



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування
Науково-навчальний інститут будівництва та архітектури
Кафедра водопостачання, водовідведення
та бурової справи

03-06-88

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з навчальної дисципліни
«Водовідведення (мережі)» для здобувачів вищої освіти
першого (бакалаврського) рівня
за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
спеціалізацією «Водопостачання та водовідведення»
усіх форм навчання

Рекомендовано
науково-методичною комісією
за спеціальністю
192 «Будівництво та цивільна
інженерія»
Протокол № 6 від 25.06.2019 р.

Рівне – 2019



Національний університет

Методичні вказівки до практичних занять з навчальної дисципліни «Водовідведення (мережі)» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізацією «Водопостачання та водовідведення» денної та заочної форм навчання / Вижевська Т. В. – Рівне : НУВГП, 2019. – 39 с.

Укладач: Вижевська Т. В., к.т.н., доцент кафедри водопостачання, водовідведення та бурової справи.

Відповідальний за випуск: Мартинов С. Ю., д.т.н., завідувач кафедри водопостачання, водовідведення та бурової справи.



Національний університет
водного господарства
та природокористування

© Вижевська Т. В., 2019

© НУВГП, 2019



ВСТУП

Метою практичних занять є систематизація, розширення і поглиблення теоретичних знань студентів, знайомство їх із новими досягненнями в галузі проектування мереж водовідведення, надання можливості студентам самостійно вирішувати задачі збору і відведення стічних вод за межі об'єктів водовідведення, а також набути навичок використання нормативної, проектної, довідкової та навчальної літератури.

У методичних вказівках наведені способи та прийоми розрахунків, враховані сучасні положення та нормативи, що застосовуються в практиці проектування, форми розрахункових таблиць і схем, приклади виконання розрахунків, оформлення графічних і текстових матеріалів відповідно до сучасних вимог.

1. Визначення розрахункових витрат побутових та виробничих стічних вод

1.1. Визначення середніх витрат стічних вод від комунальних підприємств і громадських закладів

Ці об'єкти можуть працювати цілодобово з нерівномірним водовідведенням як готелі, лікарні, школи-інтернати тощо, або протягом певного часу із сталою витратою стічних вод (лазні, школи, пральні, поліклініки тощо).

Середні добові витрати стічних вод, м³/доб, для об'єктів із цілодобовим водоспоживанням визначають за формулою

$$q_{\text{доб}} = q_o \cdot n_{\text{доб}} \cdot 10^{-3} \quad (1)$$

де q_o – норма водовідведення на одиницю виміру, л/добу [дод. А2,1],
 $n_{\text{доб}}$ – кількість одиниць виміру.

Для об'єктів, які працюють неповну добу протягом T год,

$$q_{\text{доб}} = q_{\text{год}} \cdot T \cdot 10^{-3} \quad (2)$$

Середні годинні витрати стічних вод від комунальних підприємств і громадських закладів, які працюють неповну добу, $q_{\text{год}}$, м³/год, обчислюють за формулою

$$q_{\text{год}} = q_o \cdot n_{\text{год}} \cdot t \cdot 10^{-3} \quad (3)$$

де q_o – норма водовідведення на одиницю виміру, л/од. [дод. А2,1];
 $n_{\text{год}}$ – кількість одиниць виміру за годину, t – нормативна тривалість водовідведення, год. [дод. А2,1].

Середні секундні витрати стічних вод від комунальних підприємств і громадських закладів, л/с, обчислюють за формулою

$$q = q_{\text{год}} \cdot 3,6 ; \quad (4)$$



Приклад 1. Визначити середні добові та секундні витрати стічних вод від лазні на 20 відвідувачів за годину (заклад працює з 8.00 до 24.00) та від лікарні на 250 ліжок.

Розв'язок. Розрахунок зручно проводити у табличній формі (табл.1.) Графи 2, 3, 4 та 6 заповнюємо за вихідними даними. Норму водовідведення (гр.5) приймаємо за [1, дод. А2].

Для лікарні з загальними душами та ванними $q_o = 120$ л/добу.

Середньодобову витрату для лікарні обчислюємо за ф.1, (цей заклад працює цілодобово, $T = 24$ год.): $q_{доб} = 120 \cdot 250 \cdot 10^{-3} = 30$ м³/добу, середньо-годинна витрата $q_{год} = 30 / 24 = 1,25$ м³/год, середньо-секундна витрата $q = 1,25 / 3,6 = 0,35$ л/с.

Для лазні з душовими кабінами норма водовідведення $q_o = 360$ л/люд протягом $t = 3$ год. Лазня працює $T = 24 - 8 = 16$ год/добу, тому визначаємо середньогодинну витрату за ф.3: $q_{год} = 20 \cdot 360 / 3 \cdot 10^{-3} = 3,6$ м³/год, середню секундну витрату за ф.4: $q = 3,6 / 3,6 = 1,0$ л/с, середньодобову - за ф.2: $q_{доб} = 3,6 \cdot 16 = 57,6$ м³/добу.

Таблиця 1

Середні витрати стічних вод від комунальних підприємств

№ № зп	Об'єкт водовід- ведення	Одиниці виміру	К-сть оди- ниць виміру <i>n</i>	Норма водовід- ведення на од. виміру, л/од. або л/добу	Трива- лість <i>T</i> роботи год за добу	Середня витрата стічних вод		
						секунд- на, <i>q</i> л/с	<i>q</i> _{год} м ³ /год	<i>q</i> _{доб} м ³ /доб
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Лікарня	ліжка	250	120	24	0,35	1,25	30,0
2	Лазня	люд/год	20	360/3	16	1,0	3,6	57,6
Всього								87,6

1.2.Визначення середніх витрат стічних вод від промислових підприємств

На промислових підприємствах утворюються такі види стічних вод: виробничі, побутові і душові.

Середні за зміну витрати виробничих стічних вод, м³/зм, визначають за формулою $Q_v = q_v \cdot n_v$; (5) де q_v – норма водовідведення в м³ на одиницю продукції, яку випускає підприємство [2]; n_v – кількість одиниць продукції, яку виробляють за зміну.



Середні за зміну витрати побутових стічних вод, що надходять від підприємства, $\text{м}^3/\text{зм}$, обчислюють за формулою

$$Q_n = q_n \cdot N; \quad (6)$$

де q_n – норма відведення побутових стічних вод в $\text{м}^3/\text{зм}$ на одного робітника, яку приймають для цехів з підвищеним тепловиділенням $0,045 \text{ м}^3/(\text{зм}\cdot\text{люд})$, для звичайних – $0,025 \text{ м}^3/(\text{зм}\cdot\text{люд})$ [1, табл.А2]; N – кількість робітників, що працюють в зміну.

Середні за зміну витрати душових вод промислового підприємства, $\text{м}^3/\text{зм}$, обчислюють за формулою $Q_d = q_{dc} \cdot N_{dc}$, (7)

де q_{dc} – норма витрати води однією душовою сіткою, яка приймається 500 л/год [1, табл.А2], а з урахуванням тривалості користування душем (45 хв, або 0,75 год після закінчення чи до початку зміни) $q_{dc} = 500 \cdot 0,75 = 375 \text{ л/год}$ або $0,375 \text{ м}^3/\text{год}$; n_{dc} – кількість працюючих душових сіток, шт.:

$$N_{dc} = N_d \cdot P_d \quad n_{dc} = N \cdot P_d \quad n_{dc} \quad (8)$$

де N_d – кількість робітників, що користуються душем за зміну, P_d – частка працівників, які користуються душем; n_{dc} – кількість робітників, що обслуговуються 1 душовою сіткою, приймається відповідно до санітарних норм [3, табл.3.3].

Приклад 2. Визначити середні змінні і добові витрати виробничих, побутових та душових витрат стічних вод заводу з виробництва лимонної кислоти з цехами з тепловиділенням до 80 кДж/год на 1 м^3 . Завод працює у дві зміни з 8-ї години ранку, тривалість зміни 8 год. В першу зміну виготовляється 30 т продукції, в другу – 20 . Позмінно працює 500 та 300 чоловік, із них 80% приймає душ, а кількість працівників, які користуються однією душовою сіткою, становить 5 чол.

Розв'язок. Приймаємо за [2] норму водовідведення для заводу лимонної кислоти на виготовлення 1 т продукції: $q_B = 2,81 \text{ м}^3/\text{т}$. Середні змінні *витрати виробничих стічних вод*, $\text{м}^3/\text{зм}$, визначаємо за ф. 5:

$$Q_B^1 = 2,81 \cdot 30 = 83,4; \quad Q_B^2 = 2,81 \cdot 20 = 56,2 .$$

Середні змінні *витрати побутових стічних вод*, $\text{м}^3/\text{зм}$, визначаємо за ф.6, приймаючи норму відведення на одного робітника для холодних цехів $q_{п} = 0,025 \text{ м}^3/(\text{зм}\cdot\text{люд})$:

$$Q_{п}^1 = 0,025 \cdot 500 = 12,5; \quad Q_{п}^2 = 0,025 \cdot 300 = 7,5; .$$

Кількість душових сіток, шт, які працюють після кожної із змін визначаємо за ф.8: $500 \cdot 0,8 \cdot 5 = 80$; $N_{dc}^2 = 300 \cdot 0,8 \cdot 5 = 48$; .

Середні змінні *витрати води душових стічних вод*, $\text{м}^3/\text{зм}$, визначаємо за ф.7: $Q_d^1 = 0,375 \cdot 80 = 30,0$; $Q_d^2 = 0,375 \cdot 48 = 18,0$.

Розрахунки витрат стічних вод зручно проводити в табличній формі (табл.2). Сума витрат двох змін складає добову витрату стічних вод від



Середні витрати стічних вод від промислових підприємств

№ зміни	Виробничі стічні води			Побутові стічні води			Душові стічні води			Сумарна витрата ΣQ , м ³ за зміну
	Кількість продукції за зміну, од., n_B	Норма водовідведення на 1од., м ³ , q_B	Середня витрата виробничих стічних вод, м ³ /зм., Q_B	Кількість робітників, чол., N	Норма відведення побутових стічних вод, м ³ /чол.зм., $q_{п}$	Середня витрата побутових стічних вод, м ³ /зм., $Q_{п}$	Кількість робітників, що користуються душем, $N_{д.чол.}$	Кількість працюючих душових сіток, шт, $N_{дс}$	Середня витрата душових стічних вод, м ³ /зм., $Q_{д}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	30	2,81	84,3	500	0,025	12,5	400	80	30	126,8
2	20	2,81	56,2	300	0,025	7,5	240	48	18	81,7
Σ за добу	50		140,5	800		20,0	400		48	208,5

1.3.Визначення середніх витрат стічних вод від житлових кварталів

Кількість жителів у кожному кварталі, чол, визначають за формулою

$$N_H = P_H \cdot F \quad (9)$$

де P_H – густина населення, чол/га; F – площа кварталу, га, у межах забудови, за винятком площ, які займають промислові підприємства.

Залишкова норма водовідведення від житлових кварталів, $q_{зал}$, л/добу·чол, яка враховує витрату від комунальних підприємств та громадських закладів:

$$q_{зал} = q_H - Q_{доб} \cdot 10^3 \cdot N_H \quad (10)$$

де q_H – норма водовідведення в районі житлової забудови, яку визначають залежно від ступеня благоустрою будинків, кліматичних та інших місцевих умов з [1, таб.А1], л/добу·чол; $Q_{доб}$ – сумарна витрата стічних вод від громадських закладів і комунальних підприємств, м³/добу, які розташовані в районі забудови; N_H – кількість мешканців у районі забудови.

Середні витрати стічних вод від житлових кварталів, л/с, районів забудови визначають за формулою

$$q = q_{зал} \cdot N_H \quad (11)$$

Підсумок результатів графі 6 для усіх кварталів (гр.6 табл.3)



відображає сумарну середню секундну витрату стічних вод від населення міста.

$$\begin{aligned} \text{Середня годинна витрата, м}^3/\text{год:} & \quad Q_{\text{год}} = 3,6 \quad q, \\ \text{середня добова витрата, м}^3/\text{добу,} & \quad Q_{\text{доб}} = 24Q_{\text{год}}. \end{aligned}$$

Приклад 3. Визначити середні секундні, годинні та добові витрати стічних вод від міста, що має *багатопверхову* зону забудови: забудова будинками, обладнаними внутрішнім водопроводом, каналізацією і системою централізованого гарячого водопостачання. Густота населення в кварталах багатопверхової зони – $P_n = 350$ чол/га, площа житлових кварталів $F = 90$ га. Сумарна добова витрата стічних вод від громадських закладів і комунальних підприємств становить $Q_{\text{доб}} = 87,6$ м³/добу (приклад 1).

Розв'язок. Приймаємо норму водовідведення для забудови будинками, обладнаними внутрішнім водопроводом, каналізацією і системою централізованого гарячого водопостачання з ваннами довжиною понад 1500 мм [1, таб. А1 $q_n = 285$ л/добу·чол. Визначаємо кількість жителів, чол, за ф. 9:

$$N_n = 350 \cdot 90 = 31500.$$

Залишкова норма водовідведення, л/добу·чол, від житлових кварталів (за ф. 11): $q_{\text{зал}} = 285 - 87,6 \cdot 10^3 / 31500 = 282,2$

Середні сумарні секундні витрати, л/с, визначаємо за ф. 11:

$$q = 282,2 \cdot 31500 / 86400 = 102,9.$$

$$\text{Середня годинна витрата, м}^3/\text{год,} \quad Q_{\text{год}} = 3,6 \cdot 102,9 = 370,4.$$

$$\text{Середня добова витрата від міста, м}^3/\text{доб,} \quad Q_{\text{доб}} = 24 \cdot 370,4 = 8889,6.$$

1.4. Графік погодинного надходження стічних вод від міста протягом доби

Щоб виконати розподіл надходження стічних вод від населення міста по годинах доби, за середньою секундною витратою стічних вод, що надходять від житлових кварталів, q , л/с, визначають загальний коефіцієнт нерівномірності припливу стічних вод $K_{\text{gen}}^{\text{max}}$ з табл. 2 [5] або з дод. 1. За $K_{\text{gen}}^{\text{max}}$, найближчим до розрахункового, з [3, табл. 3.6] визначають погодинні витрати стічних вод від житлових кварталів міста у % від добової витрати і обчислюють погодинні витрати у м³/год.

Приблизний погодинний розподіл надходження стічних вод від громадських закладів і комунальних підприємств у % від добової витрати наведений у дод. 2. Надходження стічних вод від цих закладів, які працюють неповну добу, рівномірне.

Для розподілу виробничих стічних вод промислових підприємств (табл. 2, гр. 4) умовно приймають, що в одну годину зміни надходить максимальна витрата стічних вод, а у решту годин зміни надходження стічних вод рівномірне. Максимальну годинну



витрату виробничих стічних вод, м³/год, визначають за формулою

$$Q_B^{max} = Q_B \cdot t \cdot K_B, \quad (12)$$

де Q_B – середня змінна витрата виробничих стічних вод (табл. 2, гр. 4);
 t – тривалість зміни, год; K_B – коефіцієнт годинної нерівномірності надходження виробничих стічних вод. Для інших годин зміни витрата постійна:

$$Q_B^{in} = (Q_B - Q_B^{max}) (t - 1). \quad (13)$$

Розподіл надходження побутових стічних вод від промислових підприємств протягом зміни, % від змінної витрати, виконують за режимами надходження залежно від тепловиділень в цехах (дод. 2). Душові стічні води зміни надходять у першу годину наступної зміни.

Приклад 4. Побудувати сумарний графік погодинного надходження стічних вод від міста протягом доби для даних прикладів 1, 2, 3.

Розв’язок. Розрахунки проводимо у табличній формі (табл. 4). За середньою секундною витратою стічних вод $q = 102,9$ л/с, що надходять від житлових кварталів, визначаємо загальний коефіцієнт нерівномірності припливу стічних вод $K_{gen}^{max} = 1,594$ згідно [5, табл. 2]. За $K_{gen}^{max} = 1,6$ з [3, табл. 3.6] визначаємо розподіл у % (гр. 2) від добової витрати $Q_{доб} = 8889,6$ м³/добу погодинних витрат стічних вод від житлових кварталів міста протягом доби і обчислюємо погодинні витрати у м³/год (гр.3). Наприклад, для години 0-1 $q_{0-1} = 2,45 \cdot 8889,4 / 100 = 217,8$ м³/год.

Погодинний розподіл надходження стічних вод від лікарні у % (табл.4, гр.4) від добової витрати $Q_{доб} = 30,0$ м³/добу наведений у додатку 2, як для об’єктів, які працюють цілодобово. Для лазні (об’єкту, що працює неповну добу) погодинні витрати (табл.4, гр.6) розподіляються рівномірно протягом часу роботи ($T = 16$ год) і дорівнюють $Q_{год} = 3,6$ м³/год.

Для розподілу **виробничих** стічних вод від заводу лимонної кислоти (табл. 2, гр. 4) приймаємо, що в **III (третьою) годину зміни** надходить максимальна витрата стічних вод, а у решту годин зміни – надходження стічних вод рівномірне. Коефіцієнт годинної нерівномірності надходження виробничих стічних вод $K_B = 1,8$, тривалість зміни 8 год, початок першої зміни о 8 год. Погодинні витрати для двох змін визначаємо за ф. 13 та 14.

Максимальна витрата, м³/год, **1-шої зміни** надходить об **10-11 год**:

$$Q_B^{max-1} = 83,4 \cdot 8 \cdot 1,8 = 19,0;$$

для решти годин $Q_B^{in-1} = (83,4 - 19,0) / (8 - 1) = 9,3$.

Максимальна витрата, м³/год, **2-гої зміни** надходить об **18-19 год**.

$$Q_B^{max-2} = 56,2 \cdot 8 \cdot 1,8 = 12,6;$$

для решти годин $Q_B^{in-1} = (56,2 - 12,6) / (8 - 1) = 6,2$.

Розподіл надходження **побутових** стічних вод для «холодних цехів» протягом зміни наведено в дод. 2 (табл.4, гр.8). Розподіл погодинних витрат (табл.4, гр.9) залежить від змінних витрат води (табл.2, гр.7).

Душові стічні води змін (табл.2, гр.10) надходять у першу годину



наступної зміни. Для першої зміни це 16-17год: $Q_d^1 = 30 \text{ м}^3/\text{зм}$, (табл.2, гр.10), для другої – 0-1год $Q_d^2 = 18 \text{ м}^3/\text{зм}$, (табл.2, гр.10).

Знаходимо суму витрат від житлових кварталів, лікарні, лазні, заводу (гр.3, 5, 6, 7, 9, 10) і визначаємо сумарні витрати по місту (гр.11). Від сумарної добової витрати $Q = 9155,5 \text{ м}^3/\text{добу}$ обчислюємо розподіл за годинами у % (гр.12). За даними гр. 1 та 11 можна побудувати графік припливу стічних вод.

Таблиця 4

Сумарний графік надходження стічних вод від міста

Го- дини добы	Житлові квартали		Лікарня		Лазня	Підприємство				Всього по місту	
	%	м ³ /год	%	м ³ /год		Q _в	Q _п		Q _д	м ³ /год	%
					м ³ /год.	%	м ³ /год	м ³ /год			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0-1	2,45	217,8	0,2	0,06	-	-	-	-	188	235,8	2,6
1-2	2,45	217,8	0,2	0,06	-	-	-	-	-	217,8	2,4
2-3	2,45	217,8	0,2	0,06	-	-	-	-	-	217,8	2,4
3-4	2,45	217,8	0,2	0,06	-	-	-	-	-	217,8	2,4
4-5	2,45	217,8	0,2	0,06	-	-	-	-	-	217,8	2,4
5-6	3,65	324,5	0,3	0,09	-	-	-	-	-	324,5	3,5
6-7	5,45	484,5	1	0,30	-	-	-	-	-	484,5	5,3
7-8	5,3	471,1	10	3,00	-	-	-	-	-	471,1	5,1
8-9	6,7	595,6	7	2,10	3,6	9,3	12,5	1,6	-	610,1	6,7
9-10	6,7	595,6	3	0,90	3,6	9,4	4,65	0,6	-	609,2	6,7
10-11	6,7	595,6	5	1,50	3,6	19,0	4,7	0,6	-	618,8	6,8
11-12	4,3	382,2	6	1,80	3,6	9,3	12,5	1,6	-	396,7	4,3
12-13	3,45	306,7	12	3,60	3,6	9,4	37,5	4,7	-	324,4	3,5
13-14	5,05	448,9	9	2,70	3,6	9,3	4,7	0,6	-	462,4	5,1
14-15	5,55	493,4	5	1,50	3,6	9,4	4,7	0,6	-	507,0	5,5
15-16	5,55	493,4	3	0,90	3,6	9,3	18,75	2,3	-	508,6	5,6
16-17	5,1	453,4	2	0,60	3,6	6,2	12,5	0,9	30	494,4	5,4
17-18	5,1	453,4	10	3,00	3,6	6,2	4,65	0,3	-	463,5	5,1
18-19	3,8	337,8	9	2,70	3,6	12,6	4,7	0,3	-	354,4	3,8
19-20	3,85	342,2	6	1,73	3,6	6,2	12,5	0,9	-	352,9	3,8
20-21	3,85	342,2	5	1,50	3,6	6,2	37,5	2,8	-	354,8	3,8
21-22	2,75	244,5	3	0,90	3,6	6,3	4,7	0,3	-	254,7	2,8
22-23	2,45	217,8	2	0,60	3,6	6,2	4,7	0,4	-	228,0	2,5
23-24	2,45	217,8	0,7	0,21	3,6	6,2	18,75	1,4	-	228,8	2,5
Σ	100	8889,4	100	30,0	57,6	140,5	200	20,0	48,0	9155,5	100



2. Вибір та обґрунтування системи водовідведення. Розробка та опис схеми виробничо-побутової мережі міста

Система водовідведення – система технічних засобів, склад яких вибирають залежно від способу відведення різних категорій стічних вод, в першу чергу, поверхневих. Системи водовідведення поділяють на *загальносплавну, повну роздільну, неповну роздільну, напівроздільну і комбіновану*. При виборі системи водовідведення необхідно враховувати рельєф місцевості, розміри міста, добову витрату стічних вод, види і концентрації забруднень, метеорологічні умови району будівництва, витрату води в річці і ступінь її забруднення, необхідність перекачування води насосними станціями, розташування очисних споруд та інші чинники.

Розробку схеми виробничо-побутової мережі виконують на генплані міста в такій послідовності:

1. Визначають розміри майданчика очисних споруд. Залежно від середньої добової витрати стічних вод за [табл. 63.1, 3] визначають площу майданчика. Довжина майданчика приймається приблизно на 25% більшою за ширину.

2. На генплані міста вибирають місце для розташування майданчика очисних споруд: нижче за течією річки відносно міста, на певній відстані від території забудови. Розмір санітарно-захисної зони очисних споруд належить приймати за [табл.30,5] з урахуванням примітки 3 про вплив пануючого напрямку вітрів. За умови розташування житлової забудови з підвітряного боку відносно очисних споруд допускається збільшувати цю відстань у 2 рази, а між містом і майданчиком належить проектувати лісозахисну смугу. Відстань від майданчика до річки приймається з урахуванням санітарно-захисної зони водойми 300 м, для забезпечення захисту від затоплення території очисних споруд повинню низ майданчика розташовують вище максимального горизонту води в річці на 2...3 м. Довгу сторону майданчика проектують перпендикулярно горизонталям для забезпечення самопливного руху води майданчиком.

3. Вивчають рельєф міста, наносять межі басейнів водовідведення. *Басейн водовідведення* – частина території міста, обмежена лініями вододілів, річкою та межами забудови, з якої стічні води самопливно збираються в одній точці.

4. Виявляють головний напрям руху стічних вод, намічають трасу *головного колектору* і траси колекторів басейнів водовідведення



(басейнових колекторів), виявляють райони, для яких потрібне перекачування стічних вод, і вибирають місця для розташування басейнових і головної насосних станцій, а також для гасильних колодязів на напірних водогонках.

5. Виконують трасування вуличної мережі трубопроводів, в основу якого кладуть по можливості самопливний режим руху побутових і виробничих стічних вод. На трасування мережі впливають: вид системи водовідведення, рельєф місцевості, характер забудови міста, планування кварталів, місце розташування промислових підприємств із зосередженою витратою стічних вод тощо. При трасуванні слід прагнути використовувати мінімальну кількість насосних станцій, перевірити можливість самопливного надходження всіх або частини стічних вод на очисні споруди (в цьому випадку схема мережі – зонна).

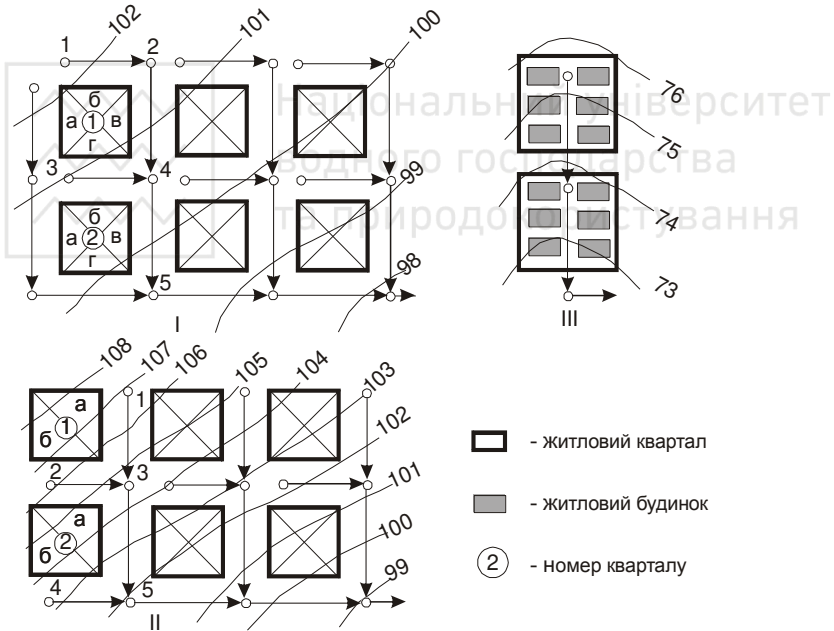


Рис. 1. Схеми трасування мережі водовідведення:

I - за пониженою гранню кварталу; II - за охоплюючою схемою;

III - черезквартальна.

Якщо в місті є промислові підприємства з великими витратами стічних вод, то варто розглянути варіант подачі промислових стічних вод на очисні споруди окремими трубопроводами.



Вуличну мережу водовідведення проектують за такими схемами: охоплюючою; за пониженою стороною кварталу; черезквартальною.

При використанні *охоплюючої* схеми (рис. 1, I) вуличні трубопроводи проектують біля всіх сторін кварталу. Ця схема можлива при невеликому похилі поверхні землі $i \leq 0,005$ або плоскому рельєфі місцевості для великих кварталів і при відсутності всередині них забудови (для малоповерхової зони забудови).

При трасуванні *за пониженою стороною* кварталу (рис. 1, II) вуличні трубопроводи укладають лише з понижених сторін кварталів. Цю схему використовують при великому похилі землі $i > 0,005$ для багатоповерхової зони забудови.

Черезквартальне трасування (рис. 1, III) використовують для багатоповерхової зони забудови для кварталів, що розташовані у тальвегах балок, при наявності проекту детального планування забудови кварталів.

Після закінчення проектування мережі водовідведення потрібно уточнити кількість і межі басейнів водовідведення з урахуванням схеми трасування мережі трубопроводів.

Приклад 5. Визначити розмір очисних споруд для міста з добовою витратою стічних вод (табл.4, підсумок гр.11) $9155,5 \text{ м}^3/\text{добу}$.

Розв'язок. Згідно [3, табл.63.1] для заданої добової витрати та споруд повної біологічної очистки з радіальними відстійниками та механічним обезводненням осаду площа очисних споруд має бути в межах від 4,5 до 6 га або 45 000...60 000 м^2 .

Прийнявши довжину майданчика $b = 1,25a$ (на 25% більшою за ширину a), визначимо ширину a : $1,25a^2 = 50000 \text{ м}^2$. Звідки $a = 200 \text{ м}$, а довжина дорівнює $b = 1,25 \cdot 200 = 250 \text{ м}$. Загальна площа очисних споруд становить 5,0 га.

3. Визначення розрахункових і контрольних витрат стічних вод на ділянках трубопроводів вуличної мережі

Застосуємо метод визначення розрахункових витрат стічних вод *за суміжними площами*. Введемо позначення.

Шляхова витрата $q_{\text{шл}}$ – середня витрата, л/с, яка надходить із суміжної площі кварталу. Наприклад, із площі "в" кв. № 2 (рис. 1, I) $q_{\text{шл}}$ надходить на ділянку 4-5, з площі "а" кв. № 2 (рис. 1, II) $q_{\text{шл}}$ надходить на ділянку 3-5. Попутна витрата надходить по всій довжині ділянки, але під час розрахунку її умовно спрямовують в початковий



Зосереджена витрата q_3 – розрахункова витрата стічних вод, яка надходить від комунальних і промислових підприємств, громадських закладів і її спрямовують в початковий вузол ділянки.

Місцева витрата q_M надходить на розрахункову ділянку безпосередньо від кварталів (місцева шляхова) або підприємств (місцева зосереджена).

Транзитна витрата $q_{тр}$ надходить на розрахункову ділянку від попередніх ділянок мережі. Це може бути і шляхова (середня), і зосереджена (розрахункова) витрата. Прикладом транзитної витрати може бути витрата від ділянок 1-3 та 2-3 для ділянки 3-5 (рис. 1, II), 2-4 та 3-4 для ділянки 4-5 (рис. 1, I).

Розрахункові витрати стічних вод на ділянках побутової мережі, л/с, визначають за формулою

$$q_r = q_{шл}^M + q_{шл}^{TP} \cdot K_{gen}^{max} + q_3^M + q_3^{TP}; \quad (14)$$

де K_{gen}^{max} – коефіцієнт загальної нерівномірності надходження побутових стічних вод від житлових кварталів, який визначається з [5, табл. 2] або з дод. 1, залежно від $q_{шл}^M + q_{шл}^{TP}$, л/с, - сумарної середньої витрати стічних вод житлових кварталів, які надходять на певну ділянку, включаючи транзитну; $q_3^M + q_3^{TP}$ – сума зосереджених витрат, які надходять у дану ділянку від громадських закладів, комунальних і промислових підприємств, безпосередньо і транзитом.

Зосереджена витрата стічних вод від промислового підприємства q_3^{III} , л/с, є сумарною витратою усіх категорій стічних вод у годину максимального їх водовідведення:

$$q_3^{III} = (Q_B^{год} + Q_{II}^{год} + Q_D^{год}) \cdot 3,6; \quad (15)$$

де $Q_B^{год}$ – витрата виробничих стічних вод, м³/год, у годину максимального сумарного водовідведення; $Q_{II}^{год}$ – витрата побутових стічних вод, м³/год, у годину максимального сумарного водовідведення; $Q_D^{год}$ – витрата душових вод, м³/год, у цю ж годину.

Розрахункові витрати стічних вод від громадських закладів і комунальних підприємств, л/с, обчислюють за формулою

$$q_3^{кп} = Q_{max}^{кп} \cdot 3,6; \quad (16)$$

де $Q_{max}^{кп}$ – максимальна годинна витрата стічних вод комунального підприємства чи громадського закладу, м³/год.

Відповідно до [5, п. 7.1.8], самопливні трубопроводи належить перевіряти на пропуск *контрольних витрат*, які враховують

додатковий приплив поверхневих і ґрунтових вод у періоди дощів і танення снігу через нещільності люків колодязів і за рахунок інфільтрації ґрунтових вод.

Додаткову витрату стічних вод, л/с, обчислюють за формулою

$$q_{ad} = 0,15 \cdot L \cdot \overline{m}_a; \quad (17)$$

де L – загальна довжина трубопроводів мережі від її початку до кінцевої точки розрахункової ділянки, км; m_a – величина максимальної добової кількості атмосферних опадів, мм, яку приймають з [5, дод. А.9].

Контрольну витрату стічних вод на ділянці трубопроводу, л/с, визначають за формулою

$$q_{contr} = q_r + q_{ad}, \quad (18)$$

Визначення розрахункових витрат стічних вод можна виконувати у табличній формі [4, табл. 5.2, с. 72-80].

Визначення розрахункової витрати стічних вод за методом розрахунку питомої витрати на одиницю довжини трубопроводу розглянуто у [7, с. 96-98].

Приклад 6. Визначити зосереджені витрати для лікарні, лазні та заводу лимонної кислоти. Вихідні дані використовувати з прикладів 1, 2, 4 та табл. 4.

Розв’язок. Для лікарні та лазні визначаємо зосереджену витрату за ф. 16. Для цього з табл. 4, гр.5 та 6 вибираємо максимальні годинні витрати стічних вод. Для лікарні $Q_{max}^{лік} = 3,6 \text{ м}^3/\text{год}$, для лазні $Q_{max}^{лаз} = 3,6 \text{ м}^3/\text{год}$. Зосереджені витрати води визначаємо за ф. 16 для години максимального сумарного водовідведення:

для лікарні $q_3^{лік} = 3,6 \text{ л/с}$, для лазні $q_3^{лаз} = 3,6 \text{ л/с}$.

Вибираємо витрати виробничих побутових та душових стічних вод в годину, для якої сума цих складових буде найбільшою (табл.4, гр.7, 9, 10): це година 16-17, для якої $Q_{в}^{год} = 6,2 \text{ м}^3/\text{год}$, $Q_{п}^{год} = 0,9 \text{ м}^3/\text{год}$, $Q_{д}^{год} = 30 \text{ м}^3/\text{год}$. Отже, для заводу лимонної кислоти:

$$q_3^{шт} = (6,2 + 0,9 + 30) \cdot 3,6 = 10,3 \text{ л/с}.$$

Приклад 7. Визначити розрахункову витрату стічних вод на ділянці водовідвідної мережі. Шляхові витрати: місцеві $q_{шл}^M = 13,0 \text{ л/с}$, транзитні $q_{шл}^{ТР} = 49,0 \text{ л/с}$; зосереджені витрати, які надходять у верхній колодязь ділянки, $q_3^M = 15,0 \text{ л/с}$.

Розв’язок. Розрахункову витрату визначаємо за ф. 15. Сумарна витрата шляхової місцевої та транзитної витрат становить

$$q_{шл}^M + q_{шл}^{ТР} = 13,0 + 49,0 = 62,0 \text{ л/с}.$$

Для цієї витрати визначимо коефіцієнт загальної нерівномірності надходження побутових стічних вод від житлових кварталів, за [5, табл. 2] або з дод. 1: $K_{gen}^{max} = 1,676$. Розрахункова витрата ділянки, л/с:



$$q_r = 62,0 \cdot 1,676 + 15,0 = 118,9.$$

Приклад 8. Визначити контрольну витрату стічних вод на ділянці водовідвідної мережі м. Рівне. Розрахункова витрата дорівнює $q_r = 118,9 \text{ л/с}$, загальна довжина усіх ділянок водовідвідної мережі від початку до кінцевої точки розрахункової ділянки $L = 7,8 \text{ км}$.

Розв'язок. Контрольну витрату визначаємо за ф.18, як суму розрахункової та додаткової витрат води. Додаткова витрата визначається за ф. 17. Для її обчислення необхідно знайти величину максимальної добової кількості атмосферних опадів, мм, яка приймається з [8, дод. 3] або дод. 4.

Для м. Рівне $m_d = 109 \text{ мм}$. Отже, *додаткова витрата, л/с*, дорівнює

$$q_{ad} = 0,15 \cdot 7,8 \cdot \frac{109}{109} = 12,2;$$

Контрольна витрата, л/с, $q_{contr} = 118,9 + 12,2 = 131,1$.

4. Визначення початкового заглиблення самопливної вуличної мережі

Мінімальне заглиблення трубопроводів визначають з таких двох умов:

- забезпечення приєднання до вуличних трубопроводів внутрішніх квартальних мереж. Мінімальне заглиблення лотка труби у точці приєднання, м, не може бути меншим, ніж обчислене за формулою:

$$H_{min} = h_{min} + i_{min} \cdot l - Z_{II} - Z_K + \Delta, \quad (19)$$

де i_{min} – мінімальний похил трубопроводу внутрішньої квартальної мережі (діаметр внутрішньої квартальної мережі 150 мм, тоді $i_{min} = 0,008$ [5, п. 8.5.1]); l – довжина квартальної мережі (рис. 2), м; Z_{II}, Z_K – позначки поверхні землі відповідно на початку і в кінці квартальної мережі (рис.2), м; Δ – різниця відміток лотків внутрішньо-квартальної та вуличної мереж у точці їх з'єднання, м; h_{min} – мінімальна глибина закладання трубопроводу на початку внутрішньої квартальної мережі, м, яку визначають за найбільшим значенням з отриманих за двома умовами:

- *виключення промерзання труб*: $h_{min} = h_{пр} - a$, (20)

де $h_{пр}$ – глибина промерзання ґрунту [4, рис. 4.4]; a – товщина шару мерзлого ґрунту, яка залежить від діаметра трубопроводу і дорівнює 0,3 м при діаметрах до 500 мм і 0,5 м при більших діаметрах.

- *виключення руйнування труб внутрішньоквартальних мереж діаметром d , м*: $h_{min} = 0,7 + d$. (21)

-*виключення руйнування труб під дією зовнішніх навантажень для труб діаметром d , м, для вуличних мереж*:



$$H_{min} = 1,5 + d, \text{ м},$$

(22)

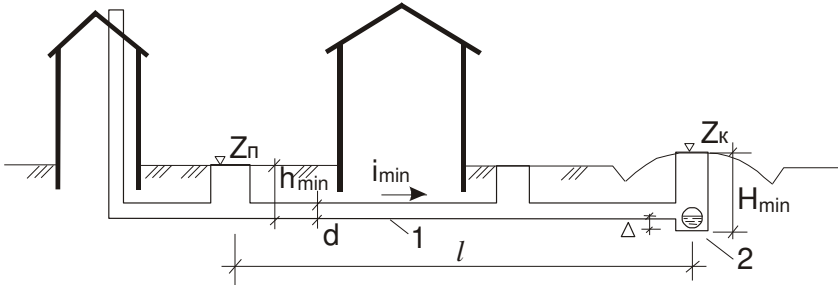


Рис. 2. Висотна схема для визначення H_{min} : 1 – трубопровід внутрішньої квартальної мережі; 2 – вуличний трубопровід
Розрахунковим є максимальне з отриманих значень H_{min} .

Приклад 9. Визначити мінімальне заглиблення H_{min} самопливної вуличної мережі в м. Київ (рис.3). Діаметр вуличного колектора $d = 200$ мм.

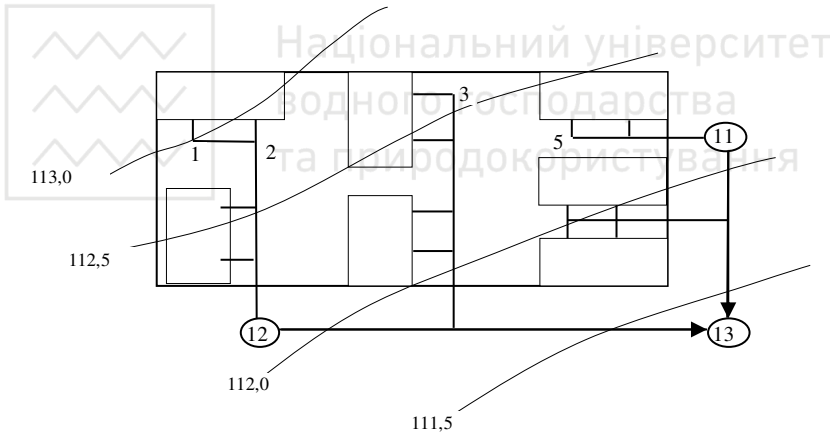


Рис. 3. Розрахункова схема забудови кварталу та дворової мережі.

Розв'язок. Знаходимо величини мінімального заглиблення дворової мережі:

- виключення промерзання труб (ф. 20), м: $h_{min} = 1,0 - 0,3 = 0,7$,
де глибина промерзання ґрунту для м. Київ $h_{пр} = 0,9$ м [4, рис. 4.4]), товщина шару мерзлого ґрунту дорівнює $a = 0,3$ м при діаметрі внутрішньої квартальної мережі $d = 150$ мм.

- виключення руйнування труб під дією зовнішніх навантажень (ф. 21), м:
 $h_{min} = 0,7 + 0,15 = 0,85$.

Визначимо H_{min} з умови забезпечення приєднання до вуличних трубопроводів внутрішніх квартальних мереж, прийнявши більше значення

$h_{min} = 0,85 \text{ м.}$

Національний університет

Найгіршим випадком вважаємо приєднання внутрішнього квартального трубопроводу від т.1 до т. 12 вуличної мережі (прокладений з меншими похилами порівняно з трубопроводом від т.3 при приблизно однаковій довжині). Його довжина $l = 220 \text{ м}$, відмітка землі на початку мережі (т.1) $Z_{п} = 113,000 \text{ м}$, в кінці (т.12) $Z_{к} = 112,150 \text{ м}$. Похил внутрішнього квартального трубопроводу діаметром 150 мм приймаємо $i_{min} = 0,008$.

$$H_{min} = 0,85 + 0,008 \cdot 220 - 113,000 - 112,150 + 0,12 = 1,88 \text{ м.}$$

Різниця Δ відміток лотка внутрішньої квартальної мережі та вуличного трубопроводу $d = 200 \text{ мм}$ у точці їх з'єднання дорівнює глибині шару води при розрахунковому наповненні $h \ d = 0,6$: $\Delta = 0,6 \cdot 0,2 = 0,12 \text{ м}$.

За умови виключення руйнування трубопроводів вуличних мереж під дією зовнішніх навантажень (1,5 м до шелиги): $H_{min} = 1,5 + 0,2 = 1,7 \text{ м}$.

З двох умов вибираємо більше мінімальне значення заглиблення вуличної мережі: $H_{min} = 1,88 \text{ м}$.

5. Гідравлічний розрахунок і висотне розміщення виробничо-побутової мережі

Метою гідравлічного розрахунку є вибір діаметра і похилу трубопроводу, які забезпечують пропуск розрахункової витрати стічних вод при швидкості, яка не менша за самоочисну для трубопроводу, та наповненні, яке не перевищує регламентованого нормами [табл.6, 5].

Вихідними даними для гідравлічного розрахунку є розрахункові та контрольні витрати стічних вод на ділянках мережі, а також визначені за генпланом довжини ділянок, відмітки і похили поверхні землі.

Виконують гідравлічний розрахунок за допомогою таблиць [11, 12]. При цьому потрібно враховувати, що для кожного діаметра труб встановлені [п.8.4.1, табл. 6, 5,] **обмеження швидкості** (мінімальні значення) та **наповнення** (максимальні значення), які наведені в дод.3. Найбільші швидкості руху води слід приймати [п.8.4.3, 5] 8 м/с для металевих, 4 м/с для неметалевих труб.

Мінімальний діаметр труб вуличної мережі 200 мм [п. 8.3.1, 5]. Для таких трубопроводів найменший похил приймають 0,007, а при обґрунтуванні – до 0,005 [п. 8.5.1, 5]. Обґрунтуванням застосування зменшеного похилу труб може бути, наприклад, забезпечення швидкості самоочищення.

На початкових ділянках мережі при малих витратах (менших за 5...8 л/с), коли у трубопроводах мінімального діаметра неможливо

забезпечити встановлену найменшу самоочисну швидкість, доводиться приймати діаметр $d = 200$ мм і похил $i = 0,007$, вважаючи таку ділянку *безрозрахунковою*. На такій ділянці наповнення та швидкість руху води не визначають.

Після вибору діаметра та похилу трубопроводу виконують його *перевірку* на можливість пропускання контрольної витрати при наповненні не більшому за $0,95$. Якщо ця умова не виконується, потрібно збільшити діаметр і (або) похил трубопроводу, щоб забезпечити умову перевірки, уточнивши при цьому наповнення та швидкість для розрахункової витрати.

Паралельно з вибором діаметра виконують *висотну ув'язку* труб у колодязях. В інженерній практиці найчастіше використовують два способи з'єднання трубопроводів: *“шелига з шелигою та “за рівнями води”*. Перший метод переважно використовують при з'єднанні труб різного діаметра”[п.8.6.3, 5], другий – при з'єднанні труб однакового діаметра. У деяких випадках, коли діаметр наступного трубопроводу менший за діаметр попереднього, доводиться прирівнювати *лотки* труб. Для безрозрахункових ділянок, коли невідомий рівень води в трубопроводі, прирівнюють *рівень лотка безрозрахункової ділянки до рівня води розрахункової*.

При виконанні висотної ув'язки потрібно контролювати можливість *підпору* води, коли горизонт води у відповідному трубопроводі вищий за рівень води у підвідному. В цьому випадку переходять до вирівнювання “за рівнями води”. Слід також уникати *“порогів”*, коли лоток наступної ділянки вищий за лоток попередньої і можливе відкладання осаду на цій перешкоді. В цьому випадку урівнюють лотки труб.

В процесі розрахунків для кожної ділянки визначають відмітки лотків, горизонту води, шелиг труб для початкового та кінцевого вузлів, а також глибину відповідних колодязів. Послідовність розрахунків різна для початкових та середніх ділянок.

Так, *для початкової ділянки* мережі відома глибина колодязя, яку визначають за ф. 20, 23, тому спочатку визначають відмітку лотка, а далі – горизонт води та відмітка шелиги.

Для *середніх ділянок*, залежно від способу ув'язки, спочатку визначають відмітку рівня води або шелиги, далі відмітку лотка і глибину колодязя.

Одноименні відмітки у початковому та кінцевому вузлах ділянки відрізняються на величину *перевищення* $\Delta H_{тр} = i_{тр} \cdot l$; (23)



де $i_{\text{тр}}$ – похил трубопроводу, l – довжина ділянки, м.

Глибину колодязя визначають як різницю між відмітками поверхні землі та лотка труби. Відмітки горизонту води та лотка труби відрізняються на величину глибини шару води, яку визначають через наповнення h d трубопроводу діаметра d : $h = d \cdot h$ d . (24)

За результатами гідравлічного розрахунку будують поздовжній профіль колектору мережі відповідно до ДБН А.2.2-3-2012, приклад якого наведений в [15].

Приклад 10. Визначити гідравлічним розрахунком діаметр трубопроводу, похил, наповнення та швидкість руху води на ділянці водовідвідної мережі. Похил поверхні землі $i_{\text{зем}} = 0,0065$; заглиблення початку ділянки $H_{\text{п}} = 2,35$ м; довжина ділянки $l = 1,95$ м; розрахункова витрата стічних вод $q_r = 22,2$ л/с; контрольна витрата $q_{\text{contr}} = 35,2$ л/с. Мінімумально можливе заглиблення трубопроводу $H_{\text{мін}} = 1,75$ м.

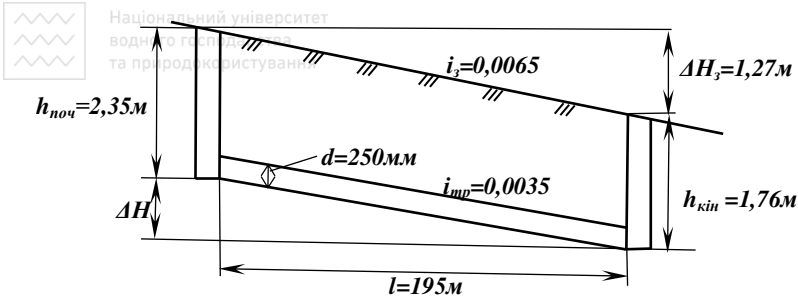
Розв'язок. Гідравлічний розрахунок виконуємо за допомогою таблиць [11]. Для розрахункової витрати води $q_r = 22,2$ л/с вибираємо діаметр трубопроводу $d = 250$ мм з похилом трубопроводу $i_{\text{тр}} = 0,0035$, який менший за похил землі, що допустимо при заглибленні, яке перевищує мінімумально можливе ($H_{\text{п}} = 2,35 > H_{\text{мін}} = 1,75$). Наповнення трубопроводу при розрахунковій витраті h $d = 0,6$, при контрольній витраті $q_{\text{contr}} = 35,2$ л/с h $d_{\text{contr}} = 0,8 < 0,95$, швидкість руху води $v = 0,72$ м/с.

Перевіряємо для вибраного діаметру $d = 250$ мм трубопроводу обмеження швидкості та наповнення, які наведені в [5, табл.6] або дод. 3. Швидкість має бути не меншою за самоочисну $0,7$ м/с, а наповнення не більшим за $0,6$, наповнення при контрольній витраті води не має перевищувати $0,95$. Всі перевірки виконуються, тому переходимо до обчислення висотних позначок:

- глибина води в трубі за ф.24: $h = 0,25 \cdot 0,6 = 0,15$ м;
- перевищення за ф.23: $\Delta H_{\text{тр}} = 0,0035 \cdot 195 = 0,68$ м;
- перепад рівнів землі: $\Delta H_{\text{зем}} = 0,0065 \cdot 195 = 1,27$ м;
- різниця глибини колодязів початку та кінця трубопроводу (знак «мінус» свідчить про те, що колодязь кінця ділянки має глибину меншу, ніж колодязь початку ділянки): $\Delta H = \Delta H_{\text{тр}} - \Delta H_{\text{зем}} = 0,68 - 1,27 = -0,59$ м;
- глибина колодязя в кінці ділянки $H_{\text{к}} = H_{\text{п}} + \Delta H = 2,35 - 0,59 = 1,76$ м.

Глибина закладання трубопроводу більша за мінімумальну $H_{\text{мін}} = 1,75$ м, вибір діаметру та похилу трубопроводу виконаний правильно.

Всі отримані дані відображаємо на схемі (рис.4).



$$0,0065(i_s) - 0,0035(i_{мп})$$

$$22,2 (q_r) - 35,2 (q_{contr}) - 250 (d)$$

$$0,60 (h/d) - 0,80 ((h/d)_{contr}) - 0,15 (h)$$

$$0,68 (\Delta H_{мп}) - 0,72 (V)$$

Рис.4. Схема до гідравлічного розрахунку труб

Приклад 11. Визначити відмітки лотка, шелиги, рівня води та глибину закладання у відповідному трубопроводі з'єднувального колодезя, якщо відмітка поверхні землі колодезя $Z_{кол} = 91,7м$. Інші вихідні дані наведені в таблиці.

Назва	Підвідний трубопровід	Бокове приєднання	Відвідний трубопровід
Діаметр d, мм	200	250	300
Глибина води, h, м	0,08	0,15	0,20
Відмітки, Л лотка, м	88,710	89,581	

Розв'язок. Для розв'язку задачі зручно навести схему трубопроводів (рис.5а).

Визначимо відмітки шелиг Ш підвідного та бокового трубопроводів за формулою $Ш = Л + d$; та відмітки рівнів води за формулою $В = Л + h$.

Для підвідного трубопроводу (рис.5а):

$$Ш_{п} = 88,710 + 0,200 = 88,910 м; \quad В_{п} = 88,710 + 0,08 = 88,790 м.$$

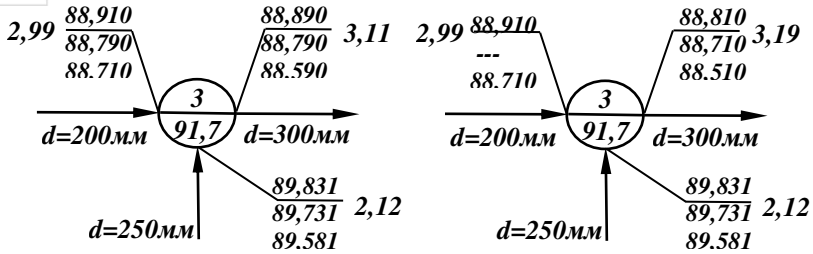
Для бокового трубопроводу (рис.5а):

$$Ш_{б} = 89,581 + 0,250 = 89,831 м; \quad В_{б} = 89,581 + 0,15 = 89,731 м.$$

Щоб визначити відмітки лотка, шелиги та рівня води у відповідному трубопроводі з'єднувального колодезя, необхідно визначити, з яким із трубопроводів ми будемо ув'язувати відвідний трубопровід. Ув'язувати необхідно з трубопроводом, відмітки шелиги (води) у якому найнижчі серед тих, які входять у колодезь. В нашому випадку це підвідний трубопровід (рис. 5а), позначка шелиги якого 88,910 нижча, ніж у бокового трубопроводу 89,831. Отже, відвідний трубопровід ув'язуємо з підвідним.



Національний університет
водного госп. а ства
та природокористування



- номер вузла;
- відмітка поверхні землі, м;

$\frac{88,890}{88,790}$ 3,11
 $\frac{88,890}{88,590}$

- відмітка шелиги труби, м;
- глибина колодязя, м;
- відмітка рівня води, м;
- відмітка лотка труби, м.

Рис. 5. Схема висотної ув'язки труб

Діаметри трубопроводів підвідного та відвідного трубопроводів різні, тому використаємо метод з'єднання трубопроводів: "шелига з шелигою" (рис.5а):

- для **відвідного трубопроводу** відмітку шелиги приймаємо рівною відмітці шелиги підвідного трубопроводу: $\text{Ш}_в = 88,910 \text{ м}$.
- відмітка лотка $L_в = 88,910 - 0,300 = 88,610 \text{ м}$.
- відмітка рівня води $V_в = 88,610 + 0,200 = 88,810 \text{ м}$.

Після визначення відміток трубопроводів, необхідно зробити перевірку відсутності підпору води (коли $V_в$ у відвідному трубопроводі вищий за $V_п$ у кожному з підвідних). Порівняння відміток рівнів води відвідного та підвідного трубопроводів: $88,810 > 88,790$ свідчить про наявність підпору, тому слід з'єднати ці трубопроводи "за рівнями води":

- для відвідного трубопроводу відмітка рівня води $L_в = 88,790 \text{ м}$,
- відмітка лотка: $L_в = 88,790 - 0,200 = 88,590 \text{ м}$,
- відмітка шелиги: $\text{Ш}_в = 88,590 + 0,300 = 88,890 \text{ м}$.

Робимо перевірку на відсутність «порогів» (коли $L_в$ наступної ділянки вищий за $L_п$ попередньої): $88,590 < 88,790$ - пороги відсутні.

Глибину закладання трубопроводів визначаємо за різницею відміток землі і лотка труби (рис.5а):

- для підвідного трубопроводу: $H_п = 91,700 - 88,710 = 2,990 \text{ м}$,
- для бокового трубопроводу: $H_б = 91,700 - 89,581 = 2,119 \text{ м}$,
- для відвідного трубопроводу: $H_в = 91,700 - 88,590 = 3,11 \text{ м}$.

Приклад 12. Визначити відмітки лотка, шелиги, рівня води та глибину закладання у відвідному трубопроводі з'єднувального колодязя, якщо відмітка поверхні землі колодязя $Z_{\text{кол}} = 91,700 \text{ м}$. Вихідні дані - з прикладу 10, однак підвідний трубопровід вважати безрозрахунковим.



Розв'язок. З прикладу 10 відомі рівні лотка, шелиги, глибину закладання підвідного трубопроводу, з яким з'єднують відвідний (рис.5б). На безрозрахунковій ділянці наповнення і рівень води не визначають, тому при урівнюванні прирівнюють **рівень лотка безрозрахункової ділянки до рівня води відвідної ділянки.**

Для **відвідного трубопроводу** (рис.5б):

- *рівень води* $V_B = 88,710 \text{ м}$,
- *відмітка лотка* $L_B = 88,710 - 0,200 = 88,510 \text{ м}$, (глибина води 0,2 м)
- *відмітка шелиги* $Ш_B = 88,510 + 0,300 = 88,810 \text{ м}$,
- *глибина* $H_B = 91,700 - 88,510 = 3,19 \text{ м}$.

6. Розрахунок виробничо-побутової мережі на ЕОМ.

В Національному університеті водного господарства і природокористування розроблена програма (автор - доцент, канд. техн. наук Вижевська Т. В) розрахунку виробничо-побутової мережі міста під авторською назвою "Розрахунок мережі".

Програма виконує розрахунки витрат стічних вод від населення, розподіл стічних вод по ділянках водовідвідної мережі, гідравлічний розрахунок, висотну ув'язку та оптимізацію мережі.

Вихідними даними для визначення середніх витрат стічних вод є площі кварталів, густина населення і норма водовідведення стічної води від населення. Перед початком гідравлічного розрахунку необхідно прийняти вид труб, які будуть застосовані, задати мінімальну та максимальну глибину їх прокладання, ввести відмітки землі в розрахункових точках (рис.6).

При визначенні розрахункових і контрольних витрат на ділянках мережі додатково вводяться:

- схема мережі, в вигляді номерів початку і кінця ділянок, їх довжин;
- витрати від кварталів з вказанням ділянок, які приймають від них стічні води;
- витрати стічних вод від громадських закладів, комунально-побутових та промислових підприємств і вузлові точки на мережі, в які надходять ці витрати;
- максимальна добова кількість опадів в районі будівництва.

За допомогою програми «Розрахунок мережі» визначають середні витрати стічної води; розрахункові та контрольні витрати стічної води на ділянках мережі та виконують поточкорозподіл, гідравлічний розрахунок водовідвідних мереж; висотну ув'язку мережі і побудову профілю (рис.7).

Национальний університет
водного господарства

файл Правка Вид Вставка Формат Сервіс Дані Окно Справка

Початкові дані Дані про ділянки Дані про гідрантизм Дані про житлові квартали Розрахунок Результати розрахунку Вернути обычную редакцию

Дані для гравлічного розрахунку Дані про ділянки Гідравлічний розрахунок Результати гідравлічного розрахунку

Вихідні дані для гідравлічного розрахунку **Додаткові дані для гідравлічного розрахунку**

Кількість басейнів каналізування: шт

Мінімальне заглиблення мережі: м

Кількість розрахункових ділянок в кожному басейні:

Очистка данных Басейн 1: шт

Басейн 2: шт

Басейн 3: шт

Басейн 4: шт

Басейн 5: шт

Натисніть при закінченні вводу даних

Грунтові умови:

Матеріал труб:

1. керамічні (ГОСТ 285-82)
2. азбестцементні (ГОСТ 537-73)
3. залізобетонні роштруби (ГОСТ 6482-84)
4. залізобетонні муфтові (ГОСТ 6482-84)
5. бетонні роштруби (ГОСТ 6482-84)
6. чавунні (ГОСТ 9583-75)
7. поліетиленові
8. сталеві

[Дані про ділянки для гідравлічного розрахунку](#)

Скопіювати дані з поточкорозподлу

Позначка землі біля насосної станції: м

Очистка данных

Номер ділянки	Початок ділянки	Кінець ділянки	Довжина ділянки, м	Розрахункова витрата, л/с	Додаткова витрата, л/с	Відмітка землі початку ділянки, м	
1	2	3	4	5	6	7	
Басейн 1	1	1	2	400	12,50	0,80	89,00
	2	2	3	400	21,00	1,60	86,20
	3	3	4	400	30,00	2,40	89,10
	4	4	5	400	138,00	3,20	88,10
Витік з басейна 1	5	5	0	800	185,00	4,80	83,80

Рис.6. Приклад вводу вихідних даних для гідравлічного розрахунку програмою «Розрахунок мережі»

Визначення витрат стічних вод від житлової забудови запрограмоване за методом питомих витрат на одиницю довжини мережі, яка приймає шляхову витрату від кварталу.

Гідравлічний розрахунок виконується за формулою Н.Н.Павловського за умови мінімізації глибини прокладання трубопроводів при забезпеченні самоочищуючої швидкості.

Під час виконання гідравлічного розрахунку програмою передбачений розрахунок трьох можливих варіантів діаметрів труб з наступним вибором оптимального варіанту, при якому капітальні витрати на будівництво мережі будуть мінімальними. Необхідно мати на увазі, що цією програмою вартість будівництва насосних станцій та витрати на їх експлуатацію визначаються схематично, тому остаточне рішення має прийняти проектувальник на підставі додаткових техніко-економічних розрахунків.



Результати потокорозподілу студента V-го курсу ІВГ каналізаційної мережі групи ВІВ-1 Українець П.І.											
Номер ділянки мережі	Витрата побутових вод, л/с		Коефіцієнт нерівномірності	Розрахункова витрата побутових вод, л/с	Витрата підприємства		Розрахункова витрата ділянки, л/с	Довжина трубопроводу, м		Додаткова витрата, л/с	
	попутна	транзитна			власна, л/с	транзитна, л/с		власна, м	розрахункова, м		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1--2	5,00	0,00	5,00	2,50	12,50	0	0	12,50	400	400	0,8005
2--3	5,00	5,00	10,00	2,10	21,00	0	0	21,00	400	800	1,601
3--4	5,00	10,00	15,00	2,00	30,00	0	0	30,00	400	1200	2,4015
4--5	5,00	15,00	20,00	1,90	38,00	100	0	138,00	400	1600	3,202
5--0	30,00	20,00	50,00	1,70	85,00	0	100	185,00	800	2400	4,803

Результати гідрравлічного розрахунку											
Відомість гідрравлічного розрахунку			Очистка результатів розрахунку						Записати дані в новий файл		
№ п/п	Ділянка	Розрахункова витрата, л/с	Діаметр, мм	Швидкість, л/с	Наповнення	Похил	Похил землі	Довжина труби, м	Падіння труби, м	Додаткова витрата, л/с	Витрата при h/d=0.95
1	1 -- 2	12,50	200	0,82	0,50	0,007	0,007	400	2,80	0,80	27,69
2	2 -- 3	21,00	250	0,75	0,55	0,004	-0,007	400	1,60	1,60	37,95
3	3 -- 4	30,00	300	0,80	0,52	0,004	0,002	400	1,49	2,40	59,62
4	4 -- 5	138,00	400	1,65	0,63	0,010	0,011	400	3,81	3,20	205,01
5	5 -- 0	185,00	500	1,24	0,71	0,004	0,004	800	3,00	4,80	233,31

Відомість висотної ув'язки колекторів											
Номер вузла		Відмітки на розрахункових ділянках									
початку	кінець	поверхні землі, м		шелли труби, м		рівня води, м		лотка труби, м		глибина закладання труби, м	
		початку	кінець	початку	кінець	початку	кінець	початку	кінець	початку	кінець
1	2	89,00	86,20	87,50	84,70	87,80	84,80	87,30	84,50	1,70	1,70
2	3	86,20	89,10	84,70	83,10	84,59	82,89	84,45	82,85	1,75	6,25
3	4	89,10	88,10	87,60	86,11	87,46	85,96	87,30	85,81	1,80	2,29
4	5	88,10	83,80	86,11	82,30	85,96	82,15	85,71	81,90	2,39	1,90
5	0	83,80	80,80	82,30	79,30	82,15	79,15	81,80	78,80	2,00	2,00

Рис.7. Результати потокорозподілу, гідрравлічного розрахунку, висотної ув'язки за допомогою програми «Розрахунок мережі»

7. Визначення розрахункових витрат на ділянках мережі та гідрравлічний розрахунок дощової мережі.

Гідрравлічний розрахунок виконують за *методом граничних інтенсивностей*. За цим методом витрата дощових вод, яка надходить до мережі під час дощу граничної інтенсивності, залежить від тривалості дощу. Під тривалістю дощу розуміють час, за який перші порції дощу, які випали у верхній початковій точці басейну, досягнуть розрахункової ділянки.

За планом дощової мережі визначають довжини ділянок вуличної мережі, відмітки поверхні землі в точках початку та кінця кожної ділянки, похил землі на ділянці мережі, розрахункові площі водозбору кварталів, які, на відміну від виробничо-побутової мережі,



вимірюються не в межах забудови, а між осями вулиць або між границями каналізування.

Вихідними даними для розрахунку дощової мережі за методом граничних інтенсивностей, окрім плану міста з нанесеними на ньому мережами, є метеорологічні характеристики кліматичного регіону будівництва, які визначають за нормативними даними [5, дод.А]:

- q_{20} – інтенсивність дощу тривалістю 20 хвилин, який трапляється 1 раз на рік (період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності $P = 1$ рік), характерна для регіону будівництва [5, табл.А.1] (дод. 4), л/с-га;

- P – період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу, в роках, який приймається відповідно до рекомендацій п. А.3 [5] з урахуванням умов прокладання дощових колекторів (табл. А.2 [5]), інтенсивності q_{20} дощів у місцевості будівництва, а також можливих наслідків затоплення дощовими водами під час дощів, інтенсивність яких перевищує розрахункову;

- m_r – середня за рік кількість дощових днів у регіоні будівництва (табл.А.1 [5], дод. 4);

- n, γ – показники ступеня, характерні для регіону будівництва (табл.А.1 [5], дод. 4).

Для різних типів поверхонь стоку за табл. А.6, А.7 [5] визначають коефіцієнти z_i відповідні різним видам покриття поверхонь водозбору.

Розрахункову витрату, л/с, дощових вод визначають за формулою

$$q_r = \frac{A^{1,2} \cdot z_{mid}}{t_r^{1,2n-0,1}} \cdot F_r \cdot \beta; \quad (24)$$

де A – параметр, який визначає характеристику інтенсивності дощу при проектному значенні періоду P одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу [5, п.А.2]:

$$A = q_{20} \cdot 20^n \cdot (1 + \lg P \lg m_r)^\gamma; \quad (25)$$

- z_{mid} – середній коефіцієнт, який характеризує поверхню стоку і визначається як середньозважене за часткою f_i площ з певним характером поверхні, якому відповідає коефіцієнт z_i :

$$z_{mid} = (z_i f_i) f_i; \quad (26)$$

- F_r – площа водозбору ділянки мережі, га; β – коефіцієнт, який враховує заповнення вільної місткості мережі в момент виникнення напірного режиму (табл. А.8 [5]);



- t_r – розрахункова тривалість дощу, яку визначають [5, п.А.5] як сумарний час добігання дощової краплі від місця її випадання на землю до розрахункової ділянки по поверхні землі, внутрішньої квартальних трубах або каналах та вуличною мережею, хв.:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_{tr} , \quad (27)$$

де t_{con} – час поверхневої концентрації дощової води, який приймають у відповідності з рекомендаціями п. А.6 [5]: 3...5 хв. – за наявності внутрішньої квартальної дощової мережі, 5...10 хв. – за відсутності такої мережі; t_{can} – час добігання дощових вод внутрішніми квартальними каналами [5, п.А.6]:

$$t_{can} = 1,25 l_{can} v_{can} ; \quad (28)$$

де l_{can}, v_{can} – відповідно, довжина каналів, м, і швидкість руху в них дощової води, м/с, які визначають гідравлічним розрахунком; t_{tr} – розрахунковий час добігання дощових вод вуличними трубопроводами до розрахункового перерізу, який для ділянки мережі довжиною l_{tr} , м, при швидкості руху v_{tr} м/с, визначають за формулою

$$t_{tr} = (l_{tr} v_{tr}) ; \quad (29)$$

Очевидно, що розрахунках, що повторюються, у формулу (24) зручно ввести поняття модуля стоку M , л/с з 1 га:

$$M = \frac{A^{1,2} \cdot z_{mid}}{t_r^{1,2n-0,1}} \quad (30)$$

Тоді ф. (24) матиме вигляд $q_r = M \cdot F_r \cdot \beta$ (31)

Розрахунок дощової мережі **ітераційний**, тому що для визначення розрахункової витрати дощових вод ділянки мережі необхідно мати дані її гідравлічного розрахунку, зокрема, швидкість руху води по ділянці. Тому при першому наближенні приймають значення швидкості в трубопроводі розрахункової ділянки v_{tr}^1 в межах 1,0...2,0 м/с, причому більше значення – при більших похилах поверхні землі. Коли закінчують розрахунок ділянки, фактичну швидкість руху v_{tr}^ϕ води порівнюють з прийнятою v_{tr}^1 . Розрахунок вважається закінченим, якщо похибка не перевищує 1...3%. Інакше розрахунок поновлюють, починаючи з визначення тривалості дощу при новому значення швидкості.

Перед початком гідравлічного розрахунку визначають модуль стоку M та розрахункові площі $\cdot F_r$ водозбору ділянок. Розрахунок дощової мережі можна здійснювати у формі табл. 5.

Послідовність гідравлічного розрахунку ділянки дощової



1. Визначення **часу добігання** $t_{до}$ дощової краплі до початкового вузла розрахункової ділянки, який дорівнює

- для початкових ділянок мережі - $t_{до} = t_{con} + t_{can}$;
- для середніх ділянок - $t_{до}$ - найбільша з тривалостей дощу t_r ,

визначених для попередніх ділянок.

2. Визначення часу **протікання води по розрахунковій ділянці** $t_{но} = t_{tr}$ за ф. 29 при швидкості v_{tr}^1 .

3. Визначення розрахункової тривалості дощу t_r за ф. 27.

4. Обчислення **розрахункової витрати** q_r дощової води, л/с (ф. 31).

5. **Гідравлічний розрахунок**: визначення похилу труби, діаметра та наповнення, фактичної швидкості v_{tr}^{ϕ} , користуючись [11, 12].

6. Порівняння заданої та фактичної швидкостей v_{tr}^1 та v_{tr}^{ϕ} .

7. Якщо похибка перевищує 1...3%, починаємо (п.2) визначення тривалості дощу t_r при новому значення швидкості v_{tr}^1 .

8. Якщо похибка не перевищує 3...5%, переходимо до висотної ув'язки ділянки.

Особливістю гідравлічного розрахунку дощової мережі є те, що допускають збільшення наповнення трубопроводу аж до повного (0,95) з огляду на періодичність роботи дощової мережі. Мінімальне наповнення приймається з економічних міркувань.

Фактична швидкість повинна забезпечувати режим самоочищення і бути не меншою за встановлену (табл. 6 [5]) для різних діаметрів труб. Максимальну швидкість приймають 10 м/с для металевих, 7 м/с для неметалевих труб [5, п.8.4.3]. Мінімальний діаметр вуличних трубопроводів дощової каналізації [5, п.8.3.1] встановлений 250 мм.

Потрібно слідкувати також за величиною розрахункової витрати: на наступній ділянці вона повинна бути не менша, ніж на попередній, в іншому ж випадку потрібно розраховувати ділянку на витрату попередньої.

Висотну ув'язку труб дощової мережі потрібно проводити паралельно з гідравлічним розрахунком. Форма запису може бути табличною (табл. 5) або на схемі, аналогічний рис. 4 для виробничо-побутової мережі. Висотну ув'язку трубопроводів дощової мережі здійснюють за схемою **“шелига з шелигою”**. У випадках, коли горизонт води у відповідному колекторі виявиться вищим, ніж у



підвідному, наприклад, у випадку з'єднання труб однакового діаметра, ув'язку виконують **за рівнями води**. Слід переконавшись також у відсутності порогів, тобто перевищення лотка відвідного трубопроводу над лотком підвідного, коли можлива ув'язка “лоток з лотком”.

Початкове заглиблення дощової мережі розраховують аналогічно до заглиблення виробничо-побутової мережі (див. розділ 4), тільки у цьому випадку довжину дворової мережі визначають від найбільш віддаленого дощоприймального кварталу до вуличного колектору. Мінімальне заглиблення повинне забезпечити незамерзання води в трубах, збереження їх міцності під дією зовнішніх динамічних навантажень, а також можливість приймання дощових вод від найбільш заглибленого дворового випуску.

Приклад 13. Визначити середній коефіцієнт стоку z_{mid} , якщо населений пункт, який знаходиться у Львівській області, має такі покриття: асфальт, бруківка, гравійні стяжки, ґрунтові поверхні, газони. Площа покриття f_i в долях від загальної площі кварталів наведені в табл. 6. Умови прокладання мережі – сприятливі і середні.

Розв'язок. Середній коефіцієнт стоку визначають за ф. 26 як середньозважене за часткою f_i площ з певним характером поверхні. Кожний із цих видів поверхонь відповідає коефіцієнту z_i , який вибираємо з [5, табл.А.6, А.7] і записуємо в табл. 6.

Таблиця 6

Розрахунок середнього коефіцієнта стоку z_{mid}

Вид покриття	Площа покриття, f_i	Коефіцієнт стоку, z_i	$z_i \cdot f_i$
Асфальт	0,37	0,266	0,098
Бруківка	0,20	0,145	0,029
Гравійні стяжки	0,23	0,090	0,021
Ґрунтові поверхні	0,05	0,064	0,003
Газони	0,15	0,038	0,006
Разом	1,00	$(z_i \cdot f_i) = 0,157$	

Для асфальтового покриття z_i залежить від параметру A , який визначає характеристику інтенсивності дощу при проектному значенні періоду $P = 1$. Вихідні дані до розрахунку параметру A :

1. За [5, табл.А.1] знаходимо $q_{20} = 109 \text{ л/с}\cdot\text{га}$;
2. За [5, п.А.3], $P = 0,75$;
3. За [5, табл.А.1] $m_r = 125$;
4. За [5, табл.А.1] $n = 0,73$; $\gamma = 1,54$.

Маючи вихідні дані обчислюємо параметр A за ф. 25:

$$A = 109 \cdot 20^{0,73} \cdot (1 + \lg 0,75 \lg 125)^{1,54} = 884.$$



Національний університет

За величиною параметру $A = 884$ вибираємо значення z_i для асфальтового покриття [5, табл.А.7] і записуємо в таблицю 6.

Тоді за ф. 26 $z_{mid} = (z_i \cdot f_i) = 0,157$.

Приклад 14. Виконати гідравлічний розрахунок ділянки дощової мережі (рис.8) у Київській області. Прийняти безнапірні бетонні розтрубні труби (ДСТУ Б В.2.5-50:2010), мінімальне заглиблення 1,5 м до шелиги.

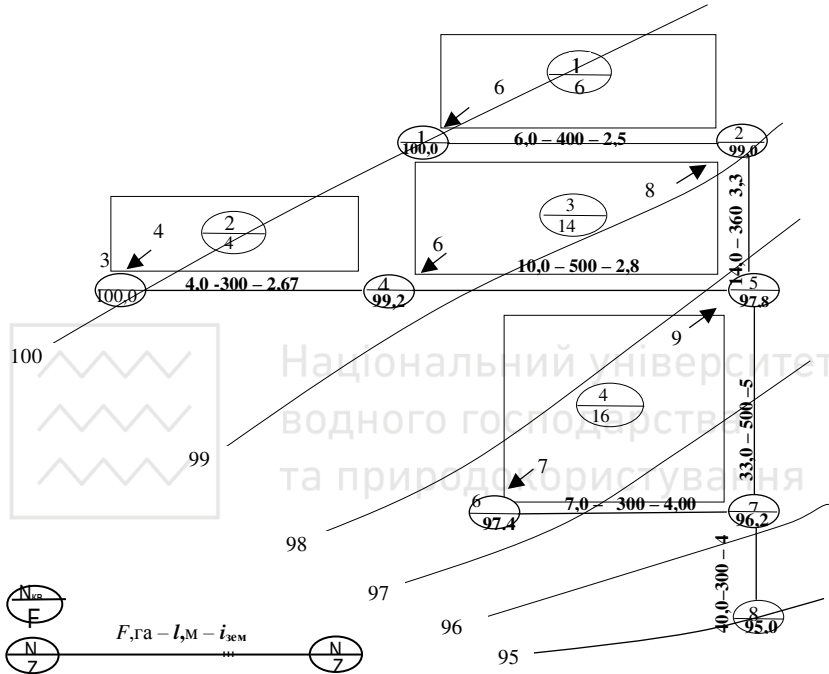


Рис.8. Розрахункова схема ділянки дощової мережі

Розв'язок. Вихідні дані, результати гідравлічного розрахунку та висотної установки ділянки дощової мережі наведені у табл.5. Період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу прийнятий $P = 1$ рік

8. Розрахунок і конструювання напірних трубопроводів

Напірні трубопроводи від насосних станцій прокладають з двох ниток, кожна з яких розраховують на пропускання половини максимальної секундної витрати $q_{нс}$ стічних вод, які надходять до насосної станції. Розрахунок діаметра d (мм) напірного трубопроводу виконують з урахуванням економічно вигідних швидкостей

Відомість гідравлічного розрахунку та висотної ув'язки трубопроводів дощової мережі

Таблиця 5

Вихідні дані: $q_{20} = 104$ л/с·га; $n = 0,69$; $m_r = 143$; $P = 1$ рік; $\beta = 0,55$ $\gamma = 1,82$; $z_{mid} = 0,17$; $A = 821,6$

№№ ділянок	Довжина l , м	Площа водозбору, F , га	Швидкість на ділянці (задана) v_p , м/с	Час добігання, хв.			Модуль стоку M , л/с га	Витрата q_{cat} л/с	Похил землі/труби i	Діаметр d , мм	Наповнення h/d	Швидкість дійсна v_p^{ϕ} м/с
				до діл. $t_{до}$	по діл. $t_{по}$	розрах. t_r						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1-2	400	6,0	1,15	4,00	5,80	9,80	55,36	332,2	2,5 /2,9	600	0,95	1,20
2-5	360	14,0	1,60	9,80	3,80	13,60	43,74	612,4	3,3 /3,3	800	0,71	1,61
3-4	300	4,0	1,50	4,00	3,30	7,30	68,99	275,6	2,7 /2,7	600	0,76	1,22
			1,20		4,20	8,20	63,29	253,2	/2,7	600	0,71	1,20
4-5	500	10,0	1,6	8,20	5,20	13,40	44,22	442,2	2,8 /2,8	800	0,60	1,40
			1,40		5,90	14,10	42,61	426,1	/2,8	800	0,59	1,39
5-7	500	33,0	1,60	14,10	5,20	19,30	33,88	1118,0	3,2 /3,2	1000	0,72	1,85
			1,85		4,50	18,60	34,81	1148,7	/3,2	1000	0,74	1,85
6-7	300	7,0	1,50	8,0	3,30	11,30	50,08	350,6	4,0 /4,0	600	0,79	1,47
7-8	300	40,0	2,00	18,60	2,50	21,10	31,75	1269,8	4,0 /4,0	1000	0,74	2,04

Продовження табл. 5

№№ ділянок	Перевищення ΔH , м	Відмітка землі		Шелига труби		Горизонт води		Лоток труби		Глибина колодезя	
		початок ділянки	кінець ділянки	початок ділянки	кінець ділянки	початок ділянки	кінець ділянки	початок ділянки	кінець ділянки	початок ділянки	кінець ділянки
1	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1-2	1,16	100,000	99,000	98,500	97,340	98,480	97,310	97,900	96,470	2,10	2,26
2-5	1,20	99,000	97,800	97,340	96,140	97,108	95,908	96,540	95,340	2,46	2,46
3-4	0,80	100,000	99,200	98,500	97,700	98,326	97,526	97,900	97,100	2,10	2,10
4-5	1,40	99,200	97,800	97,700	96,300	97,372	95,972	96,900	95,500	2,30	2,30
5-7	1,60	97,800	96,200	96,140	94,540	95,880	94,280	95,140	93,540	2,66	2,66
6-7	1,20	97,400	96,200	95,900	94,700	95,774	94,574	95,300	94,100	2,10	2,10
7-8	1,20	96,200	95,000	94,540	93,340	94,280	93,080	93,540	92,340	2,66	2,66



$$v_e = 1,5 \text{ м/с} \text{ до } 2,5 \text{ м/с}; \quad d = \sqrt[4]{q_1 (\pi v_e)}; \quad (32)$$

де q_1 – розрахункова витрата одного трубопроводу, м³/с.

Для визначення діаметра, швидкості і втрат напору напірних водогонів використовують таблиці для розрахунку напірних трубопроводів [11]. Матеріал труб приймають згідно [5. п.8.7.1].

Напірний водогін прокладають з мінімальним заглибленням паралельно поверхні землі. Закінчується напірний трубопровід гасильною або приймальною камерою. В підвищених переломних точках профілю водогонів, де накопичується повітря, встановлюють колодязі з вантузами. При значній довжині напірних водогонів (понад 1,5 км), на них встановлюють камери переключення, які дозволяють у разі аварії на певній ділянці водогону виключити з роботи лише цю ділянку, а не весь трубопровід, та зменшити таким чином втрати напору, а отже, витрати електроенергії на перекачку води.

При проходженні стічної води через *дюкери*, які влаштовують при перетинах з перешкодами, що прокладені у виїмці, мають місце втрати напору від тертя при русі води по трубопроводу та від місцевих опорів при вході у трубу дюкера, виході з неї, при проходженні через повороти. Втрати напору стічної води при проходженні її через дюкер, визначають за формулою

$$\Delta H = i \cdot l + (\xi \cdot v^2 / 2g); \quad (33)$$

де i – питомий опір в дюкері; l – довжина труби дюкера, м; ξ – коефіцієнт опору, що характеризує розмір втрат напору за рахунок місцевих опорів в дюкері; v – швидкість стічної води в дюкері, яку приймають від 1 до 1,5 м/с; g – прискорення вільного падіння, м/с².

Приклад 15. Визначити діаметр напірного трубопроводу із залізобетонних труб, який прокладено у дві нитки. Розрахункова витрата води $q = 220$ л/с.

Розв'язок. Напірні трубопроводи розраховуємо на пропускання половини максимальної секундної витрати стічних вод:

$$q_1 = q / 2 = 220 / 2 = 110 \text{ л/с} = 0,11 \text{ м}^3/\text{с},$$

діаметр трубопроводу визначаємо за ф.32 при розрахунковій швидкості

$$v_e = 1,5 \text{ м/с}; \quad d = \sqrt[4]{4 \cdot 0,11 \cdot 3,14 \cdot 1,5^2} = 0,306 \text{ м}.$$

Приймаємо найближчий менший за ДСТУ Б В.2.5-47:2010 *діаметр* однієї нитки напірного трубопроводу $d = 300$ мм. Фактична *швидкість* дорівнює:

$$v_\phi = 4 \cdot 0,11 \cdot 3,14 \cdot 0,3^2 = 1,55 \text{ м/с}.$$

При розрахунковій швидкості $v_e = 2,5$ м/с діаметр трубопроводу за ф.32:

$$d = \sqrt[4]{4 \cdot 0,11 \cdot 3,14 \cdot 2,5^2} = 0,237 \text{ м}.$$



Приймаємо найближчий більший за ДСТУ Б В.2.5-47:2010 діаметр однієї нитки напірного трубопроводу $d = 250$ мм. Фактична швидкість дорівнює: $v_{\phi} = 4 \cdot 0,11 \cdot 3,14 \cdot 0,25^2 = 2,25$ м/с.

З двох варіантів приймаємо більш економічний, $d = 250$ мм.

Приклад 16. Визначити діаметр напірного дюкеру із сталевих труб на самопливному водовідвідному колекторі, який прокладено у дві нитки, та відмітку лотка відвідного трубопроводу. Відмітка лотка підвідного трубопроводу у входній камері – $Z_1 = 133,05$ м, розрахункова витрата води – $q = 155$ л/с, місцеві опори: вхід у трубу – 1 шт. ($\xi=0,1$), засувки – 1 шт. ($\xi=0,05$), відводи – 5 шт. ($\xi=0,07$), коліна – 5 шт. ($\xi=0,98$), довжина ділянки трубопроводу $l = 140$ м. Швидкість стічних вод у самопливному трубопроводі на вході в дюкер: $v_m = 1,0$ м/с.

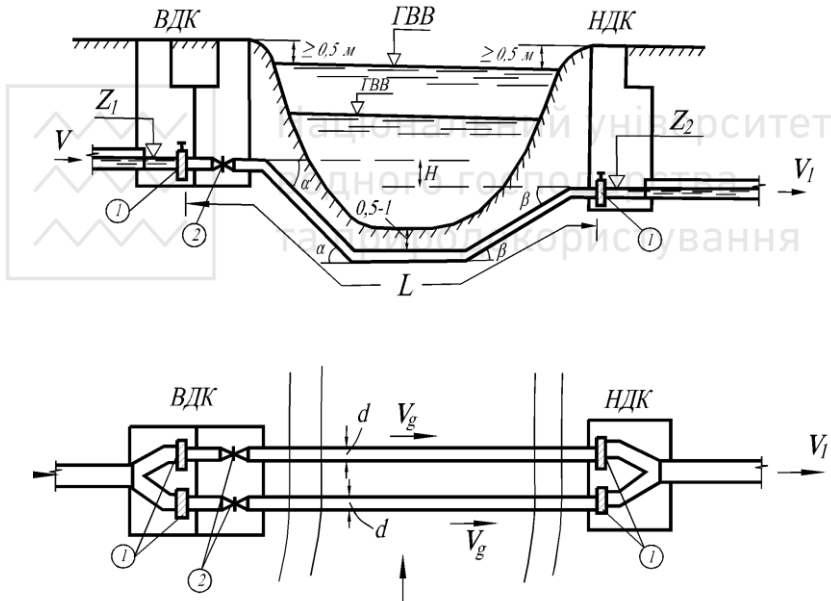


Рис.9. Розріз та план дюкеру: 1 –заслінка (шибер) у входній (ВДК) та вихідній (НДК) камері дюкеру, 2 – засувка у входній камері дюкеру.

Розв'язок. Відмітка лотка підвідного трубопроводу дорівнює різниці відмітки підвідного трубопроводу та втрат напору на тертя та в місцевих опорах (ф. 33): $Z_2 = Z_1 - \Delta H$.

Для обчислення втрат напору необхідно спочатку визначити діаметр трубопроводу d , фактичну швидкість стічної води у трубі v_{ϕ} , питомий опір в дюкері i , суму коефіцієнтів місцевих опорів $\sum \xi$.



Напірний дюкер прокладений у дві нитки, діаметр його розраховуємо на пропускання половини розрахункової секундної витрати за ф. 32:

$$q_d = q / 2 = 155 / 2 = 77,5 \text{ л/с} = 0,075 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Швидкість у дюкері приймаємо $v_d = 1,0 \dots 1,5 \text{ м/с}$. Діаметр дюкеру:

$$d = \sqrt[4]{0,075 \cdot 3,14 \cdot 1,0} = 0,314 \text{ м}.$$

Приймаємо **діаметр** однієї нитки сталевого напірного трубопроводу $d = 324 \times 7$, внутрішній діаметр $d_{\text{вн}} = 310 \text{ мм}$. Фактична **швидкість**:

$$v_\phi = 4 \cdot 0,075 \cdot 3,14 \cdot 0,31^2 = 1,03 \text{ м/с}.$$

Швидкість повинна бути не менша, ніж швидкість на вході в дюкер $v_m = 1,0 \text{ м/с}$. Умова виконана.

Для вибраного діаметру, витрати та швидкості води з табл.44 [11] знаходимо значення **питомого опору** в дюкері $i = 0,006$.

Суму коефіцієнтів місцевих опорів визначаємо відповідно до вихідних даних:

$$\xi = 1 \cdot 0,1 + 1 \cdot 0,05 + 5 \cdot 0,07 + 5 \cdot 0,98 = 5,4.$$

Розрахункові **втрати напору** за ф. 33:

$$\Delta H = 0,006 \cdot 140 + 5,4 \cdot 1,03^2 \cdot 2 \cdot 9,8 = 1,13 \text{ м}.$$

Відмітка лотка відвідного трубопроводу:

$$Z_2 = 133,05 - 1,13 = 131,92 \text{ м}.$$



ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина 1. Проектування. Частина П. Будівництво: Київ, Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012.
2. Укрупненные нормы водопотребления и водоотведения для различных отраслей промышленности. СЭВ, ВНИИ, ВОДГЭО, М. Стройиздат, 1978. 590 с.
3. Канализация населенных мест и промышленных предприятий. Справочник проектировщика / Под общ. ред. В. Н. Самохина. М. : Стройиздат, 1981. 639 с.
4. Охримюк Б. Ф. Водовідведення та очищення стічних вод. Ч. 1. Водовідвідні мережі і споруди. Рівне : РДТУ, 1999. 245с.
5. ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування: Київ, Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. 128 с.
6. Федоров Н. Ф. и др. Канализационные сети. Примеры расчета. М. : Стройиздат, 1985. 223 с.
7. Калицун В. И. Водоотводящие сети и сооружения. М. : Стройиздат, 1987. 136 с.
8. ДСТУ Н Б В.1.1-27-2010. Будівельна кліматологія. Київ, Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2010. 136 с.
9. Методичні вказівки до вибору матеріалу труб та конструкцій основ під трубопроводи при виконанні курсового проекту «Мережі водовідведення міста» для студентів спец. 7.092602 «Водопостачання, каналізація, раціональне використання та охорона водних ресурсів» усіх форм навчання / шифр 056-121. Охримюк Б. Ф., Саблій Л. А., Рівне : УДАВГ, 1997. 22 с.
10. Дикаревский В. С., Курганов А. М. и др. Отведение и очистка поверхностных сточных вод. Учеб. пособие для вузов. Л. : Стройиздат. Ленингр. отд., 1990. 224 с.
11. Лукиных А. А., Лукиных Н. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского. М. : Стройиздат, 1974. 160 с.
12. Гидравлический расчет систем водоотведения : расчетные таблицы / Константинов Ю. М., Василенко А. А. и др. К. : «Будівельник», 1987. 120 с.
13. Справочник строителя. Монтаж систем внешнего водоснабжения и канализации / Под ред. А. К. Перешивкина. М. : Стройиздат, 1988. 653 с.
14. Яковлев С. В., Карелин А. Я. и др. Канализация. М. : Стройиздат, 1975. 632 с.
15. Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Мережі водовідведення міста» з дисципліни «Водовідведення (мережі)» студентами спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Водопостачання та водовідведення» денної та заочної форм навчання. (шифр 03-06-87) / Т. В. Вижевська Рівне : НУВГП, 2019. 39 с.



Загальний к-т нерівномірнос ті припливу стічних вод	Значення коефіцієнта при середній витраті стічних вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000
K_{gen}^{max}	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44
K_{gen}^{min}	0,38	0,45	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

Примітка: при проміжних значеннях середньої витрати стічних вод загальні коефіцієнти нерівномірності слід визначати лінійною інтерполяцією.

Режим надходження стічних вод від різних джерел водовідведення

Години доби	Побутові стічні води від населення при K_{gen}^{max}			Об'єкти, цілодобовог о водовідв едення, %	Об'єкти, які працюю ть непов ну добу	Побутові стічні води цехів підприємств для зміни $t = 8$ год., %	
	1,4	1,5	1,6			гарячих	холодних
0-1	2,95	2,7	2,45	0,2	Рівномірно протягом часу роботи	12,5	12,5
1-2	2,95	2,7	2,45	0,2		7,0	4,65
2-3	2,95	2,7	2,45	0,2		7,0	4,7
3-4	2,95	2,7	2,45	0,2		12,5	12,5
4-5	2,95	2,7	2,45	0,2		31,25	37,5
5-6	3,5	3,55	3,65	0,3		7,0	4,7
6-7	5,15	5,3	5,45	1,0		7,1	4,7
7-8	5,15	5,25	5,3	10,0		15,65	18,75
8-9	5,6	6,15	6,7	7,0			
9-10	5,6	6,15	6,7	3,0			
10-11	5,6	6,15	6,7	5,0			
11-12	4,4	4,35	4,3	6,0			
12-13	3,6	3,5	3,45	12,0			
13-14	5,15	5,1	5,05	9,0			
14-15	5,15	5,35	5,55	5,0			
15-16	5,15	5,35	5,55	3,0			
16-17	5,15	5,15	5,1	2,0			
17-18	5,1	5,1	5,1	10,0			
18-19	4,5	4,15	3,8	9,0			
19-20	4,1	3,95	3,85	6,0			
20-21	3,4	3,65	3,85	5,0			
21-22	3,05	2,9	2,75	3,0			
22-23	2,95	2,7	2,45	2,0			
23-24	2,95	2,7	2,45	0,7			



Обмеження швидкості і наповнення трубопроводів

d , мм	150-250	300-400	450-500	600-800	900	1000-1200	1500	>1500
h/d_{max}	0,6	0,7	0,75	0,75	0,75	0,8	0,8	0,8
v_{min} , м/с	0,7	0,8	0,9	1,00	1,15	1,15	1,30	1,50

**Основні розрахункові параметри дощів для міст України
(табл.А.1/3)**

Місто	Показник ступеня n при періоді P , років				q_{20} при $P=1$	m_r	β	m_d
	>3,5	3,5-1,4	1,4-0,7	<0,7				
Вінниця	0,65	0,71	0,73	0,64	123,0	102	0,65	92
Дніпропетровськ	0,68	0,69	0,70	0,64	79,6	138	0,55	82
Донецьк	0,67	0,66	0,70	0,68	97,4	120	0,65	87
Житомир	0,71	0,73	0,69	0,61	91,4	175	0,55	94
Запоріжжя	0,68	0,69	0,70	0,64	91,8	97	0,55	104
Ів.-Франківськ	0,67	0,72	0,73	0,70	112,0	247	0,65	93
Київ	0,71	0,73	0,69	0,61	104,0	143	0,55	103
Кіровоград	0,68	0,69	0,70	0,64	88,7	128	0,55	106
Луцьк	0,65	0,71	0,73	0,64	104,0	161	0,65	114
Львів	0,67	0,72	0,73	0,70	109,0	125	0,65	102
Луганськ	0,67	0,66	0,70	0,68	104,0	113	0,55	80
Миколаїв	0,56	0,71	0,72	0,63	102,0	115	0,55	144
Одеса	0,69	0,73	0,75	0,59	93,2	98	0,55	88
Полтава	0,70	0,65	0,69	0,64	90,6	120	0,55	178
Рівне	0,67	0,72	0,73	0,70	101,3	132	0,65	109
Сімферополь	0,58	0,67	0,65	0,66	104,0	160	0,45	122
Суми	0,71	0,73	0,69	0,61	89,5	121	0,65	71
Тернопіль	0,67	0,72	0,73	0,70	96,7	183	0,65	106
Ужгород	0,74	0,76	0,70	0,63	94,2	122	0,65	75
Харків	0,67	0,66	0,70	0,68	104,0	83	0,65	74
Херсон	0,61	0,66	0,73	0,61	94,8	60	0,65	86
Хмельницький	0,65	0,71	0,73	0,64	119,0	154	0,65	96
Черкаси	0,68	0,69	0,70	0,64	97,9	119	0,55	92
Чернігів	0,71	0,73	0,69	0,61	88,2	112	0,65	58
Чернівці	0,74	0,76	0,70	0,63	96,2	128	0,65	81



Розрахункові (питомі середні за рік) добові витрати води в житлових будинках, л/добу на одного мешканця (табл. А.1 [1])

Житлові будинки	Кліматичні райони			
	І		П,Ш,У	
	Витрата води			
	загальна	в т.ч. гаряча	загальна	в т.ч. гаряча
З водопроводом та каналізацією без ванн	100	40	110	45
Те саме з газопостачанням	120	48	135	55
З водопроводом, каналізацією та ваннами з водонагрівачами, які працюють на твердому паливі	150	60	170	70
Те саме з газовими водонагрівачами	210	85	235	95
З централізованим гарячим водопостачанням і сидячими ваннами	230	95	260	105
Те саме з ваннами завдовжки більше ніж 1500 мм	250	100	285	115

Розрахункові (середні за рік) добові витрати води (табл. А.2 [1])

№ №	Споживачі	Одиниця виміру	Витрати води л/добу на 1 од.виміру		Підвищ. к-т для Ш, У районів	Тривалість водорозбору год
			загальна	в т.ч. гаряча		
1	2	3	4	5	6	7
1	Гуртожитки:	1 мешкан				
	З загальними душовими		90	50	1,1	24
	З душовими при всіх житлових кімнатах		«	140	80	1,15
2	Готелі, пансіонати	«				
	Категорії *	«	120	70	1,1	24
	Категорії **	«	150	90	1,15	24
	Категорії ***	«	190	100	1,15	24
	Категорії ****	«	230	140	1,15	24
	Категорії *****	«	300	180	1,15	24
3	Лікувально-профілактичні заклади	1 ліжко				
	Із загальними ваннами та душами	«	120	75	1,1	24
	Із санітарними вузлами, які близько до палат	«	200	90	1,1	24
	інфекційні	«	240	110	1,1	24



1	2	3	4	5	6	7
4	Санаторії та санаторно-профілактичні заклади відпочинку	«	150	90	1,15	24
	Із загальними душами	«	130	65	1,15	24
	Із душами при всіх житлових кімнатах	«	150	75	1,15	24
5	Фізкультурно-спортивні та оздоровчі заклади	1 місце				
	З їдальнями на напівфабрикат	«	60	30	1,15	24
	З їдальнями на сировині та пральнями	«	200	100	1,15	24
6	Навчальні заклади з денним перебуванням дітей	1 дитина				
	З їдальнями на напівфабрикат	«	40	20	1,1	10
	З їдальнями на сировині та пральнями	«	80	30	1,1	10
	Навчальні заклади з цілодобовим перебуванням дітей	1 дитина				
	З їдальнями на напівфабрикат	«	60	30	1,1	24
	З їдальнями на сировині та пральнями	«	120	40	1,15	24
7	Навчально-освітні та спеціалізовані школи, професійно-навчальні, вищі навч.заклади	1 учень	20	8	1,1	8
8	НДІ, проектні, конструкторські організації, бібліотеки, вокзали	1 прац.	15	6	1,2	8
9	Підприємства загального харчування з приготуванням їжі	1 страва	12	4	1,0	-
10	Крамниці продовольчі (б/хол)	1 прац	20	8	1,1	8
	-продовольчі без холодильн.	1 прац	250	65	1,1	8
11	Поліклініки та амбулаторії	1 прац	30	12	1	10
		1 хворий	10	4	1,1	10
17	Лазні для миття в мильній	1 відвідувач	180	120	1	3
	-з прийманням оздоровчих процедур		290	190	1	3
	-душова кабіна		360	240	1	3
18	Пральні механізовані	1 кг сух білизни	75	25	1	-
19	Виробничі цехи звичайні	1 прац.	25	11	1,15	8
	-з тепловиділенням більше ніж 85 кДж на 1 м.куб/год	«	45	24	1	8
20	Душові в побутових приміщеннях пром підприємств	1 душ. сітка	500	270	1,1	-



ЗМІСТ

ВСТУП	3
1.Визначення розрахункових витрат побутових та виробничих стічних вод	3
1.1.Визначення середніх витрат стічних вод від комунальних підприємств і громадських закладів	3
1.2.Визначення середніх витрат стічних вод від промислових підприємств	4
1.3.Визначення середніх витрат стічних вод від житлових кварталів	6
1.4. Сумарний графік погодинного надходження стічних вод від міста протягом доби	7
2.Вибір та обґрунтування системи водовідведення. Розробка та опис схеми виробничо-побутової мережі міста	10
3.Визначення розрахункових і контрольних витрат стічних вод на ділянках трубопроводів вуличної мережі	12
4.Визначення початкового заглиблення самопливної вуличної мережі	15
5.Гідравлічний розрахунок і висотне розміщення виробничо-побутової мережі	17
6.Розрахунок виробничо-побутової мережі на ЕОМ	22
7.Визначення розрахункових витрат на ділянках мережі та гідравлічний розрахунок дощової мережі. Розрахунок висотного розміщення трубопроводів дощової мережі	24
8.Розрахунок і конструювання напірних трубопроводів	29
ЛІТЕРАТУРА	34
ДОДАТКИ	35