сточных вод для участков сети определяют в следующей последовательности:

1. В таблицу расчетных расходов записываются путевые и транзитные (от вышележащих участков) средние расходы из таблицы 1.4.;
2. По суммарному расходу сточных вод по табл. 2 [1] находится коэффициент общей неравномерности, коэффициент общей неравномерности можно определить по уравнению регрессии $K_0 = 1.61 + 4.44/q_{cp}$, или по графику, который строится предварительно по значениям табл. 2[1];
3. Средний расход умножается на K_0 , полученное значение записывается в графу q_f таблицы расчетных расходов (первое слагаемое формулы расчетных расходов);
4. В трех последующих столбцах записываются расчетные расходы коммунальных объектов и промышленных предприятий. Путевой сосредоточенный расход – это расход объекта непосредственно примыкающего к данному участку, сосредоточенные расходы суммируются по участкам сети;
5. Расчетный расход (столбец 10) определяют суммирование расчетного расхода сточных вод с площади и суммарного сосредоточенного расхода.

На последнем участке сети средний расход должен быть равен $\sum(q_{oi} * F_i)$, где i – номер района. Если это последний участок одного самостоятельного района, то на последнем участке будет средний расход этого района.

В графе суммарных сосредоточенных расходов значение должно быть равно сумме расчетных расход всех объектов.

Расчетные расходы сточных вод 2 района определены в таблице 1.5.

Расчетные расходы сточных вод 1 района - в таблице 1.7.

По значениям расчетных расходов определяются диаметры и гидравлические уклоны на участках сети. При этом должны соблюдаться следующие требования:

Скорости течения воды на участке должны быть не менее минимальных, табл.26[1];

Наполнения – не больше нормативных, таблица 26[1].

При плоском рельефе местности диаметр принимается по ближайшему большему предельному расходу (например т. 40 табл. Лукиных).

При выраженным рельефе местности сначала определяется уклон земли по трассе участка или коллектора сети, затем подбирается минимальный диаметр, который обеспечит пропуск данного расхода при гидравлическом уклоне участка равном уклону земли (или чуть больше уклона земли). Гидравлический расчет (определение **d, J, h/d**, скоростей и определение отметок лотка, глубин в начале и конце участков сети) выполнен в таблицах 1.6 и 1.8.

1.3. Начальные глубины заложения участков

Начальная глубина заложения – это глубина, на которой при соединяются внутридворовые сети к уличным. Поэтому начальная глубина заложения должна контролироваться для всех участков. Начальная глубина заложения определяется по формуле:

$$H_n = h_{min} + J * L + Z_1 - Z_2 + \Delta,$$

где h_{\min} – минимальная глубина заложения, $h_{\min} = h_{\text{пр.}} - 0.3(0.5)$ м; $h_{\text{пр.}}$ – глубина промерзания, м.

J и L – соответственно гидравлический уклон и длина участка внутридомовой сети, при отсутствии дополнительных данных минимальный диаметр внутридомовой сети 150 мм, минимальный уклон в соответствии [1] – $J = 0.008$;

Z_1 и Z_2 – отметки земли в месте расположения участка уличной сети и в начале участка внутридомовой сети;

Δ – разница в диаметрах уличной и внутридомовой сети.

Начальная глубина заложения оценивается для характерных кварталов районов города (наиболее представленных) или для всех участков сети.

При одинаковых размерах кварталов, ровном рельефе местности начальные глубины заложения отличаются друг от друга не значительно и поэтому могут приниматься на основании расчетов, выполненных ранее подобных участков.

2 район.

Размеры кварталов 100*300 м. Ширина улицы 20 м. Глубина промерзания 2 м., минимальная глубина заложения $h_{\min} = 2 - 0.3 = 1.7$ м.

Участок 1-2: $H_n = 1.7 + 0.008*110 + 23 - 23 + 0.1 = 2.7$

Участок 4-5: $H_n = 1.7 + 0.008*110 + 22.8 - 23 + 0.05 = 2.45$

Участок 7-5: $H_n = 1.7 + 0.008*110 + 22 - 23 + 0.05 = 2.63 - 1 = 1.63 < 1.7 = 1.7$ м.

Нн для участков, обслуживающих 3 и 4 кварталы 2 района принимаются равной 1.7 м (если сточные воды данных кварталов можно сбросить в какие то участки с минимальной глубиной заложения, то принимать большую глубину не целесообразно)

Участок 3-8: $H_n = 1.7 + 0.008*110 + 21 - 21.9 + 0.15 = 1.83 \rightarrow 1.85$

Участок 2-3: $H_n = 1.7 + 0.008*110 + 22.1 - 21.9 + 0.1 = 1.88 \rightarrow 1.9$

Участок 10-11: $H_n = 1.7 + 0.008*110 + 22 - 21.8 + 0.05 = 2.83$

Участок 8-11: $H_n = 1.7 + 0.008*110 + 20.8 - 21.7 + 0.2 = 1.88$

Для участков 2-3, 3-8, 8-11, 10-11 принимается Нн = 1.9 м.

1 район.

Размеры кварталов 200-300 м, ширина улицы принимается 20 м.

Участок 1-2: $H_n = 1.7 + 0.008 \cdot 210 + 22.6 - 22.8 + 0.05 = 3.25$ м.

Участок 4-2: $H_n = 1.7 + 0.008 \cdot 210 + 22.05 - 22.8 + 0.05 = 3$ м.

Для участков 1-2, 4-2, 5-6, 8-10, 9-10 принимается $H_n = 3$ м.

Участок 4-2 (площадь стока III Б): $H_n = 1.7 + 110 \cdot 0.008 + 22.1 - 21.5 + 0.05 = 2.5 < 3$ м.

Участок 2-3: $H_n = 1.7 + 110 \cdot 0.008 + 0 + 0.1 = 2.7$ м.

Для участков 2-3, 6-7, 10-11 принимается $H_n = 2.7$ м

Для присоединения трубопроводов внутриквартальной сети участки главного коллектора не должны быть заглублены более, чем на 2.25 м. ($H_n = 1.7 + 0.88 + 21 - 21.5 + 0.1 = 2.25$ м).

В некоторых случаях следует предусмотреть возможность уменьшения начальной глубины заложения участков сети за счет поднятия внутриквартальной сети, при этом следует внутриквартальную сеть защитить от промерзания и продавливания тяжелым транспортом.

Уклон земли на участке 1-2 составляет $(23 - 22.1) / 85 = 0.0108$, поэтому для коллектора 1-3 принят гидравлический уклон 10 %. Из таблицы предельных расходов для участков коллектора 1-3 следует принять диаметр 300, но в связи с увеличением уклона принят диаметр 250 мм. Из таблиц для гидравлического расчета [] определены наполнение h/d и скорость V .

Затем в таблице гидравлического расчета 1.5. определяются наполнения на участке в метрах h и потери напора $J \cdot L$. При помощи интерполяции определены отметки земли в начале и в конце каждого участка. Участок 1-2 – начальный, поэтому $ОЛ_n = ОЗ_n - H_n = 23 - 1.7 = 21.3$; $ОЛ_k = ОЛ_n - J \cdot L = 21.3 - 0.85 = 20.45$. Глубины в начале и в конце определяются по формуле $H = ОЗ - ОЛ$, $H_1 = 23 - 21.3 = 1.7$; $H_2 = 22.1 - 20.45 = 1.65$. Глубина в конце участка меньше начальной, в общем случае необходимо либо увеличить уклон, либо весь участок опустить на глубину ($H_n - H_2$), в связи с тем, что разница между глубинами не велика, перерасчет не выполняется.

Участок 2-3 не начальный, поэтому этот участок должен быть привязан к предыдущему участку 1-2. Отметка лотка в начале участка

1-3 должна быть равна $20.45 - (0.14 - 0.13) = 20.44$, но т.к. $H_n = 1.9$ принимается $ОЛ = 22.1 - 1.9 = 20.2$.

Начальная глубина участка 4-5 принята 1.7 м, отметка лотка в узле 4 определится $ОЛ_n = 21.6 - 1.7 = 19.9$, $ОЛ_k = 19.9 - 0.6 = 19.3$. Глубины $H_1 = 21.6 - 19.9 = 1.7$, $H_2 = 21 - 19.3 = 1.7$

Участок 6-5:

$$H_n = 1.7. ОЛ_n = 22.1 - 1.7 = 20.4; ОЛ_k = 20.4 - 1.75 = 18.65; H_1 = 22.1 - 20.4 = 1.7; H_2 = 21 - 18.65 = 2.35$$

Участок 7-5:

$$H_n = 1.7. ОЛ_n = 22.1 - 1.7 = 20.4; ОЛ_k = 20.4 - 1.75 = 18.65; H_1 = 22.1 - 20.4 = 1.7; H_2 = 21 - 18.65 = 2.35$$

Участок 5-8:

Участок не начальный, выбирается примыкающий к данному участок с минимальной отметкой лотка в конце, это участок 6 – 5 (участок 7 – 5 имеет идентичные параметры), поэтому участок 5 – 8 выравнивается по участку 6-5. На участках 5-8 и 6-5 диаметры равны, разница наполнений составляет $h_2 - h_1 = 0.09 - 0.05 = 0.04$ м,

$$ОЛ_n = ОЛ_k^{\text{мин.пред.}} - \Delta h = 18.65 - 0.04 = 18.61$$

$$ОЛ_k = 18.61 - 0.84 = 17.77; H_1 = 21 - 18.61 = 2.39;$$

$$H_2 = 20.2 - 17.77 = 2.43$$

Коллектор 9-11 рассчитывается точно так же, как и 1-3.

Главный коллектор 3-Д.

Участок 3-8 не начальный

$$ОЛ_n = ОЛ_k^{\text{мин.пред.}} - \Delta d = 19 - 0.05 = 18.95$$

$$ОЛ_k = ОЛ_n - J * L = 18.95 - 1.085 = 17.87$$

В участок 8-11 сбрасываются сточные воды с участков 5-8 и 3-8, отметки лотка $ОЛ_k = 17.77$ для участка 5-8 и $ОЛ_k = 17.87$ для участка 3-8, для расчета участка 8-11 выбирается отметка 17.77.

$$ОЛ_n = ОЛ_k^{\text{мин.пред.}} - \Delta d = 17.77 - 0.15 = 17.62$$

Разница диаметров между выравниваемыми участками составляет 0.15

Таблица 1.4.

Расчетные расходы сточных вод (2 район)

№	Средние расходы, л/с			Ко	q _f , л/с	Сосредоточенные расходы, л/с			q _p , л/с
	путев.	транзит.	Σ			путев.	транзит.	Σ	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Коллектор 1-3									
1-2	0.325	0	0.33	2.5	0.813	28.85	0	28.85	29.66
2-3	0.325	0.325	0.65	2.5	1.625	0	28.85	28.85	30.48
Коллектор 4-8									
4-5	0.65	0	0.65	2.5	1.625	0	0	0	1.625
7-5	1.3	0	1.3	2.5	3.25	0	0	0	3.25
6-5	1.3	0	1.3	2.5	3.25	0	0	0	3.25
5-8	0.65	3.25	3.9	2.5	9.75	0	0	0	9.75
Коллектор 9-11									
9-10	0.325	0	0.325	2.5	0.813	0	0	0	0.813
10-11	0.325	0.325	0.65	2.5	1.625	0	0	0	1.625
Коллектор 3-Д									
3-8	1.3	0.65	1.95	2.5	4.875	0.32	28.85	29.17	34.05
8-11	1.3	5.85	7.15	2.32	16.59	4.8	29.17	33.97	50.56
11-Д	0	7.8	7.8	2.27	17.71	0	33.97	33.97	51.68

Проверка: $0.65*12 = 7.8$ л/с (0.65 – модуль стока, 12 общая жилая площадь для 2 района)

$$\sum Q_{\text{соср}} = 33.97 = 28.85 + 0.32 + 4.8$$

Таблица 1.5.

Гидравлический расчет бытовой сети водоотведения (2 район)

№	L, м	Q _p , л/с	D, м	J	V, м/с	Наполнение		J*L, м	Отметки, м				Глубины, м		
						h/d	h, м		Земли		Лотка		H	K	
									H	K	H	K			
Коллектор 1-3															
1-2	85	29.66	0.25	10	1.15	0.52	0.13	0.85	23	22.1	21.3	20.45	1.7	1.65	
2-3	120	30.48	0.25	10	1.16	0.53	0.14	1.2	22.1	21.2	20.2	19.00	1.9	2.2	
Коллектор 4-8															
4-5	85	1.625	0.2	7	-	0.17	0.03	0.60	21.6	21	19.9	19.3	1.7	1.7	
7-5	250	3.25	0.2	7	-	0.23	0.05	1.75	22.1	21	20.4	18.65	1.7	2.35	
6-5	250	3.25	0.2	7	-	0.23	0.05	1.75	22.1	21	20.4	18.65	1.7	2.35	
5-8	120	9.75	0.2	7	-	0.43	0.09	0.84	21	20.2	18.61	17.77	2.39	2.43	
Коллектор 9-11															
9-10	85	0.813	0.2	11	-	0.11	0.02	0.935	23.1	22.1	21.4	20.46	1.7	1.64	
10-11	120	1.625	0.2	11	-	0.16	0.03	1.32	22.1	21.3	20.2	18.78	1.9	2.52	
Главный коллектор 3-Д															
3-8	320	34.05	0.3	3.5	0.8	0.58	0.17	1.085	21.2	20.2	18.95	17.86	2.25	2.34	
8-11	320	50.56	0.4	2.8	0.81	0.49	0.2	0.87	20.2	21.3	17.57	16.7	2.63	4.6	
11-Д	80	51.68	0.4	2.8	0.82	0.51	0.21	0.23	21.3	20	16.69	16.46	4.61	3.54	

На участках 8-11 и 11-Д' принят диаметр 400 в связи с тем, что не металлических труб диаметром 350 нет.

1.3. Расчет дюкера

Расчетный расход сточных вод, который проходит через дюкер $q = 51.68$ (таблица 1.6.). Дюкер устраивается в 2 линии, расход через одну $q_1 = 51.68/2 = 25.84$ л/с. Диаметр дюкера определяется по формуле:

$$d = \sqrt{\frac{4 * q}{\pi * V}} = \sqrt{\frac{4 * 0.02584}{3.14 * 1}} = 0.184 \text{ м.}$$

Диаметр дюкера принимается $d = 150$ мм, тогда скорость равна:

$$V = \frac{4 * q}{3.14 * d^2} = \frac{4 * 0.02584}{3.14 * 0.15^2} = 1.46 \text{ м/с}$$

Гидравлический радиус $R = d/4 = 0.15/4 = 0.0375$ м

Коэффициент Шези определяется по формуле Маннинга:

$$C = \frac{R^{0.167}}{n} = \frac{0.0375^{0.167}}{0.013} = 44.45$$

Гидравлический уклон равен

$$J = \frac{V^2}{R C^2} = \frac{1.46^2}{0.0375 * 44.45^2} = 0.0288$$

Потери напора по длине $h_{dl} = J * L = 0.0288 * 65 = 1.87$ м.

Местные потери напора примем 20 % от потерь по длине, общие потери напора равны $H = 1.2 * h_{dl} = 1.2 * 1.87 = 2.24$ м. ОЛк = ОЛн – $H = 16.46 - 2.24 = 14.22$ Глубина заложения конца дюкера $H = 20 - 14.2 = 5.28$ м. При аварии один трубопровод пропускает весь расход, расход по одному трубопроводу увеличится в 2 раза, скорость – в 2 раза, потери напора – в 4. Потери напора при аварии $H_{av} = 4 * 2.24 = 8.96$ м. Отметка воды в конце дюкера равна $OB_k = OB_k + h = 16.51 + 0.21 = 16.72$ м.

Отметка воды в мокрой камере дюкера при аварии $OB_{av} = OB_k + H_{av} = 16.72 + 8.96 = 25.21$ м., что больше отметки земли, поэтому в начале дюкера принимается н.с. подкачки, напорные трубопроводы присоединяются через колодец – гаситель напора непосредственно к главному коллектору 1 района, глубина заложения напорных трубопроводов в месте присоединения $H = 2$ м. – глубина промерзания для данных условий.

Другой вариант решения данной проблемы заключается в том, что принимается два трубопровода, 1 рабочий, - другой – аварийный. Диаметр трубопровода выполняют на пропуск общего расхода.

Устройство аварийного выпуска не целесообразно из-за существенного ухудшения санитарного состояния водоема во время аварии.

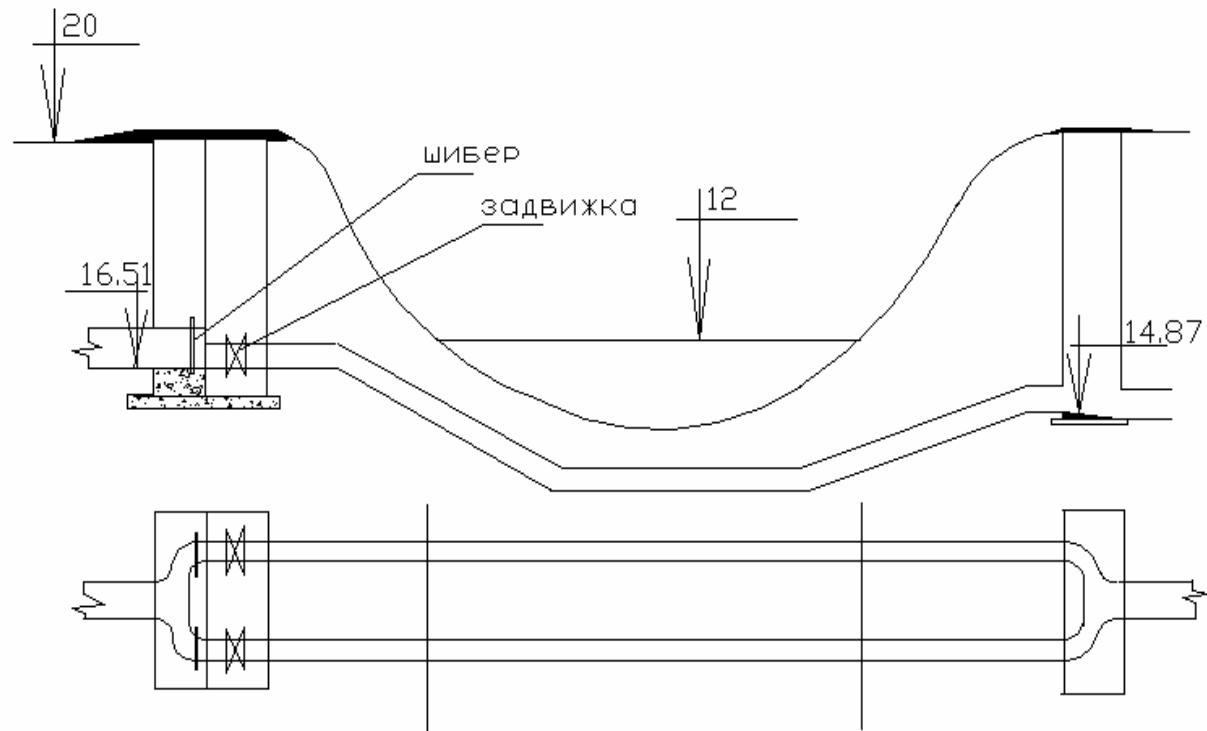


Рис. Расчетная схема дюкера

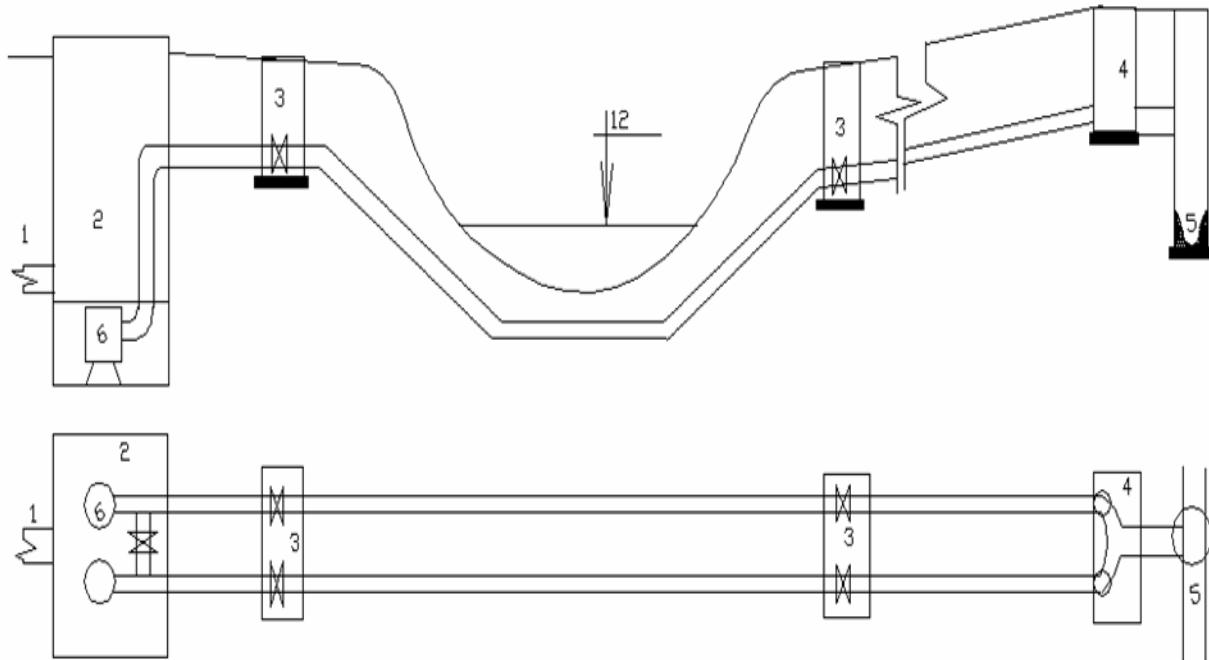


Рис. Схема дюкера (принятая)

1. Участок 11-Д'; 2- насосная станция; 3 – Колодец; 4 – Колодец – гаситель напора; 5 - Главный коллектор 1 района; 6 – Насос насосной станции.

Таблица 1.6.

Расчетные расходы сточных вод (1 район)

№	Средние расходы, л/с			Ко	q _f , л/с	Сосредоточенные расходы, л/с			q _p , л/с
	путев.	транзит.	Σ			путев.	транзит.	Σ	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Коллектор 1-3									
1-2	1.04	0	1.04	2.5	2.6	2	0	2	4.6
4-2	3.64	0	3.64	2.5	9.1	0	0	0	9.1
2-3	0.52	4.68	5.2	2.46	12.81	0	2	2	14.81
Коллектор 5-7									
5-6	2.08	0	2.08	2.5	5.2	0	0	0	5.2
6-7	1.04	2.08	3.12	2.5	7.8	0	0	0	7.8
Коллектор 9-11									
8-10	1.04	0	1.04	2.5	2.6	12.5	0	12.5	15.1
9-10	3.64	0	3.64	2.5	9.1	8.9	0	8.9	18
10-11	0.52	4.68	5.2	2.46	12.79	0	21.4	21.4	34.19
Главный коллектор 3-ГНС									
3-7	1.56	5.2	6.76	2.27	15.32	8.33	2	10.33	25.65
7-11	1.56	9.88	11.44	1.98	22.86	0	10.33	10.33	33.19
11-ГНС	0	24.44	24.44	1.79	43.79	0	65.7	65.7	109.49

Проверка: $q_{cp} = 24.44 = 0.65*12 + 0.52*32$;

$$\sum q_{coop} = 33.97 + 2 + 12.5 + 8.9 + 8.33 = 65.7 \text{ л/с}$$

Таблица 1.8.

Гидравлический расчет бытовой сети водоотведения (1 район)

№	L, м	q _p , л/с	D, м	J, %	V, м/с	Наполнение		J*L, м	Отметки, м				Глубины, м				
						Наполнение			Земли		Лотка						
						h/d	h, м		h	k	h	k					
Коллектор 1-3																	
1-2	170	4.6	0.2	7	0.61	0.28	0.06	1.19	22.8	21.8	19.8	18.61	3	3.19			
4-2	350	9.1	0.2	7	0.75	0.42	0.08	2.45	22.1	21.8	19.1	16.65	3	5.15			
2-3	220	14.81	0.25	4	0.7	0.46	0.12	0.88	21.8	20.3	16.6	15.72	5.2	4.58			
Коллектор 5-7																	
5-6	170	5.2	0.2	7	0.65	0.31	0.06	1.19	22.8	22.1	19.8	18.61	3	3.49			
6-7	350	7.8	0.2	7	0.72	0.38	0.08	2.45	22.1	21	18.59	16.14	3.51	4.86			
Коллектор 8-11																	
8-10	170	15.1	0.25	4	0.7	0.46	0.12	0.68	22.6	21.7	19.6	18.92	3	2.78			
8-10	170	15.1	0.25	5	0.75	0.43	0.11	0.85	22.6	21.7	19.6	18.75	3	2.95			
9-10	350	18	0.25	4	0.73	0.51	0.13	1.4	22.1	21.7	19.1	17.7	3	4			
10-11	220	34.39	0.3	3.5	0.8	0.58	0.17	0.77	21.7	20.6	17.65	16.88	4.05	3.62			
Главный коллектор 3-ГНС																	
3-7	420	25.65	0.3	4	0.79	0.47	0.14	1.68	20.3	21	15.67	13.99	4.63	7.01*			
7-11	420	33.19	0.3	3.5	0.8	0.57	0.17	1.47	21	20.6	18.75	17.28	2.25	3.32			
11-ГНС	20	109.49	0.5	2.5	0.96	0.57	0.29	0.05	20.6	20.6	16.68	16.63	3.42	3.51			
2 вариант коллектора 3-ГНС (из узла 11 сточная вода сбрасывается в узел 7 – участок 11-7)																	
11-7	420	84.5	0.4	2.8	0.9	0.68	0.31	1.18	20.6	21	16.73	15.55	3.47	5.45			
7-ГНС	20	109.49	0.5	2.5	0.96	0.57	0.29	0.05	21	20.8	13.79	13.74	7.21	7.06			

* - насосная станция подкачки

Участок 1-2, расход сточных вод $q = 4.6$, при расходе до 14.6 л/с, плоским рельефе местности принимается $d = 200$, для диаметра 200 в соответствии с [1] уклон равен 0.007, по таблицам определены значения скорости и наполнения (при диаметре 200 и расходе менее 8 л/с скорость допускается не определять – не расчетный участок).

Участок 1-2 (начальный):

$$ОЛн = 22.8-3 = 19.8; ОЛк = 19.8-0.007*170 = 19.8 - 1.19 = 18.61; H_1 = 22.8-19.8 = 3; H_2 = 21.8-18.61 = 3.19;$$

Участок 4-2 (начальный):

$$ОЛн = 22.1 - 3 = 19.1; ОЛк = 19.1 - 2.45 = 16.65; H_1 = 22.1-19.1 = 3; 21.8-16.65 = 5.15;$$

Участок 2-3 (не начальный):

$$ОЛн = ОЛк^{\text{мин.пред.}} - \Delta d = 16.65 - 0.05 = 16.6$$

$$ОЛк = 16.6 - 0.88 = 15.72; H_1 = 21.8 - 16.6 = 5.2; H_2 = 20.3 - 15.72 = 4.58.$$

На участке 8-10 первоначально принят минимальный уклон – 0.004, при этом глубина в конце участка $2.78 < Hн = 3$, поэтому на участке изменено значение уклона, за счет этого глубина в конце участка равна 2.95.

Участок 3-7 (не начальный).

В участок главного коллектора поступают сточные воды с участка 2-3, отметка лотка в конце участка 2-3 $ОЛ=15.72$, $D_{2-3} = 0.25 \neq D_{3-7} = 0.3$ → трубы выравниваются по шельге – $ОЛн = 15.72 - \Delta d = 15.72 - 0.05 = 15.67$. $ОЛк = 15.67 - 1.68 = 13.99$; $H_1 = 20.3 - 15.67 = 4.63$; $H_2 = 21 - 13.99 = 7.01$, глубина в конце участка 3-7 равна предельной глубине заложения, поэтому принято решение в начале следующего участка установить насосную станцию подкачки, участок 7-11, таким образом, становится начальным, глубина заложения $Hн = 2.25$ м.

По 2 варианту главная насосная станция переносится к узлу 7 (на расстоянии 20 м от 7 узла). На участке 7-11 изменяется направление движения сточных вод и поэтому участок будет нумероваться как 11-7. За счет такого решения удается уменьшить количество насосных станций подкачки, но при этом увеличивается длина напорных трубопроводов, и, следовательно, требуемый напор насосной станции.

1.4. Расчет главной насосной станции

Суточный расход сточных вод населенного пункта $Q_{сут} = 2772$ м³/сут, суточные расходы коммунальных объектов и общественных зданий приведены в таблице 1.1.

$$Q_{сут}^{комм} = 652.64 \text{ м}^3/\text{сут} \text{ (без суточного расхода гостиницы)}$$

$$q = (2772 - 652.64) / (24 * 3.6) = 24.52 \text{ л/с}$$

Из таблицы [] выписываются значения распределения суточного расхода сточных вод от населения по часам суток. Расход сточных вод в каждый час определяется по формуле:

$$Q_q = \% * (2772 - 652.64) / 100$$

Часовые расходы сточных вод бани и прачечной определяют делением суточного расхода на количество часов работы и записываются в пределах рабочего дня.

Расходы столовой, больницы, школы и гостиницы распределяют в соответствии с %, которые выписываются из [], [].

Технологические сточные воды промышленного предприятия распределяют либо равномерно, либо считают 4 час смены максимальным.

Расход максимального часа определяется: $Q_{max} = Q_{см} * Kч / 8$, расход сточных вод в остальные 7 часов смены равен: $Q = (Q_{см} - Q_{max}) / 7$.

Расходы сточных вод первой смены распределяют с 8-до 17, второй с 17 и третьей – с 22.

Бытовые сточные воды холодных и горячих цехов распределяют в соответствии с % (можно использовать %, приведенные в данном расчете) для каждой смены отдельно.

Из таблицы суммарного притока расход максимального часа равен:

$$q_p = 259.2 \text{ м}^3/\text{час.} = 259.2 / 3.6 = 72 \text{ л/с}$$

Принимается 2 напорных трубопровода, тогда $q_1 = 72 / 2 = 36 \text{ л/с.}$

Диаметр напорного трубопровода определяется по формуле:

$$d = \sqrt{\frac{4 * q_1}{3.14 * V}} = \sqrt{\frac{4 * 0.036}{3.14 * 1}} = 0.214 \text{ м}$$

принимается $d = 200$ мм, скорость определится из формулы:

$$V = \frac{4 * q_1}{3.14 * d^2} = \frac{4 * 0.036}{3.14 * 0.2^2} = 1.15 \text{ м/с}$$

Гидравлический уклон определяется по формуле Шези, гидравлический радиус $R = d/4 = 0.2/4 = 0.05$ м, коэффициент Шези определяют по формуле:

Таблица 4.1.
Таблица суммарного притока сточных вод на насосную станцию

Часы	От населения		Баня	Прач.	Гостиница		Столовая		Больница		Школа	Промышленное предприятие					Суммарный			
	%	м ³ /час	м ³ /ч	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /час	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	Техн.	Холодные цеха	Горячие цеха	Qд	%	м ³ /ч		
0-1	2,3	48,7			0,2	0,24			0,2	0,36			18,8	12,50	0,31	12,50	0,28	7,13	2,14	75,8
1-2	2,3	48,7			0,2	0,24			0,2	0,36			18,8	6,25	0,16	8,12	0,18		1,94	68,4
2-3	2,3	48,7			0,2	0,24			0,2	0,36			18,8	6,25	0,16	8,12	0,18		1,94	68,4
3-4	2,3	48,7			0,2	0,24			0,2	0,36			18,8	6,25	0,16	8,12	0,18		1,94	68,4
4-5	2,3	48,7			0,5	0,6			0,5	0,9			18,8	18,75	0,47	15,65	0,35		1,97	69,8
5-6	3,5	74,2			0,6	0,72			0,6	1,08			18,8	37,50	0,94	31,25	0,70		2,73	96,4
6-7	4,8	101,7			3	3,6	12	8,29	3	5,4			18,8	6,25	0,16	8,12	0,18		3,91	138,1
7-8	6,1	129,3			5	6	3	2,07	5	9	4	0,46	18,8	6,25	0,16	8,12	0,18		4,69	165,9
8-9	7,1	150,5	20	8	9,6	1	0,69	8	14,4	8	0,92	37,5	12,50	0,63	12,50	0,56	4,88	6,78	239,6	
9-10	7,1	150,5	7,2	20	10	12	18	12,44	10	18	8	0,92	37,5	6,25	0,31	8,12	0,37		7,33	259,2
10-11	7,1	150,5	7,2	20	6	7,2	18	12,44	6	10,8	8	0,92	37,5	6,25	0,31	8,12	0,37		6,99	247,2
11-12	5,4	114,4	7,2	20	10	12	2	1,38	10	18	8	0,92	37,5	6,25	0,31	8,12	0,37		6,00	212,1
12-13	3,5	74,2	7,2	20	10	12	2	1,38	10	18	8	0,92	37,5	18,75	0,94	15,65	0,70		4,89	172,8
13-14	3,5	74,2	7,2	20	6	7,2	2	1,38	6	10,8	8	0,92	37,5	37,50	1,88	31,25	1,41		4,59	162,5
14-15	3,5	74,2	7,2	20	5	6	4	2,76	5	9	8	0,92	37,5	6,25	0,31	8,12	0,37		4,47	158,2
15-16	4,8	101,7	7,2	20	8,5	10,2	4	2,76	8,5	15,3	8	0,92	37,5	6,25	0,31	8,12	0,37		5,55	196,3
16-17	6	127,2	7,2	20	5,5	6,6	4	2,76	5,5	9,9	8	0,92	25,0	12,50	0,47	12,50	0,45	9,00	5,92	209,5
17-18	6	127,2	7,2	20	5	6	6	4,15	5	9	8	0,92	25,0	6,25	0,23	8,12	0,29		5,65	200,0
18-19	6	127,2	7,2	20	5	6	3	2,07	5	9	8	0,92	25,0	6,25	0,23	8,12	0,29		5,60	197,9
19-20	4,3	91,1		20	5	6	5	3,46	5	9	4	0,46	25,0	6,25	0,23	8,12	0,29		4,40	155,6
20-21	2,9	61,5		20	2	2,4	6	4,15	2	3,6	4	0,46	25,0	18,75	0,70	15,65	0,56		3,35	118,3
21-22	2,3	48,7		20	0,7	0,84	10	6,91	0,7	1,26			25,0	37,50	1,41	31,25	1,13		2,98	105,3
22-23	0	0,0		20	3	3,6			3	5,4			25,0	6,25	0,23	8,12	0,29		1,54	54,5
23-24	2,3	48,7		20	0,5	0,6			0,5	0,9			25,0	6,25	0,23	8,12	0,29	2,71	95,8	

Итого	98	2119	72	320	100	120	100	69	100	180	100	12	650	300	11	300	10	21	100	3536,2
-------	----	------	----	-----	-----	-----	-----	----	-----	-----	-----	----	-----	-----	----	-----	----	----	-----	--------

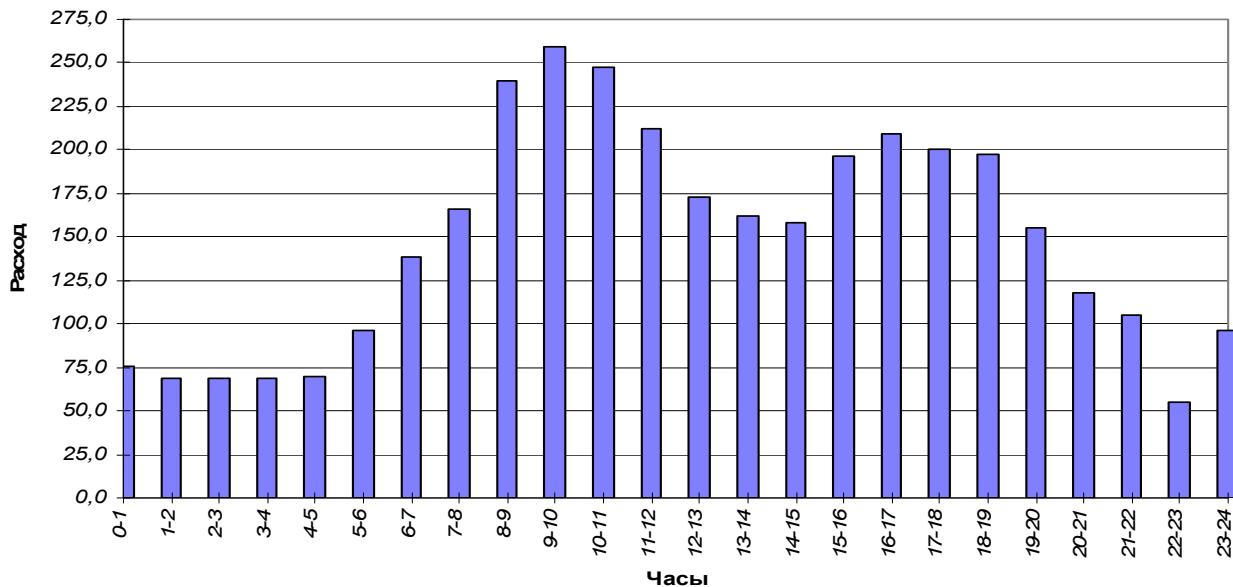
График суммарного притока сточных вод

Рис. Ступенчатый график притока сточных вод на ГНС

$C = \frac{R^{0.167}}{n}$. Коэффициент шероховатости принимается $n = 0.013$.

$$C = \frac{0.05^{0.167}}{0.013} = 46.64$$

$$J = \frac{V^2}{C^2 R} = \frac{1.15^2}{46.64^2 * 0.05} = 0.012$$

Потери напора по длине $h_{dl} = 0.012 * 1050 = 12.6$ м.

Требуемый напор насосной станции H_{tp} определяется по формуле:

$$H_{tp} = H_g + 1.1 * h_{dl} + h_{hc} + 1$$

H_g – геометрический напор, $H_g = OH - OB$, отметка насыпи $OH = ГВВ + 8 > O3 + 4 = 12+8 = 20 < 23+4$, принимается $OH = 23 + 4 = 27$ м.

Отметка воды в приемном резервуаре насосной станции равна $OB = OЛ - 1(2)$, где $OЛ$ – отметка лотка самотечного трубопровода в конце (из гидравлического расчета).

$OB = 13.74 - 1 = 12.74$. $H_g = 27 - 13.74 = 13.26$ м.

$H_{tp} = 13.26 + 1.1 * 12.6 + 2.5 + 1 = 30.62$ м

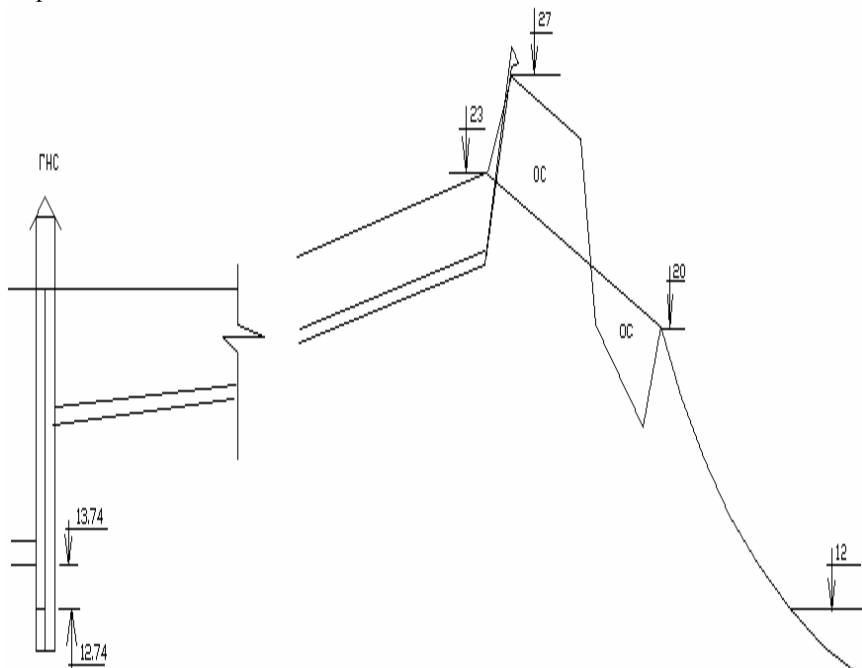


Рис. Схема к определению напора насосной станции

2. Дождевая сеть водоотводения

Город расположен на юге Тюменской области. Глубина промерзания 2 м. В квартале 25 % водонепроницаемые поверхности, 20 % газоны, 30 грунтовые спланированные, 25 % щебеночные дорожки. На рис. 1.1. представлен план населенного пункта

2.1. Трассировка дождевой сети водоотводения

Главный коллектор проложен по тальвегу, уличные коллекторы – перпендикулярно главному. Кварталы разбиты на площади стока по «пониженней грани квартала». Разбивка на площади стока произведена по осям улиц – учтены площади уличных проездов. Выпуск предусмотрен в водоем за пределами населенного пункта.

2.2. Метеорологические параметры

По рис. 1 [1] определяется значение q_{20} , $q_{20}=60 \text{ л}/(\text{с*га})$. По таблице 4 [1] определяются величины **n**, **γ**, **m**. $n=0.58$, $\gamma=1.54$, $m=80$. Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя принимается 0.5.

Интенсивность дождя определяют по формуле:

$$Q = A/t^n$$

Величина A определяется по формуле 4 [1].

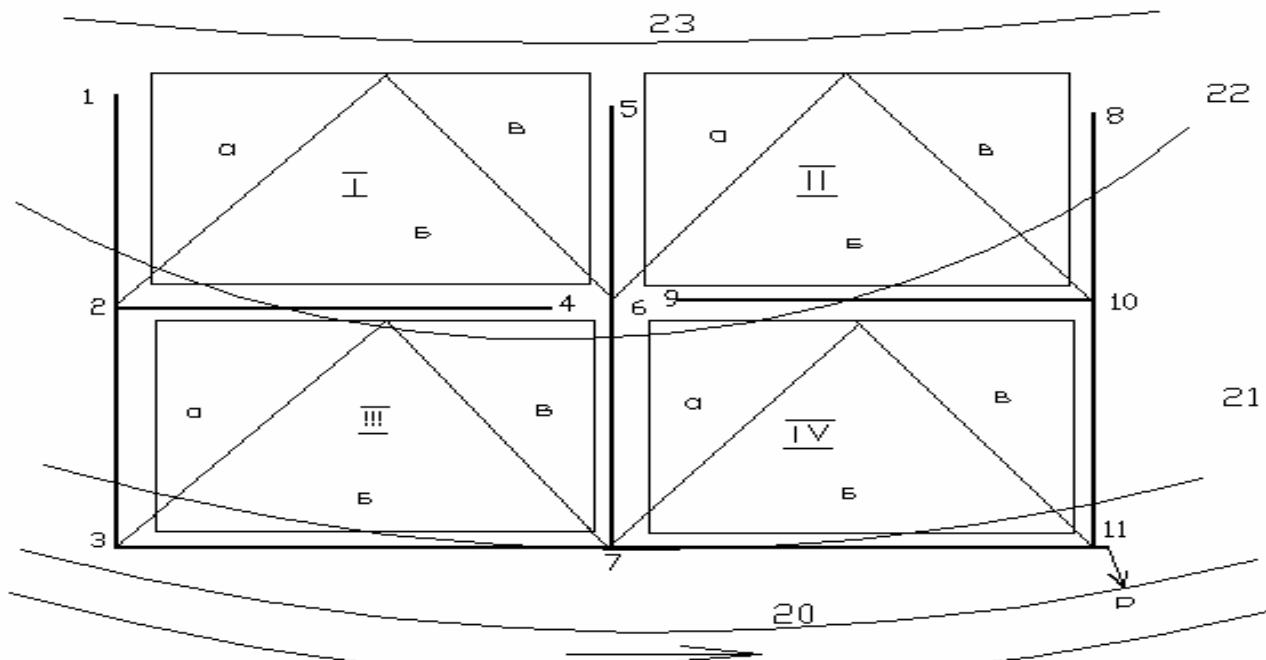
$$A = q_{20} \times 20^n (1 + \lg p / \lg m)^\gamma = 60 \times 20^{0.58} (1 + \lg(0.5) / \lg(80))^{1.54} = 60 \times 8.64 \times (1 - 0.3 / 1.9)^{1.54} = 261.57$$

В соответствии с методом предельных интенсивностей время дождя t принимается равным времени протока от самой удаленной точки бассейна до расчетного сечения. Расчетное сечение – конец рассматриваемого участка.

Удельный расход дождевых сточных вод можно определить из формулы 2 [1].

$$q_{уд} = \beta \times Z_{mid} \times A^{1.2} / (t_{con} + t_{can} + t_p)$$

В формуле β – коэффициент, учитывающий заполнение свободной емкости сети в момент возникновения напорного режима, определяется по таблице 11 [1], $\beta=0.65$.



Размеры кварталов 200*400

Рис. 2.1. План района города и трассировка дождевой сети водоотведения

Z_{mid} – средневзвешенный коэффициент покрова, t_{con} - время поверхности концентрации принимается в соответствии с п. 2.16 [1], в данном случае 7 мин., t_{can} - продолжительность протекания дождевых сточных вод по уличным лоткам, $t_{can}=1$. При наличии внутривартальной дождевой сети $t_{can}=0$, t_p – время протока дождевых сточных вод по трубам, определяется для каждого участка по значению длины участка и заданной скорости течения воды, t_p суммируется по участкам сети. Для определения коэффициента покрова заполняется таблица 1.1.

Таблица 2.1.

Определение среднего значения коэффициента покрова Z_{mid}

Наименование площади стока	f	z	f×z
Водонепроницаемые	0.25	0.32	0.08
Щебеночные дорожки	0.25	0.125	0.03
Газоны	0.20	0.038	0.01
Грунтовые спланированные	0.30	0.064	0.02
Сумма	1	-	0.14

Площади **f** (в долях единицы) взяты из задания, значения коэффициента покрова для поверхностей **z** приняты в соответствии с таблицей 9, для водонепроницаемых поверхностей **z** принял по таблице 10.

$$Z_{mid} = \sum(f \times z) / \sum f = 0.14 / 1 = 0.14$$

Окончательно формула для удельного расхода дождевых сточных вод примет вид:

$$A' = \beta \times Z_{mid} \times A^{1.2} = 0.7 \times 0.14 \times 261.6^{1.2} = 76.96 \approx 77$$

$$t' = t_{con} + t_{can} = 7+1 = 8 \text{ мин.}$$

$$n' = 1.2 \times n - 0.1 = 1.2 \times 0.58 - 0.1 = 0.6$$

$$q_{ud} = A' / (t' + t_p)^{n'} = 77 / (8 + t_p)^{0.6}$$

Из полученной формулы, подставляя время протока сточных вод в трубопроводе от 0 до 30(60) мин, получаем значения удельного расхода. Расчет сводится в таблицу 2.2.

Таблица 2.2.

Значения удельного расхода дождевых сточных вод

t_p	0	5	10	20	30	40
q_{ud}	22.3	16.7	13.74	10.6	8.8	7.66

По значениям таблицы строится график, рис. 2.2.

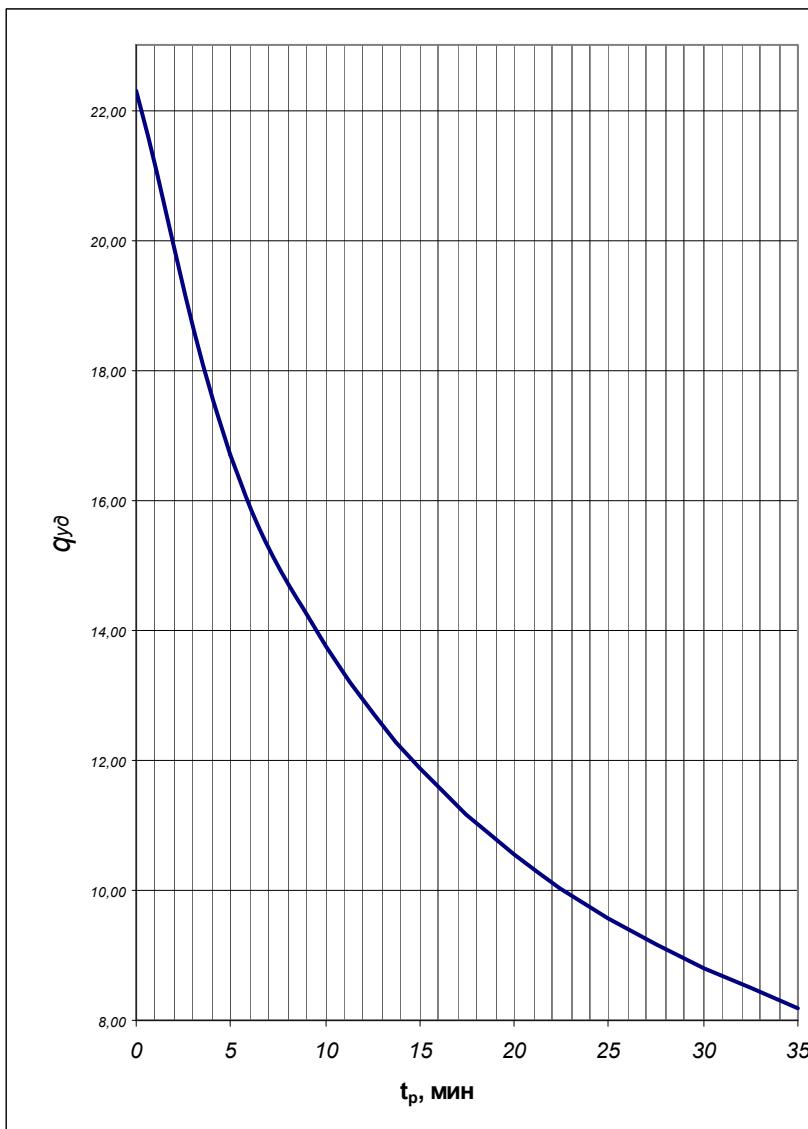


Рис. 2.2. График зависимость $q_{yd} = f(t_p)$

Значения площадей стока определены в таблице 2.3.

Таблица 2.3.

Площади стока

Шифр площади	Площадь, га
Ia, Ib, IIa, IIb, IIIa, IIIb, IVa, IVb	2.1*2.2/2=2.31
IIb, IIIb, IVb	4.2*2.2/2=4.62

2.3. Гидравлический расчет дождевой сети водоотведения

Последовательность расчета дождевой сети водоотведения

1. В таблицу гидравлического расчета заносятся площади стока, к площади стока данного участка прибавляются площади стока всех выше лежащих, последний участок сети обслуживает площадь всего бассейна. При определении площадей стока в обязательном порядке учитывают площади улиц.

2. Принимается значение скорости, на начальных $V \geq 0.7$, для всех остальных $V > V_{\text{пред.}}$, где $V_{\text{пред.}}$ – максимальное значение скорости на предыдущих участках сети. При этом необходимо помнить, что $V \geq V_{\text{мин}}$, где $V_{\text{мин}} = f(d)$.

3. Определяется время протока на участке сети, время протока суммируется с наибольшим временем протока на вышележащих участках.

По времени протока из графика рис. 2.1. определяется удельный расход куд.

4. Умножая удельный расход на площадь стока, получаем расчетный расход сточных вод на участке сети – $q_{\text{col}} = q_{\text{уд}} * F$.

5. Диаметр трубопровода определяют по известной скорости и расходу сточных вод

$$(d = \sqrt{\frac{4 * q_{\text{col}}}{\pi * V}});$$

Если получен, например, диаметр 0.52, а при определении диаметра была использована скорость $V = 0.75$, то по п.5 необходимо выполнить перерасчет со скоростью около 0.9.

6. Принимается ближайшее сортаментное значение диаметра d_c в соответствии с условием:

$$|d - d_c|/d \leq 0.05$$

Если условие не выполняется, то на участке меняется значение скорости и весь расчет повторяется, если условие выполняется - определяется гидравлический уклон. Гидравлический уклон можно определить из таблиц [4], [5] или по формуле Шези. Формула Шези в данном случае представляется в виде:

$$J = \frac{V^2}{C^2 * R}$$

Гидравлический радиус равен $R = d_c/4$. Коэффициент Шези можно определять по формуле Маннинга:

$$C = \frac{R^{0.167}}{n}$$

где n – коэффициент шероховатости труб.

7. Определяются потери напора на участке и отметки лотка в начале и конце участка.

Для участка 1-2 определяем из таблицы 1.3. площадь стока (к участку 1-2 прилегает площадь стока 1а) площадь стока равна 2.31 га. Участок – начальный, поэтому в графе для транзитной площади проявляется 0. Таким образом, на участке 1-2 площадь стока равна 2.31 га. Длина участка 1-2 принимается 150 м (первый дождеприемник устанавливается на некотором расстоянии от грани квартала), скорость для первого участка принимается $V = 0.7$ м/с, время протока дождевой воды по участку равна:

$$t = \frac{L}{60 * V} = 150/(60 * 0.7) = 3.57 \text{ мин}$$

Из графика рис. 2.1. $q_{ud} = 18$ л/с, расход дождевых сточных вод равен произведению площади стока на удельный расход: $q_{col} = 18 * 2.31 = 41.7$ л/с. Диаметр равен

$$d = \sqrt{\frac{4 * 0.041}{3.14 * 0.7}} = 0.27 \text{ м}$$

Разница между полученным диаметром и ближайшим сортаментным $d_c = 0.25$ составляет 9.2 %, что существенно превышает норму в 5 %. Поэтому на участке изменяется (увеличивается) скорость до 0.8 м/с.

Тогда время протока равно $t = \frac{L}{60 * V} = 150/(60*0.8) = 3.13$ мин, из

графика 2.2. $q_{уд} = 18.1$ л/с*га, расчетный расход дождевых сточных вод равен $q_{col} = 18.1*2.31=41.9$ л/с. Диаметр трубопровода равен $d = 0.26$ м, разница между сортаментным значением $d_c = 0.25$ м/с и данным диаметром меньше 5 %, и поэтому принимается диаметр на участке $d_c = 0.25$ м/с.

При выборе диаметра необходимо проверять по таблицам ГОСТов наличие труб данного диаметра для принятого материала труб!

Гидравлический радиус равен $R = 0.25/4 = 0.0625$ м, коэффициент Шези равен

$$C = \frac{0.0625}{0.013}^{0.167} = 54.36,$$

гидравлический уклон

$$J = \frac{V^2}{C^2 * R} = \frac{0.8^2}{54.36^2 * 0.0625} = 0.0047$$

Начальная глубина заложения принята равной глубине промерзания. Алгоритм определения отметок лотка и глубин заложения аналогичен алгоритму расчета бытовой сети водоотведения:

ОЛ₁ = ОЗ₁ - Н_и = 22.3 – 2 = 20.3; ОЛ₂ = ОЛ₁ - JL = 20.3-0.66 = 19.64; Н₁ = ОЗ₁ - ОЛ₁ = 22.3 - 20.3 = 2; Н₂ = ОЗ₂ - ОЛ₂ = 21.6 – 19.64 = 1.96 м

Гидравлический расчет дождевой сети водоотведения можно выполнять и по таблицам [4], [5]. При этом расчетный расход дождевых сточных вод определяется точно также, затем по расчетному расходу из таблицы 44 [4], при заданной скорости подбирается диаметр трубопровода таким образом, чтобы соблюдалось условие

$$|q_{col} - q_{tr}| / q_{col} \leq 0.1$$

где q_{tr} – пропускная способность принимаемого диаметра при известной скорости, если условие не выполняется, на участке меняется скорость и расчет выполняется снова.

Таблица 2.4.

Гидравлический расчет дождевой сети водоотведения

№	Площади сноса			L м	V м/с	Время, мин			$q_{уд}$ л/с	q_{col} л/с	d м	d_c м	J	JL м	Отметки, м				Глубины, м		
	путь	Транз	Σ			участ	пред.	Σ							Земли	Лотка	Н	К	Н	К	
коллектор 1-3																					
1-2	2,31	0,00	2,31	150	0,80	3,13	0,00	3,13	18,1	41,9	0,26	0,25	4,37	0,66	22,3	21,6	20,30	19,64	2,00	1,96	
4-2	4,62	0,00	4,62	300	1,00	5,00	0,00	5,00	16,5	76,3	0,31	0,30	5,35	1,61	22,1	21,6	20,10	18,49	2,00	3,11	
2-3	2,31	6,93	9,24	220	1,10	3,33	5,00	8,3	14,4	133,1	0,39	0,40	4,41	0,97	21,6	20,2	18,39	17,42	3,21	2,78	
коллектор 5-7																					
5-6	4,62	0,00	4,62	150	1,15	2,17	0,00	2,17	19,1	88,44	0,31	0,30	7,08	1,06	22,8	22,1	20,80	19,74	2,00	2,36	
6-7	4,62	4,62	9,24	220	1,25	2,93	2,17	5,10	16,4	152,0	0,39	0,40	5,70	1,25	22,1	21,0	19,64	18,39	2,46	2,61	
коллектор 8-11																					
8-10	2,31	0,00	2,31	150	0,80	3,13	0,00	3,13	18,1	41,91	0,26	0,25	4,37	0,66	22,3	21,6	20,30	19,64	2,00	1,96	
9-10	4,62	0,00	4,62	300	1,00	5,00	0,00	5,00	16,5	76,34	0,31	0,30	5,35	1,61	22,1	21,6	20,10	18,49	2,00	3,11	
10-11	2,31	6,93	9,24	220	1,00	3,7	5,0	8,7	14,2	131,5	0,41	0,40	3,65	0,80	21,6	20,3	18,39	17,59	3,21	2,71	
главный коллектор (3-выпуск)																					
3-7	4,62	9,24	13,9	420	1,25	5,6	8,3	13,9	12,1	167,5	0,41	0,40	5,70	2,39	20,2	21,0	17,42	15,03	2,78	5,97	
7-11	4,62	23,1	27,76	420	1,05	6,7	13,9	20,6	10,3	286,0	0,59	0,6	2,34	0,98	21,0	20,3	14,80	13,82	6,20	6,48	
11-p	0	37	37,00	40	1,4	0,5	20,6	21,1	10,2	377,2	0,59	0,6	4,16	0,17	20,3	20,0	13,82	13,65	6,48	6,35	
главный коллектор (3-выпуск) - 2 вариант																					
3-7	4,62	9,24	13,90	420	0,8	8,8	8,3	17,1	11,1	155,0	0,50	0,5	1,73	0,73	20,2	21,0	17,30	16,57	2,90	4,43	
7-11	4,62	23,1	27,76	420	0,9	7,8	17,1	24,9	9,5	262,9	0,61	0,6	1,72	0,72	21,0	20,3	16,45	15,73	4,55	4,57	
11-p	0	37	37	40	1,2	0,6	24,9	25,5	9,4	346,7	0,61	0,6	3,06	0,12	20,3	20	15,73	15,61	4,57	4,39	

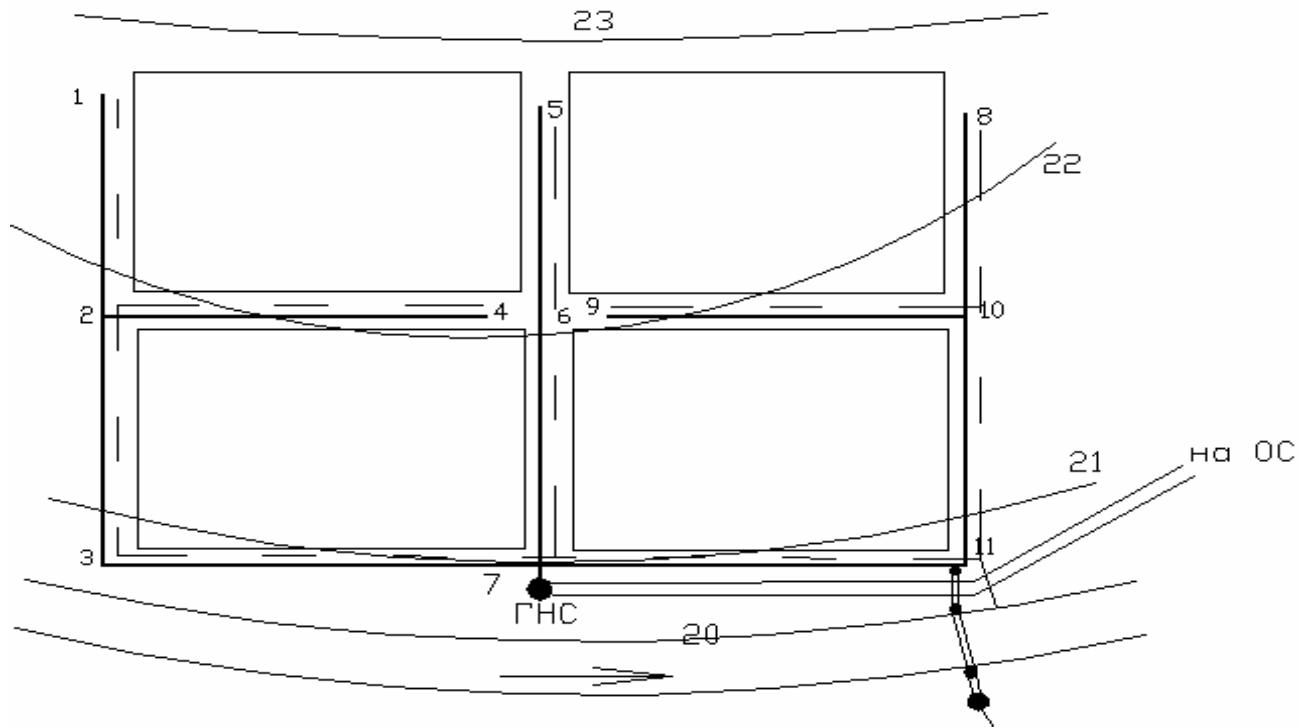


Схема сетей водоотведения 1 района

3. Конструирование сетей водоотведения

В разделе конструирования принимаются способы заделки стыковых соединений труб, основания под трубы, рассматриваются все узлы пересечения трубопроводов, принимаются схемы смотровых колодцев, дождеприемников.

На рис. показана схема сетей водоотведения 1 района.

Участок 4-2 пересекается дождевой сетью (участок 2-3), отметка лотка бытовой сети – $16.65 + 5*0.007 = 16.65 + 0.035 = 16.685$. Отметка шелыги бытовой сети в месте пересечения – $16.685 + 0.2 = 16.885$. Отметка лотка дождевой сети в месте пересечения $19.21 - 0.00441*5 = 19.188$.

Участок 3-7 дождевой сети водоотведения пересекает участок 6-7 бытовой сети. Отметка лотка бытовой сети в месте пересечения равна $ОЛ = ОЛ_7 + J_{6-7}*5 = 16.14 + 0.007*5 = 16.14 + 0.035 = 16.175$

Для дождевой сети $ОЛ = ОЛ_7 + J_{3-7}*5 = 17.01 + 0.00281*5 = 17.01 + 0.14 = 17.15$

Участок 8-10 бытовой сети $ОЛ = ОЛ_{10} + J_{8-10}*5 = 18.75 + 0.005*5 = d = 0.25$

Участок дождевой сети 9-10

$ОЛ = ОЛ_{10} + J_{9-10}*5 = d = 0.35$

Участок бытовой сети 10-11 $ОЛ = ОЛ_{10} + J_{10-11} = 16.88 + 0.0035 * 5 = d = 0.3$

Участок дождевой сети 7-11 $ОЛ = ОЛ_{10} + J_{7-11} * 5 = 15.88 + 0.00234 * 5 = d = 0.6$

Напорные трубопроводы пересекаются трубопроводами дюкера (напорными) и участком дождевой сети водоотведения.

Основание под трубы в плотных грунтах необходимо для предотвращения разрушения не металлических труб при опирании на выступы грунта. В этом случае основание – это песок, мелкий гравий или щебень, рыхлый грунт.

В слабых грунтах основание необходимо для связывания труб в единое целое, при просадках трубы в трубопроводе не должны расходиться. Основание – ж/б плита.

В данном случае принимается **естественное** основание.

Участки диаметрами $d = 200, 250$ мм изготовлены из керамических труб. Участки $d = 300, 400, 500, 600$ изготовлены из бетонных и железобетонных труб.

4. Сметно-финансовый расчет

Для каждого участка сети определяется средняя глубина заложения ($H_{cp} = (H_1+H_2)/2$). Затем составляется таблица, в которую записываются длины L и средние глубины заложения H_{cp} для каждого диаметра и материала труб.

Таблица 4.1.

Определение средневзвешенной глубины заложения

d	h₁	h₂	H_{cp}	L	H_{cp}*L
200	1,7	1,7	1,7	85	144,5
	1,7	2,35	2,025	250	506,25
	1,7	2,35	2,025	250	506,25
	2,39	2,43	2,41	120	289,2
	1,7	1,64	1,67	85	141,95
	1,9	2,52	2,21	120	265,2
	3	3,19	3,095	170	526,15
	3	5,15	4,075	350	1426,25
	3	3,49	3,245	170	551,65
	3,51	4,86	4,185	350	1464,75
				1950	5822,15
250	1,7	1,65	1,675	85	142,375
	1,9	2,2	2,05	120	246
	5,2	4,58	4,89	220	1075,8
	3	2,95	2,975	170	505,75
	3	4	3,5	350	1225
				945	3194,925
300	2,25	2,34	2,295	320	734,4
	4,05	3,62	3,835	220	843,7
	4,63	7,01	5,82	420	2444,4
				960	4022,5
350	2,58	4,55	3,565	320	1140,8
	4,56	3,49	4,025	80	322
				400	1462,8
400	3,47	5,45	4,46	420	1873,2
500	7,21	7,06	7,135	20	142,7

Дождевая сеть водоотведения

d	h₁	h₂	H_{cp}	L	H_{cp}*L
250	2	1,96	1,98	150	297
	2	1,96	1,98	150	297
				300	594
350	2	2,34	2,17	300	651
	2	1,83	1,915	150	287,25
	2	2,34	2,17	300	651
				750	1589,25
400	2,39	1,96	2,175	220	478,5
	1,88	2,14	2,01	220	442,2
	2,35	1,85	2,1	220	462
				660	1382,7
450	2,01	3,99	3	420	1260
				420	1260
600	4,14	4,42	4,28	420	1797,6
	4,44	4,31	4,375	40	175
				460	1972,6

Определяется средневзвешенная глубина заложения участков сети с одинаковым диаметром:

$$H_{срв} = \sum(L^*H_{cp})/\sum L$$

Из таблицы 3.1. для диаметра $d = 200$ $H_{срв} = 5622.15/1950 = 2.88$ м

$d = 250$; $H_{срв} = 3194.925/945 = 3.38$

$d = 300$; $H_{срв} = 4022.5/960 = 4.19$

$d = 350$; $H_{срв} = 1462.8/400 = 3.66$

$d = 400$; $H_{срв} = 1873.2/420 = 4.46$

$d = 500$; $H_{срв} = 142.7/20 = 7.13$

Для дождевой сети

$d = 250$; $H_{срв} = 594/300 = 1.98$

$d = 350$; $H_{срв} = 1589.25/750 = 2.2$

$d = 400$; $H_{срв} = 1382.7/660 = 2.1$

$d = 450$; $H_{срв} = 1260/420 = 3$

$d = 600$; $H_{срв} = 1972.6/460 = 4.29$

Стоимость 1 погонного метра (километра) участков сети с определенным диаметром находится по таблицам [][].

Умножая стоимость строительства 1 п.м на общую длину получаем общую стоимость участков сети.

Таблица 4.2.

Материал труб	d , мм	$H_{срв}$, м	L , м	Стоимость 1 п.м., руб	Общая стои- мость, руб.
	200	2.88	1950		
	250	3.38	945		
	300	4.19	960		
	400	4.46	420		
	500	7.13	20		
				Σ	
Дождевая сеть водоотведения					
	250	1.98	300		
	350	2.2	750		
	400	2.1	660		
	600	4.29	460		
				Σ	

Общую стоимость всей сети определяют суммированием стоимостей участков сети, дюкера, напорных трубопроводов, выпусков, насосных станций. В связи с тем, что в укрупненных показателях стоимости приведены на конец 80 годов, полученное значение умножается на переводной коэффициент.

Систему обслуживает 2 насосные станции, первая установлена перед дюкером на глубине около 6 м (общая), перекачивает $756 \text{ м}^3/\text{сут}$, вторая – главная с глубиной 8.5 м, перекачивает $2772 \text{ м}^3/\text{сут}$.

6. Показатели по проекту

7. Сооружения на сетях водоотведения

Заключение

Литература

Оглавление

1. Гидравлический расчет бытовой сети водоотведения	6
1.1. Трассировка сети водоотведения	6
1.2. Расходы сточных вод.....	7
1.2.1. Расходы сточных вод от населения	7
1.2.2. Расходы сточных вод коммунальных объектов	8
1.2.3. Расходы сточных вод промышленного предприятия.....	9
1.2.4. Расчетные расходы сточных вод для участков сети	11
1.3. Начальные глубины заложения участков	13
1.3. Расчет дюкера.....	19
1.4. Расчет главной насосной станции	25
2. Дождевая сеть водоотведения	30
2.1. Трассировка дождевой сети водоотведения.....	30
2.2. Метеорологические параметры	30
2.3. Гидравлический расчет дождевой сети водоотведения	34
3. Конструирование сетей водоотведения	40
4. Сметно-финансовый расчет	41
6. Показатели по проекту	43
7. Сооружения на сетях водоотведения	43