

РАЗДЕЛ 1:
«ГОРОДСКАЯ ВОДООТВОДЯЩАЯ СИСТЕМА»

1.1 Исходные данные

Город расположен в Московской области; схема водоотведения представлена на листе 1. Масштаб плана – 1:5000, горизонтали даны через 1 м. Плотность населения в городе – 300 чел/га I р-н; 400 чел/га II р-н. Здания оборудованы внутренним водопроводом и системой водоотведения с централизованным горячим водоснабжением.

Город расположен на одном берегу реки. Уровни воды в реке: максимальный – 81,00; минимальный – 78,00. господствующие ветры – южные. Геологические и гидрологические условия указаны на продольных профилях коллекторов.

1.2 Расчётные расходы боковых и производственных

СТОЧНЫХ ВОД.

Для определения расчётных расходов бытовых вод от города вычислены площади кварталов. Общая площадь кварталов первого района равна 87,1 га; второго – 130 га.

С учётом степени благоустройства (оборудование санитарно-техническими устройствами) и рекомендаций СНиП принимается удельное водоотведение $q_b=270$ л/(чел сут).

Средний суточный расход от кварталов определим по формуле:

$$Q_{mid1}=(N_1q_b)/1000=(F_1P_1q_b)/1000=87,1*300*270/1000=7060\text{м}^3/\text{сут}$$

$$Q_{mid2}=(N_2q_b)/1000=(F_2P_2q_b)/1000=130*400*270/1000=14040\text{ м}^3/\text{сут},$$

где F – площадь кварталов, га; P – плотность населения, чел/га.

Средний секунднй расход воды равен

$$q_{mid1,s}=Q_{mid}/(24*3600)=7060/86400=0,082=82\text{л/с}.$$

$$q_{mid2,s}=Q_{mid}/(24*3600)=14040/86400=0,163=163\text{л/с}.$$

Общий и максимальный коэффициент неравномерности для р-на I $K_{gen\max}=1,6$. Средний и максимальный часовые и максимальный секунднй расходы будут равны:

$$q_{mid1} = Q_{mid1}/24 = 16207,5/24 = 675,3 \text{ м}^3/\text{ч};$$

$$q_{max1(m)} = q_{mid1} K_{gen.max1} = 675,3 * 1,572 = 1061,57 \text{ м}^3/\text{ч};$$

$$q_{max1.s} = q_{mid1.s} K_{gen.max1} = 188 * 1,572 = 295,5 \text{ л/с}.$$

Общий и максимальный коэффициент неравномерности для р-на II Кген max2=1,599. Средний и максимальный часовые и максимальный секунднй расходы будут равны:

$$q_{mid2} = Q_{mid2}/24 = 8911,6/24 = 371,3 \text{ м}^3/\text{ч};$$

$$q_{max2(m)} = q_{mid2} K_{gen.max2} = 371,3 * 1,599 = 593,8 \text{ м}^3/\text{ч};$$

$$q_{max2.s} = q_{mid2.s} K_{gen.max2} = 103 * 1,599 = 164,7 \text{ л/с}.$$

Определяем модуль стока:

$$q_{01} = P_1 q_{б/24} * 3600 = 300 * 270 / 86400 = 0,94 \text{ л/(с га)}.$$

$$q_{02} = P_2 q_{б/24} * 3600 = 400 * 270 / 86400 = 1,25 \text{ л/(с га)}.$$

Полураздельная система водоотведения должна иметь две водоотводящие сети: одну для отвода бытовых и производственных сточных вод, другую для – атмосферных вод (водостоки). Общесплавной коллектор у этой системы единый. Он принимает и отводит на очистку все бытовые и производственные воды и часть наиболее загрязнённых атмосферных вод. Для разделения атмосферных вод должны быть предусмотрены разделительные камеры в конце коллекторов бассейнов водоотведения водосточной сети. Достоинство полураздельной системы водоотведения заключается в том, что при её осуществлении перед сбросом в водоём будут подвергаться очистке все загрязненные сточные воды, в том числе и наиболее загрязнённые атмосферные.

1.3 Схемы водоотведения и водоотводящей сети.

Очистные сооружения расположены внизу по течению реки на расстоянии 600 м. от предприятия. Нижняя граница очистных сооружений находится

выше затопляемой территории – на 1 м. выше высокого уровня воды. Общая площадь очистных сооружений равна $250 \times 190 = 47500 \text{ м}^2 = 47,5 \text{ га}$.

В соответствии с планировкой города и рельефом местности территория разбита на 20 бассейнов (при трассировке бытовой сети), от каждого из которых бытовые сточные соответствующим коллектором бассейна отводятся в главный общесплавной коллектор и коллектор №1. Они расположены вдоль реки с пониженной стороны по отношению к городу

Трассировка уличных трубопроводов бытовой и водосточной сети выполнена по пониженной грани кварталов, так как уклон поверхности земли сравнительно невелик – около 0,01 и больше минимального уклона трубопроводов внутриквартальных сетей. Особенность отвода атмосферных вод заключается в том

что с территорий, прилегающим к транзитным веткам коллекторов, они поступают непосредственно в эти коллекторы через дождеприёмники, расположенные на уличных проездах.

Поверхностный отвод воды к уличным лоткам предусматривается в результате уклонов поверхности земли к проездам, которые предполагается создать при разработке проекта вертикальной планировки кварталов. В конце главного общесплавного коллектора предусмотрено устройство регулирующего резервуара и насосной станции.

1.4 Гидравлический расчёт и построение продольных профилей трубопроводов и коллекторов водоотводящих сетей:

Бытовая сеть.

Определяем расчётные для отдельных участков сети. Модуль стока для первого и второго районов соответственно равен:

$$q_{01} = P_1 q_b / 24 \times 3600 = 300 \times 270 / 86400 = 0,94 \text{ л/(с га)}.$$

$$q_{02} = P_2 q_6 / 24 * 3600 = 400 * 270 / 86400 = 1,25 \text{ л/(с га)}.$$

Расчётные расходы для отдельных участков сети вычисляем по формуле

$$q_{cit} = ((q_{бок} + q_{п}) + q_{тр}) * K_{ген.мах} + q_{соср}.$$

Общий максимальный коэффициент неравномерности находим по таблице (см. СНиП).

Определим минимальное заглубление трубопровода в начале каждой боковой ветки по формуле. В точке 0 минимальное заглубление должно равняться:

$$h_{min} = h_{пр} - a + i_{min}(L + l) - (z_H - z_K) + \Delta d = 1,5 - 0,3 + 0,008 * (140 + 10) - (96,25 - 95,35) + 0,05 = 1,55 \text{ м}.$$

Гидравлический расчёт боковых веток представлен ниже. Для всех веток диаметр трубопровода принят минимальным и равным 200 мм. Уклон принят также минимальным $i = 0,005$. В итоге расчёта установлены глубины заложения трубопроводов в местах подсоединения боковых веток к коллектору. Они необходимы для проектирования коллектора, который должен обеспечить приём воды от всех боковых веток.

При гидравлическом расчёте и построении продольного профиля коллектора глубины заложения и уклоны трубопровода были приняты с учётом необходимости подключения боковых веток.