Національний університет
водного господарства
та природокористування

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та природокористування
Кафедра водопостачання, водовідведення та бурової справи

03-05-37

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з навчальної дисципліни
“Водовідведення” для студентів за напрямком підготовки
6.060101 «Будівництво»
денної та заочної форм навчання

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Рекомендовано
методичною комісією
за напрямком підготовки 6.060101
«Будівництво” ННІВГП
Протокол № ___від _____2014 р.

Рівне - 2014

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Методичні вказівки до практичних занять з навчальної дисципліни "Водовідведення" для студентів за напрямком підготовки 6.060101 «Будівництво» денної та заочної форм навчання / Т. В. Вижевська, О.С. Новицька – Рівне: НУВГП, 2014 – 40 с.

Упорядники: Т. В. Вижевська, канд. техн. наук, доцент,
О.С. Новицька, канд. техн. наук, доцент.

Відповідальний за випуск : В.О.Орлов, д-р техн. наук, професор,
завідувач кафедри водопостачання,
водовідведення та бурової справи

Національний університет
водного господарства
та природокористування

© Т. В. Вижевська, 2014
© О. С. Новицька, 2014
© НУВГП, 2014

Національний університет водного господарства та природокористування

ВСТУП

Практичні заняття допомагають систематизувати, розширити і поглибити теоретичні знання студентів, знайомлять їх із новими досягненнями в галузі проектування мереж водовідведення, дають можливість 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 (готелі, лікарні, школи-інтернати) або протягом певного часу із сталою витратою стічних вод (лазні, школи, пральні, поліклініки тощо).

Середні годиннні витрати стічних вод від комунальних підприємств і громадських закладів, які *працюють неповну добу*, м^3/год, обчислюють за формулою:

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

де q_o – норма водовідведення на одиницю виміру, л/од. [1, дод. А2];

$n_{год}$ – кількість одиниць виміру за годину.

Для об'єктів *із цілодобовим водоспоживанням* ***середні добові витрати*** стічних вод, м^3/доб, визначають за формулою:

$$q_{доб} = q_o \cdot n_{доб} \cdot 10^{-3}; \quad (2)$$

де q_o – норма водовідведення на одиницю виміру, л/добу [1, дод.А2],

$n_{доб}$ – кількість одиниць виміру.

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

$$q = q_{год} / 3{,}6; \quad (3)$$

Національний університет
та природокористування

Взаємозв'язок між добовою та годинною витратами встановлюється через T – тривалість роботи об'єктів, год/добу: $q_{доб} = q_{год} \cdot T;$ (4)

Приклад 1. Визначити середні добові та секундні витрати стічних вод від ***лазні*** на ***20*** відвідувачів за годину (заклад працює з ***8.00*** до ***20.00***) 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 вона становить ***120 л/добу.*** Середньодобову витрату для лікарні обчислюємо за ф.2, тому що цей заклад працює цілодобово: $q_{доб} = 120 \cdot 250 \cdot 10^{-3} = 30$ м^3/добу**,** відповідно, середньогодинна витрата (ф.4) $q_{год} = 30 / 24 = 1{,}25$ м^3/год, (T=24 год.), середньосекундна витрата $q = 1{,}25 / 3{,}6 = 0{,}35$ л/с.

Для лазні з душовими кабінами норма водовідведення – ***360 л/люд.*** Лазня працює T = 12 год/добу, тому визначаємо середньогодинну витрату за ф.1: $q_{год} = 360 \cdot 20 \cdot 10^{-3} = 7{,}2$ м^3/год, середню секундну витрату за ф.3: $q = 7{,}2 / 3{,}6 = 2{,}0$ **л/с,** середньодобову - за ф.4: $q_{доб} = 7{,}2 \cdot 12 = 86{,}4$ м^3/добу.

Таблиця 1

Середні витрати стічних вод від комунальних підприємств

№№ зп	Об'єкт водовідведення	Одиниці виміру	К-сть одиниць виміру n	Норма водовідведення на од. виміру, *л/од*. або *л/добу*	Тривалість T роботи год за добу	Середня витрата стічних вод		
						секундна, q, л/с	годинна $q_{год}$ м^3/год	добова $q_{доб}$ 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	12	***2,0***	***7,2***	***86,4***
Всього								***116,4***

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,* м^3/зм, визначають за формулою: $Q_в = q_в \cdot n$ (5)

де $q_в$ – норма водовідведення в м^3 на одиницю продукції, яку

Національний університет водного господарства та природокористування

випускає підприємство [2]; n – кількість одиниць продукції, що виробляється за зміну.

Середні за зміну витрати *побутових стічних вод*, що надходять від підприємства, м^3/зм, обчислюють за формулою: $Q_n = q_n \cdot N$ (6)

де q_n – норма відведення побутових стічних вод в м^3/зм на одного робітника, яку приймають для гарячих цехів 0,045 м^3/(зм·люд), для холодних – 0,025 м^3/(зм·люд) [1, табл.А2]; N – кількість робітників, що працюють в зміну.

Середні за зміну витрати *душових вод* промислового підприємства, м^3/зм, обчислюють за формулою: $Q_д = q_{дс} m_{дс}$ (7)

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

$$m_{дс} = N_д \Big/ n_{дс} = \frac{N \cdot P_д}{n_{дс}} \quad (8)$$

де $N_д$ – кількість робітників, що користуються душем за зміну, $P_д$ - частка працівників, які користуються душем; $n_{дс}$ – 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 ***50%*** 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: $q_в$ ***=2,81 м^3/т.*** Середні змінні ***витрати виробничих стічних вод,*** м^3/зм. визначаємо за ф. 5:

$$Q_в^1 = 2{,}81 \cdot 30 = 84{,}3; \qquad Q_в^2 = 2{,}81 \cdot 20 = 56{,}2.$$

Середні змінні ***витрати побутових стічних вод***, м^3/зм, визначаємо за ф.6, приймаючи норму відведення на одного робітника для холодних цехів – *0,025м^3/(зм·люд):* $Q_n^1 = 0{,}025 \cdot 500 = 12{,}5$; $Q_n^2 = 0{,}025 \cdot 300 = 7{,}5$.

Кількість душових сіток, шт, які працюють після кожної із змін

визначаємо за ф.8: $m_{дс}^{1} = \frac{500 \cdot 0,5}{5} = 50$, $m_{дс}^{2} = \frac{300 \cdot 0,5}{5} = 30$.

Середні змінні ***витрати води душових стічних вод***, м^3/зм, визначаємо за ф.7: $Q_{д}^{1} = 0,375 \cdot 50 = 18,75$, $Q_{д}^{2} = 0,375 \cdot 30 = 11,25$.

Розрахунки витрат стічних вод зручно проводити в табличній формі (табл.2). Сума витрат двох змін складає добову витрату стічних вод від підприємства (гр.11).

Таблиця 2

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	Норма водовідведення на 1од., м^3, $q_в$	Середня витрата виробничих стічних вод, м^3/зм., $Q_в$	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, $m_{дс}$	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***	250	50	***18,75***	***115,55***
2	20	2,81	***56,2***	300	0,025	***7,5***	150	30	***11,25***	***74,95***
Σ за добу	50		***140,5***	800		***20,0***	400		***30,0***	***190,5***

1.3.Визначення середніх витрат стічних вод від житлових кварталів

Кількість жителів у кожному квартал, чол, визначають за формулою: $$N_н = P_н \cdot F \qquad (9)$$

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

Залишковий модуль стоку, л/с·га, визначають для кожної зони забудови: $$M_{зал} = \frac{q_{зал} \cdot P_н}{86400}, \qquad (10)$$

де $q_{зал}$ – залишкова норма водовідведення від житлових кварталів, л/добу·чол, яка враховує наявність комунальних підприємств та

Національний університет водного господарства

громадських закладів:

$$q_{зал} = q_н - \frac{\Sigma Q_{доб} \cdot 10^3}{\Sigma N_н} \qquad (11)$$

де $q_н$ – 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; $\Sigma Q_{доб}$ – сумарна а витрата стічних вод від громадських закладів і комунальних підприємств, м^3/добу, які розташовані в районі забудови; $\Sigma N_н$ – кількість мешканців у районі забудови.

Середні ***витрати стічних вод від житлових кварталів***, л/с, районів забудови визначають за формулою: $q = M_{зал} \cdot F$ (12)

Підсумок результатів графи 6для усіх кварталів (гр.6 табл.3) відображає середню секундну витрату стічних вод від населення міста. Середня годинна витрата, м^{3}год: $Q_{год} = 3{,}6\Sigma q$,

середня добова витрата. м^3/добу,: $Q_{доб} = 24Q_{год}$.

Приклад 3. Визначити середні секундні, годинні та добові витрати стічних вод від міста, що має дві зони забудови: *багатоповерхову* – забудова будинками, обладнаними внутрішнім водопроводом, каналізацією і системою централізованого гарячого водопостачання. Густота населення в кварталах багатоповерхової зони – ***350*** чол/га, площа житлових кварталів ***500*** *га*. Сумарна добова витрата стічних вод від громадських закладів і комунальних підприємств складає ***116,4*** м^3/добу (приклад 1); *малоповерхову* – забудова будинками, обладнаними внутрішнім водопроводом, каналізацією, без ванн, густота населення ***200*** люд/га, площа житлових кварталів ***150*** га.

Розв'язок. Приймаємо норму водовідведення для зон забудов відповідно до ступеня благоустрою районів за [1, таб.А1]. Для багатоповерхової з ваннами понад 1500 мм $q_н$***=285л/добу·чол***, для малоповерхової – $q_н$ ***=110 л/добу·чол***.

Визначаємо кількість жителів, чол, за ф.9: N^1***=350·500=175000***; N^2***=200·150=30000.***

Залишкова норма водовідведення, л/добу.чол, від житлових кварталів (за ф.11): $q^1_{зал} = 285 - \frac{116{,}4 \cdot 10^3}{175000} = 284{,}3$; $q^2_{зал} = 110 - \frac{0 \cdot 10^3}{30000} = 110{,}0$

За ф. 10 визначаємо залишковий модуль стоку, л/с.га, окремо для кожної зони забудови:

$$M^1_{зал} = 284{,}3 \cdot 350 / 86400 = 1{,}152;$$

$$M^2_{зал} = 110{,}0 \cdot 200 / 86400 = 0{,}255$$

Середні сумарні секундні витрати, л/с, визначаємо за ф. 12 для двох зон відповідно: $q^1 = 1{,}152 \cdot 500 = 576{,}0$; $q^2 = 0{,}255 \cdot 150 = 38{,}25$,

Національний університет водного господарства та природокористування

всього по місту $\Sigma q = 576{,}0 + 38{,}25 = 614{,}25$ л/с.

Середня годинна витрата, м^3/год, $Q_{год}=3{,}6\cdot 614{,}25=2211{,}3$

Середня добова витрата від міста, м^3/доб, $Q_{доб}=24\cdot 2211{,}3=53071.$

Результати розрахунків наведені в табл. 3.

Таблиця 3

Середні витрати побутових стічних вод від житлових кварталів

Зони забудови	Площа кварталів F, га	Кількість населення		Витрата стічних вод	
		Густота населення $P_н$, чол/га	Кількість мешканців $N_н$, чол.	Модуль стоку $M_{зал}$, л/с·га	Середня витрата стічних вод Σq, л/с
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*
Багатоповерхова зона забудови					
1	500	350	***175 000***	***1,006***	***576,0***
Малоповерхова зона забудови					
2	150	200	***30 000***	***0,22***	***38,25***
У місті:	***650***		***205 000***		***614,25 л/с***
$Q_{год}$, ***м^3/год***					***2211,3 м^3/год***
$Q_{доб}$, ***м^3/добу***					***53071 м^3/добу***

1.4. Графік погодинного надходження стічних вод від міста протягом доби

Щоб знайти розподіл надходження стічних вод від населення міста по годинах доби, за середньою секундною витратою стічних вод, що надходять від житлових кварталів (табл. 3, гр.6 – Σq), визначають загальний коефіцієнт нерівномірності припливу стічних вод K_{gen}^{max} з табл. 2 [5] або з дод. 1. За K_{gen}^{max} з [3, табл. 3.6] визначають погодинні витрати стічних вод від житлових кварталів міста у % від добової витрати і обчислюють погодинні витрати у м^3/год.

Приблизний погодинний розподіл надходження стічних вод від громадських закладів і комунальних підприємств у % від добової витрати наведений у дод. 2.

Для розподілу виробничих стічних вод промислових підприємств (табл. 2, гр. 4) умовно вважають, що в одну годину зміни (III, Y, YI або YII) надходить максимальна витрата стічних вод, а у решту годин зміни – надходження стічних вод рівномірне. Максимальну годинну витрату виробничих стічних вод, м^3/год, визначають за формулою:

$$Q_в^{max} = \frac{Q_в}{t} \cdot K_в, \qquad (13)$$

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

$$Q_в^{год} = \frac{Q_в - Q_в^{max}}{t - 1}, \qquad (14)$$

Розподіл надходження побутових стічних вод від промислових підприємств протягом зміни 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 Σq***=614,25 л/с***, що надходять ***від житлових кварталів*** (табл. 3, гр. 6) визначаємо загальний коефіцієнт нерівномірності припливу стічних вод $K_{заг}^{max}$ згідно [5, табл. 2], що дорівнює ***1,493*** (заокруглюємо до ***1,5***).

За $K_{заг}^{max}$ **=1,5** з [3, табл. 3.6] визначаємо розподіл у % (гр. 2) від добової витрати ***53071 м^3/добу*** погодинні витрати стічних вод від житлових кварталів міста і обчислюємо погодинні витрати у м^3/год (гр.3). Наприклад, для години 0-1 $q_{0\text{-}1}$***=1,6·53071/100=879,1 м^3/год.***

Погодинний розподіл надходження стічних вод від ***лікарні*** у % (табл.4, гр.4) від добової витрати ***30,0м^3/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=12год***) і дорівнюють $q_{год}$***=7,2 м^3/год***.

Для розподілу ***виробничих*** стічних вод від заводу лимонної кислоти (табл. 2, гр. 4) приймаємо, що в ***ІІІ (третю) годину зміни*** надходить максимальна витрата стічних вод, а у решту годин зміни – надходження стічних вод рівномірне. Коефіцієнт годинної нерівномірності надходження виробничих стічних вод $K_в$***=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, м^3/год, ***1-шої зміни.*** надходить об ***10-11 год***:

$$Q_в^{max} = \frac{84,3}{8} \cdot 1,8 = 19,0; \qquad \text{для решти годин} \qquad Q_в^{год} = \frac{84,3-19}{7} = 9,3 \cdot$$

Максимальна витрата. м^3/год, ***2-гої зміна.*** надходить об ***18-19 год***.

$$Q_в^{max} = \frac{56,2}{8} \cdot 1,8 = 12,6, \qquad \text{для решти годин} \qquad Q_в^{год} = \frac{56,2-12,6}{7} = 6,2 \cdot$$

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*** (18,75м^3/зм, табл.2, гр.10), для другої – ***0-1год*** (11,25м^3/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 ***53071,0 м^3/добу*** обчислюємо розподіл за годинами у % (гр.12). За даними гр. 1 та 11 будують графік припливу стічних вод.

Таблиця 4

Сумарний графік надходження стічних вод від міста

Години доби	Житлові квартали		Лікарня		Лазня	Підприємство				Всього по місту	
						$Q_в$	$Q_п$,		$Q_д$,		
	%	м^3/год	%	м^3/год	м^3/год	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	1,6	***849,1***	0,2	***0,06***	–	–	–	–	***11,25***	***860,4***	1,61
1-2	1,6	***849,1***	0,2	***0,06***	–	–	–	–	–	***849,2***	1,58
2-3	1,6	***849,1***	0,2	***0,06***	–	–	–	–	–	***849,2***	1,58
3-4	1,6	***849,1***	0,2	***0,06***	–	–	–	–	–	***849,2***	1,58
4-5	1,6	***849,1***	0,2	***0,06***	–	–	–	–	–	***849,2***	1,58
5-6	4,3	***2282,5***	0,3	***0,09***	–	–	–	–	–	***2282,6***	4,26
6-7	5,9	***3131,2***	1	***0,30***	–	–	–	–	–	***3131,5***	5,84
7-8	5,8	***3078,1***	10	***3,00***	–	–	–	–	–	***3081,1***	5,75
8-9	6,25	***3316,9***	7	***2,10***	***7,2***	***9,3***	12,5	***1,56***	–	***3337,1***	6,26
9-10	6,25	***3316,9***	3	***0,90***	***7,2***	***9,4***	4,65	***0,58***	–	***3335,0***	6,26
10-11	6,25	***3316,9***	5	***1,50***	***7,2***	***19,0***	4,7	***0,59***	–	***3345,2***	6,28
11-12	4,9	***2600,5***	6	***1,80***	***7,2***	***9,3***	12,5	***1,56***	–	***2620,4***	4,92
12-13	4,1	***2175,9***	12	***3,60***	***7,2***	***9,4***	37,5	***4,69***	–	***2200,8***	4,14
13-14	5,7	***3025,0***	9	***2,70***	***7,2***	***9,3***	4,7	***0,59***	–	***3044,8***	5,71
14-15	5,9	***3131,2***	5	***1,50***	***7,2***	***9,4***	4,7	***0,59***	–	***3149,9***	5,91
15-16	5,9	***3131,2***	3	***0,90***	***7,2***	***9,3***	18,75	***2,34***	–	***3150,7***	5,91
16-17	5,7	***3025,0***	2	***0,60***	***7,2***	***6,2***	12,5	***0,94***	***18,75***	***3058,6***	5,74
17-18	5,7	***3025,0***	10	***3,00***	***7,2***	***6,2***	4,65	***0,35***	–	***3041,8***	5,71
18-19	4,75	***2520,9***	9	***2,70***	***7,2***	***12,6***	4,7	***0,35***	–	***2543,8***	4,78
19-20	4,55	***2414,8***	6	***1,73***	***7,2***	***6,2***	12,5	***0,94***	–	***2430,8***	4,57
20-21	4,25	***2255,4***	5	***1,50***	–	***6,2***	37,5	***2,81***	–	***2266,0***	4,23
21-22	2,6	***1379,8***	3	***0,90***	–	***6,3***	4,7	***0,35***	–	***1387,4***	2,59
22-23	1,6	***849,1***	2	***0,60***	–	***6,2***	4,7	***0,35***	–	***856,3***	1,60
23-24	1,6	***849,1***	0,7	***0,21***	–	***6,2***	18,75	***1,41***	–	***856,9***	1,60
Σ	100	***53071***	100	***30,0***	***86,4***	***140,5***	200	***20,0***	***30,0***	***53377,9***	100

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

Система водовідведення – система споруд, склад яких вибирають залежно від способу відведення стічних вод. 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, кількість насосних станцій, 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 з [3, табл. 63.1] 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 спорудя належить приймати за [5, табл.30] з урахуванням примітки 3 (про вплив пануючого напрямку вітрів). За умови розташування житлової забудови з підвітряного боку відносно очисних споруд допускається збільшувати 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 повінню низ майданчика розташовують вище максимального горизонту води в річці на 2-3 м, довгу сторону майданчика проектують перпендикулярно горизонталям.

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 колектора*** 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 водогонах.

5. Виконують трасування ***вуличної мережі трубопроводів***, в основу якого кладуть по можливості самопливний режим руху побутових і виробничих стічних вод. На трасування мережі впливають: характер забудови міста, планування кварталів, місце розташування промислових підприємств із зосередженою витратою стічних вод, система водовідведення, рельєф місцевості 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***).

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.

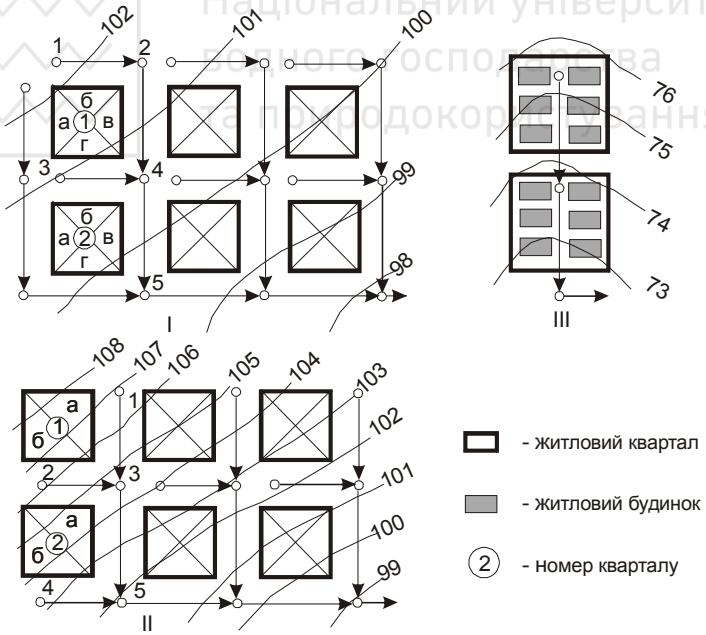


Рис. 1. Схеми трасування мережі водовідведення:
I - за пониженою гранню кварталу; II - за охоплюючою схемою;
III - черезквартальна.

При використанні ***охоплюючої*** схеми (рис. 1, I) вуличні трубопроводи проектують біля всіх сторін кварталу. Ця схема можлива при невеликому похилі поверхні землі $i < 0{,}005$ 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 добової витрати (табл.4, підсумок гр.11) ***53377,9 м^3/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 8 до 9 га або 80 000 – 90 000 м^2.

Прийнявши довжину майданчика ***a=1,25b (*** на 25% більшою за ширину ***b),*** визначимо ширину $1{,}25 \cdot b^2 = 80\,000$ м^2. Звідки **b=*253 м***, а довжина дорівнює а=***317м***. Загальна площа очисних споруд становить 8,02 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.

Попутна витрата q_n – середня витрата, л/с, яка надходить із суміжної площі кварталу. Наприклад, із площі "**в**" кв. № 2 (рис. 1, I) q_n надходить на ділянку 4-5, з площі "**а**" кв. № 2 (рис. 1, II) q_n надходить на ділянку 3-5. Попутна витрата надходить по всій довжині ділянки, але під час розрахунку її умовно спрямовують в початковий вузол ділянки (вузли 4 і 3 в наведених прикладах).

Зосереджена витрата $q_{зосер}$ – розрахункова витрата стічних вод, яка надходить від комунальних і промислових підприємств,

громадських закладів і її спрямовують в початковий вузол ділянки.

Транзитна витрата $q_{тр}$ – витрата стічних вод тих ділянок мережі, з яких стічна вода надходить на розрахункову ділянку. Це може бути і попутна (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:

$$q_p = \left(\sum q_n + \sum q_{тр}\right) K_{gen}^{max} + \sum q_{зосер} \qquad (15)$$

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 $\Sigma\, q_n + \Sigma\, q_{тр}$, л/с, - сумарної середньої витрати стічних вод житлових кварталів, які надходять на певну ділянку, включаючи транзитну; $\Sigma\, q_{зосер}$ – сума зосереджених витрат, які надходять у дану ділянку від громадських закладів, комунальних і промислових підприємств.

Зосереджену витрату стічних вод від промислового підприємства $q_{зосер}^{пп}$ визначають як сумарну витрату всіх категорій стічних вод у годину максимального водовідведення:

$$q_{зосер}^{пп} = \frac{\left(Q_в + Q_п + Q_д\right)_{год}^{max}}{3{,}6}, \text{ л/с,} \qquad (16)$$

де $Q_в$ – витрата виробничих стічних вод, м^3/год, у годину максимального сумарного водовідведення; $Q_п$ – витрата побутових стічних вод, м^3/год, у годину максимального сумарного водовідведення; $Q_д$ – витрата душових вод, м^3/год, у цю ж годину.

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

$$q_{зосер}^{кп} = \frac{Q_{год}^{max}}{3{,}6}, \qquad (17)$$

де $Q_{год}^{max}$ – максимальна годинна витрата стічних вод комунального підприємства чи громадського закладу, м^3/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:

Національний університет водного господарства та природокористування

$$q_{ad} = 0{,}15 \cdot L_{\Sigma} \sqrt{m_d}\,, \qquad (18)$$

де L_{Σ} – загальна довжина трубопроводів мережі від її початку до кінцевої точки розрахункової ділянки, км; m_d – 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: $q_{contr} = q_p + q_{ad}$, , (19)

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 прикладу 1, 2, 4 та табл. 4.

Розв'язок. Для лікарні та лазні визначаємо зосереджену витрату за ф. 17. Для цього з табл. 4, гр.5 та 6 вибираємо максимальні годинні витрати стічних вод. Для лікарні $Q_{max}^{год}$***=3,6 м³/год***, а для лазні $Q_{max}^{год}$***=7,2м³/год.*** Отже, зосереджені витрати води:

для лікарні $q_{зос}$***=3,6/3,6=1,0 л/с,*** ***для лазні*** $q_{зос}$***=7,2/3,6=2,0 л/с.***

Для заводу зосереджену витрату визначаємо за ф. 16 для години максимального сумарного водовідведення. Вибираємо витрати виробничих $Q_в$, побутових $Q_п$ та душових $Q_д$ стічних вод в годину, для якої сума трьох складових буде найбільшою (табл.4, гр.7, 9, 10): це година 16-17, для якої $Q_в$***=6,2 м³/год,*** $Q_п$***=0,94 м³/год,*** $Q_д$***=18,75 м³/год.*** Отже, ***для заводу лимонної кислоти*** $q_{зос}$***=(6,2+0,94+18,75)/3,6=7,2л/с.***

Приклад 7. Визначити розрахункову витрату стічних вод на ділянці водовідвідної мережі. Попутні витрати $\sum q_п$ дорівнюють ***13,0 л/с***, транзитні витрати $\sum q_{тр}$***=49,0 л/с***, зосереджені витрати $\sum q_{зос}$, які надходять у верхній колодязь ділянки, складають ***15,0 л/с***.

Розв'язок. Розрахункову витрату визначаємо за ф. 15. Сумарна витрата попутної та транзитної витрат становить $q_п+q_{тр}$***=13,0+49,0=62,0 л/с***. Для цієї витрати визначимо K_{gen}^{max} коефіцієнт загальної нерівномірності надходження побутових стічних вод від житлових кварталів, за [5, табл. 2] або з дод. 1: K_{gen}^{max}***=1,68.*** Розрахункова витрата ділянки, ***л/с:***

$$q_p = \left(\sum q_п + \sum q_{тр}\right) K_{gen}^{max} + \sum q_{зосер} = (13+49) \cdot 1{,}68 + 15 = 119{,}2.$$

Приклад 8.

Визначити контрольну витрату стічних вод на ділянці водовідвідної

мережі м. Рівне. Розрахункова витрата дорівнює q_p=119,2 *л/с*, загальна довжина усіх ділянок водовідвідної мережі від початку до кінцевої точки розрахункової ділянки L_Σ = 7,8 *км*.

Розв'язок. Контрольну витрату визначаємо за ф.19, як суму розрахункової та додаткової витрат води. Додаткова витрата визначається за ф. 18. Для її обчислення необхідно знайти величину максимальної добової кількості атмосферних опадів m_d, мм, яка приймається з [8, дод. 3] або дод. 4.

Для м. Рівне m_d=109*мм.* Отже, ***додаткова витрата, л/с,*** дорівнює

$$q_{ad} = 0{,}15 \cdot L\sqrt{m_d} = 0{,}15 \cdot 7{,}8 \cdot \sqrt{109} = 12{,}2.$$

Контрольна витрата $q_{contr} = q_p + q_{ad} = 119{,}2 + 12{,}2 = 131{,}4$ *л/с.*

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 диктуючій точці, м, не може бути меншим, ніж обчислене за формулою:

$$H_{min} = h_{min} + i_{min} \cdot l - \left(z_n - z_к\right) + \Delta \,, \qquad (20)$$

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_n, $z_к$ – 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*: $h_{min} = h_{пр} - a$, (21)

де $h_{пр}$ – глибина промерзання ґрунту [4, рис. 4.4]; a – товщина шару 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* : $h_{min} = 0{,}7 + d$, (22)

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

$$H_{min} = 1{,}5 + d, \text{ м}, \qquad (23)$$

Національний університет водного господарства та природокористування

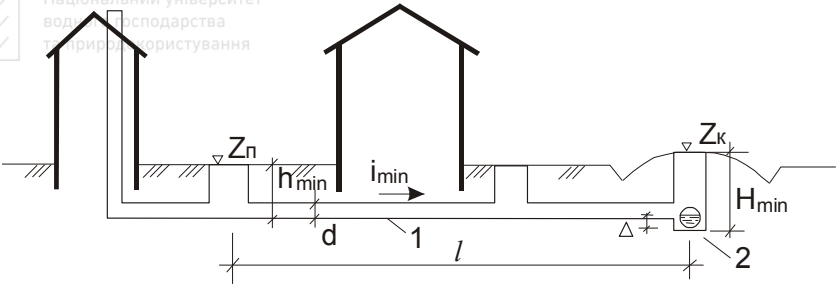
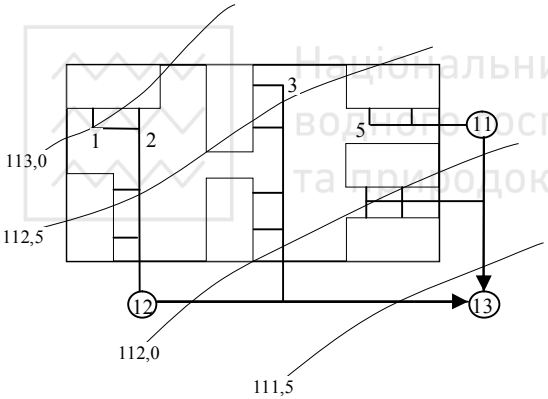


Рис. 2. Схема для визначення H_{min}: 1 – трубопровід внутрішньої квартальної мережі; 2 – вуличний трубопровід

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 ***200мм***.



Розв'язок. Знаходимо величини мінімального заглиблення дворової мережі h_{min} :

- *виключення промерзання труб* (ф. 21), м:

$$h_{min} = h_{пр} - a = 0{,}9 - 0{,}3 = 0{,}6.$$

(глибина промерзання ґрунту для м. Київ рівна 0,9 м [4, рис. 4.4]), товщина шару ґрунту дорівнює a = 0,3 м при діаметрі 200 мм.

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

- *виключення руйнування труб під дією зовнішніх навантажень* (ф. 22), м:

$$h_{min} = 0{,}7 + d = 0{,}7 + 0{,}15 = 0{,}85.$$

Визначаємо H_{min} з умови забезпечення приєднання до вуличних трубопроводів внутрішніх квартальних мереж, прийнявши більше значення $h_{min}=0{,}85$ м. Диктуючим вважаємо внутрішньоквартальний трубопровід від т.1 до т. 12. Його довжина $l=220$м, відмітка землі на початку мережі (т.1) $z_п$ = $113{,}0$, в кінці (т.12) $z_к$ = $112{,}15$ м. Похил внутрішньоквартальнлго трубопроводу діаметром 150 мм приймаємо $i_{min}=0{,}008$.

$$H_{min} = h_{min} + i_{min} \cdot l - (z_п - z_к) + \Delta = 0{,}85 + 0{,}008 \cdot 220 - (113{,}0 - 112{,}15) + 0{,}05 = 1{,}81\text{м}.$$

Різниця відміток лотків внутрішньоквартальної ($d=150$мм) та вуличної мереж ($d=200$мм) у точці їх з'єднання дорівнює $\Delta = 0{,}2 - 0{,}15 = 0{,}05$м.

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

З двох умов вибираємо більше мінімальне значення заглиблення вуличної мережі – $H_{min} =1,81$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.

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 [5, п.8.4.1, табл. 6] ***обмеження швидкості*** (мінімальні значення) та ***наповнення*** (максимальні значення), які наведені в дод.3. Найбільші швидкості руху води слід приймати [5, п. 8.4.3] 8 м/с для металевих, 4 м/с для неметалевих труб.

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

На початкових ділянках мережі при малих витратах (менших за 7...10 л/с), коли у трубопроводах мінімального діаметра неможливо забезпечити встановлену найменшу самоочисну швидкість, доводиться приймати діаметр 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"[5, п.8.6.3], 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 відвідному 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.

Зв'язок між однойменними відмітками у початковому та кінцевому вузлах ділянки здійснюється через перевищення: $\Delta H = i_{тр} \cdot l$; де $i_{тр}$ – 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.***

За результатами гідравлічного розрахунку будують поздовжній профіль колектора мережі відповідно до ДБН А.2.2-3-2012.

Приклад 10. Визначити гідравлічним розрахунком діаметр трубопроводу, похил, наповнення та швидкість руху води на ділянці водовідвідної мережі. Похил поверхні землі $i_з=0,0065$; заглиблення початку ділянки $H_{поч}=2,35м$; довжина ділянки $l=195м$; розрахункова витрата стічних

вод q_r=22,2л/с; контрольна витрата q_{contr}=35,2л/с. Мінімально можливе заглиблення трубопроводу H_{min} = 1,75 м.

Розв'язок. Гідравлічний розрахунок виконуємо за допомогою таблиць [11]. Для розрахункової витрати води ***22,2 л/с*** вибираємо діаметр трубопроводу ***d=250мм*** з похилом трубопроводу ***i=0,0035***; наповнення трубопроводу при розрахунковій витраті ***h/d=0,6,*** наповнення трубопроводу при контрольній витраті ***35,2л/с*** $(h/d)_{contr}$=0,8, швидкість руху води ***V= 0,72м/с.***

Перевіряємо для даного діаметру ***d=250мм*** трубопроводу обмеження швидкості та наповнення, які наведені в [5, табл.6] або дод. 3. Швидкість має бути не менше за самоочисну ***0,7м/с***, а наповнення не більшим за ***0,6***, наповнення при контрольній витраті води не має перевищувати ***0,95***. Всі перевірки виконуються, тому обчислюємо висотні позначки:

- глибина води в трубі за формулою $h= h/d\cdot d=0,6\cdot0,25=0,15$ м;
- перевищення початку труби над її кінцем $\Delta H_{тр}=i_{тр}\cdot l=0,0035\cdot195=0,68$м;
- перепад рівнів землі $\Delta H_з=i_з\cdot l=0,0065\cdot195=1,27$м;
- різниця глибини колодязів початку та кінця трубопроводу (знак «мінус» свідчить про те, що колодязь кінця ділянки має глибину меншу, ніж колодязь початку ділянки: $\Delta H= \Delta H_{тр} -\Delta H_з =0,68-1,27= - 0,59$м;
- глибина колодязя в кінці ділянки $h_{кін}= h_{поч} +\Delta H = 2,35-0,59=1,76$м.

Глибина закладання трубопроводу більша за мінімальну H_{min}, вибір діаметру та похилу трубопроводу виконаний правильно.

Всі отримані дані відображаємо на схемі (рис.4)

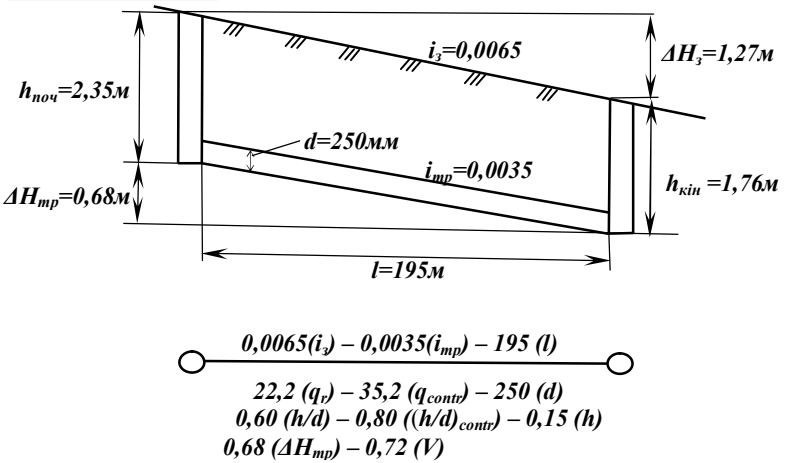


Рис.4. Схема до гідравлічного розрахунку труб

Приклад 11. Визначити відмітки лотка, шелиги, рівня води та глибину закладання у відвідному трубопроводі з'єднувального колодязя, якщо

відмітка поверхні землі колодязя $\Delta_з=91,7м$. 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, $\Delta_л$ м лотка	88,710	89,581	

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

Визначимо відмітки шелиг $\Delta_ш$ підвідного та бокового трубопроводів за формулою $\Delta h_ш=\Delta_л+d$ та відмітки рівнів води за формулою $\Delta_{р.в.}=\Delta_л+h$.

Для підвідного трубопроводу (рис.5а)**:**

$\Delta h_ш=88,710+0,2=88,910$ *м;* $\Delta_{р.в.}=88,71+0,08=88,790$ *м.*

Для бокового трубопроводу (рис.5а)**:**

$\Delta_ш=89,581+0,25=89,831$ *м;* $\Delta h_{р.в.}=89,581+0,15=89,731$*м.*

3 / 91,7 - номер вузла; - відмітка поверхні землі, м;

88,890 / 88,790 3,11 / 88.590 - відмітка шелиги труби, м; - глибина колодязя, м; - відмітка рівня води, м; - відмітка лотка труби, м.

Рис. 5. Схема висотної ув'язки труб

Щоб визначити відмітки лотка, шелиги та рівня води *у відвідному трубопроводі* з'єднувального колодязя, необхідно визначити, з яким із трубопроводів ми будемо ув'язувати відвідний трубопровід. Ув'язувати необхідно з трубопроводом, відмітки лотка (води) у якому найнижчі серед тих, які входять у колодязь. В нашому випадку це підвідний трубопровід (рис. 5а), позначка лотка якого ***88,710*** нижча, ніж у бокового трубопроводу ***89,581***. Отже, відвідний трубопровід ув'язуємо з підвідним.

Діаметри трубопроводів підвідного та відвідного трубопроводів різні, тому використаємо метод з'єднання трубопроводів: ***"шелига з шелигою"***:

- для ***відвідного трубопроводу***

- *відмітку шелиги* приймаємо рівною відмітці шелиги підвідного трубопроводу: $\Delta_ш$ ***=88,910 м.***

- *відмітку лотка* $\Delta_л$ ***=88,910-0,3=88,610 м***.

- *відмітку рівня води* $\Delta_{р.в.}$ ***= 88,610+0,2=88,810 м.***

Після визначення відміток трубопроводів, необхідно зробити перевірку на відсутність *підпору* води (коли $\Delta_{р.в.}$ у відвідному трубопроводі вищий за $\Delta_{р.в.}$ у підвідному). Порівняння відміток рівнів води відвідного та підвідного трубопроводів: ***88,81>88,7*** свідчить про наявність підпору, тому слід з'єднати ці трубопроводи ***"за рівнями води"***:

-для відвідного трубопроводу відмітка рівня води $\Delta_{р.в}$ ***= 88,790 м*** (рис.5а).

- відмітка рівня лотка: $\Delta_л$***=88,790-0,2=88,590 м.***

- відмітка шелиги: $\Delta_ш$***=88,590+0,3=88,890 м.***

Робимо перевірку на відсутність ***«порогів»*** (коли $\Delta_л$ наступної ділянки вищий за $\Delta h_л$ попередньої): ***88,59<88,71 -*** пороги відсутні.

Глибину закладання трубопроводів визначаємо за формулою $H=\Delta_з-\Delta_л$***:***

-*для підвідного* трубопроводу: ***H=91,7-88,71=2,99 м.***

-для *бокового* трубопроводу: ***H=91,7-89,581=2,12 м*** (рис.5а)**.**

. для *відвідного* трубопроводу: ***H=91,7-88,59=3,11м.***

Приклад 11. Визначити відмітки лотка, шелиги, рівня води та глибину закладання у відвідному трубопроводі з'єднувального колодязя, якщо відмітка поверхні землі колодязя $h_з$***=91,7 м.*** Вихідні дані - з прикладу 10, лише 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 води не визначають, тому прирівнюють ***рівень лотка безрозрахункової ділянки до рівня води відвідної ділянки***.

Для ***відвідного трубопроводу***:

- *рівень води* $\Delta_{р.в.}$***=88,71 м,***

- *відмітка лотка* $\Delta_л$***=88,71-0,2=88,51м,*** (глибина води 0,2 м)

- *відмітка шелиги* $\Delta_ш$***=88,51+0,3=88,81 м*** ,

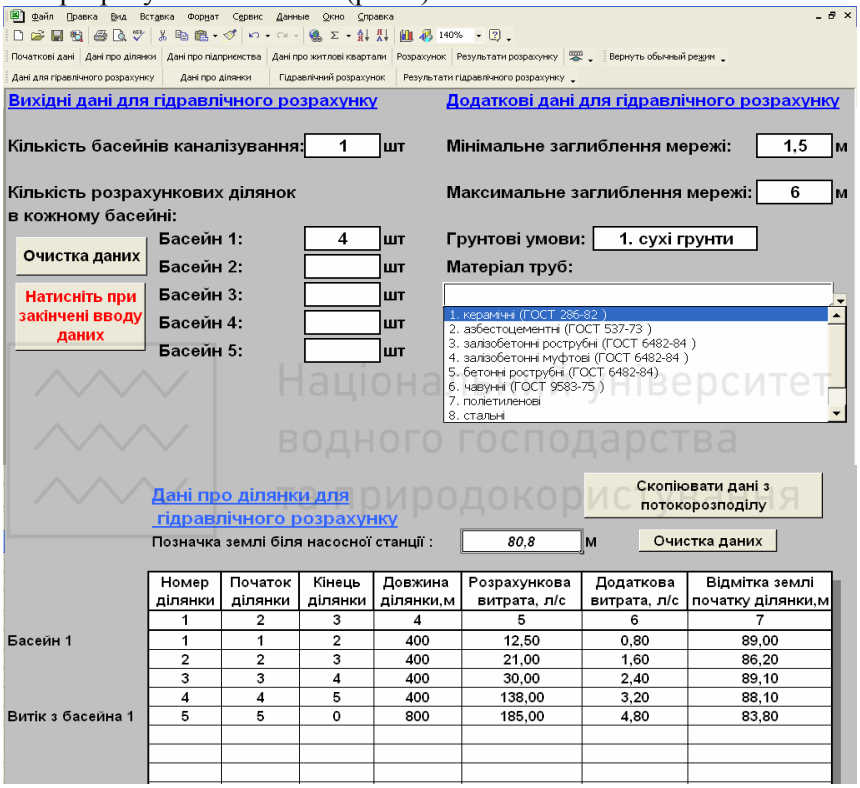
- *глибину* ***H= 91,7-88,51=3,19 м*** (рис.5б).

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 вдовідвідної 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).



	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»

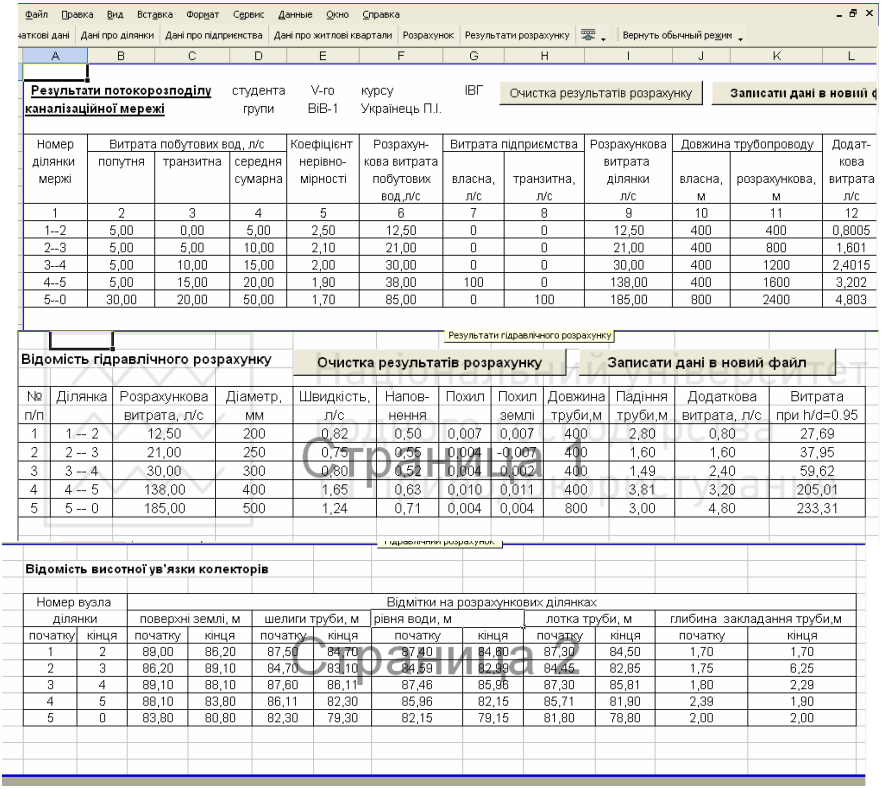
При визначенні розрахункових і контрольних витрат на ділянках мережі додатково вводяться:

- 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 та виконують потокорозподіл, гідравлічний розрахунок водовідвідних мереж; висотну ув'язку мережі і побудову профілю (рис.7).



Файл Правка Вид Вставка Формат Сервис Данные Окно Справка

Дані про ділянки | Дані про підприємства | Дані про житлові квартали | Розрахунок | Результати розрахунку | Вернуть обычный режим

Результати потокорозподілу каналізаційної мережі студента групи V-го ВіВ-1 курсу ІВГ Українець П.І. Очистка результатів розрахунку Записати дані в новий ф

Номер ділянки мережі	Витрата побутових вод, л/с: попутня	транзитна	середня сумарна	Коефіцієнт нерівномірності	Розрахункова витрата побутових вод,л/с	Витрата підприємства: власна, л/с	транзитна, л/с	Розрахункова витрата ділянки л/с	Довжина трубопроводу: власна, м	розрахункова, м	Додаткова витрата л/с
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 гідравлічного розрахунку

Відомість гідравлічного розрахунку Очистка результатів розрахунку Записати дані в новий файл

№ п/п	Ділянка	Розрахункова витрата, л/с	Діаметр, мм	Швидкість, л/с	Напов-нення	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

Гідравлічний розрахунок

Відомість висотної ув'язки колекторів

Номер вузла ділянки: початку	кінця	Відмітки на розрахункових ділянках: поверхні землі, м: початку	кінця	шелиги труби, м: початку	кінця	рівня води, м: початку	кінця	лотка труби, м: початку	кінця	глибина закладання труби,м: початку	кінця
1	2	89,00	86,20	87,50	84,70	87,40	84,60	87,30	84,50	1,70	1,70
2	3	86,20	89,10	84,70	83,10	84,59	82,99	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

Сторінка 1
Сторінка 2

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

Під час 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.

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

Гідравлічний 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 при періоді 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

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

де A – параметр, який визначає характеристику інтенсивності дощу при проектному значенні періоду P одноразового перевищення

Національний університет
та природокористування

розрахункової інтенсивності дощу [5, п.А.2]:

$$A = q_{20}\, 20^n \left(1 - \frac{lg\, P}{lg\, m_r}\right)^{\gamma} \qquad (25)$$

де 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:

$$z_{mid} = \Sigma\,(z_i f_i) / \Sigma\, f_i, \qquad (26)$$

де F – 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, внутрішньоквартальних трубах або каналах та вуличною мережею, хв.:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_{tr}; \qquad (27)$$

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]:

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

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

$$t_{tr} = \Sigma\frac{l_{tr}}{v_{tr}}; \qquad (29)$$

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

$$M = \frac{A^{1,2} z_{mid}}{t_r^{1,2n-0,1}} = \frac{C}{t_r^{n1}}; \qquad (30)$$

де $C = A^{1,2} z_{mid}$ $\qquad n_1 = 1{,}2 \cdot n - 0{,}1$.

Тоді ф. (24) матиме вигляд

$$q_r = MF\beta; \qquad (31)$$

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_p в межах 1,0 – 2,0 м/с, причому більше значення – при більших похилах поверхні землі. Коли закінчують розрахунок ділянки фактичну швидкість руху $v_p^{ф}$ води порівнюють з прийнятою v_p. 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 ***F*** водозбору ділянок. Розрахунок дощової мережі можна здійснювати у формі табл. 5.

Послідовність гідравлічного розрахунку ділянки дощової мережі :

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* – $t_{до} = max(t_r)$ – найбільшої тривалості дощу, визначеної для попередньої ділянки.

2. Визначення часу ***протікання води*** *по розрахунковій ділянці* $t_{по} = t_p$ за ф. 29 при швидкості v_p.

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

4. Обчислення ***розрахункової витрати*** q_{cal} дощової води, л/с (ф. 31).

5. ***Гідравлічний розрахунок***: визначення похилу труби, діаметра та наповнення, фактичної швидкості $v_p^{ф}$, користуючись [11, 12].

6. Порівняння заданої та фактичної швидкостей v_p та $v_p^{ф}$.

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

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 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] 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, аналогічній рис. 4 для виробничо-побутової мережі. Висотну ув'язку трубопроводів дощової мережі здійснюють за схемою ***"шелига з шелигою".*** У випадках, коли горизонт води у відвідному колекторі виявиться вищим, ніж у підвідному, наприклад, у випадку з'єднання труб однакового діаметра, ув'язку виконують ***за рівнями води***. Слід переконатись 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 дощеприймальника кварталу до вуличного колектора. 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 12 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. Кожній із цих видів поверхонь відповідає коефіцієнт 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 стежки	0,23	0,090	0,021
Ґрунтові поверхні	0,05	0,064	0,003
Газони	0,15	0,038	0,006
Разом	$\Sigma f_i = 1$		$\Sigma (z_i f_i) = 0,157$

Національний університет

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 л/с·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] $n=0,73$ і $\gamma = 1,54$.

Маючи вихідні дані обчислюємо параметр A за ф. 25:

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

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 $z_{mid} = \Sigma (z_i f_i) / \Sigma f_i = 0,157 / 1 = 0,157$.

Приклад 13 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.

Національний університет водного господарства та природокористування

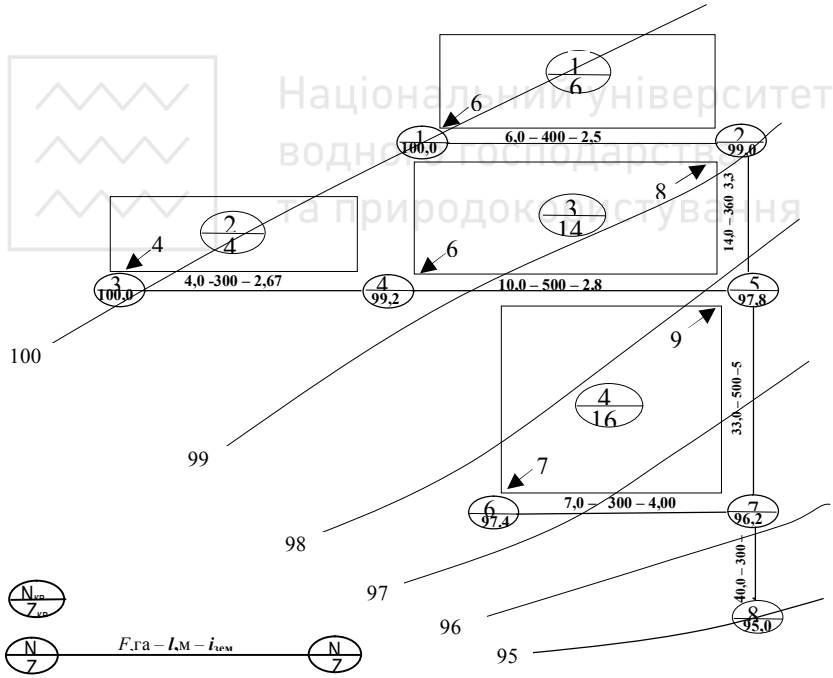


Рис.8. Розрахункова сема ділянки дощової мережі

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

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; $\beta = 0{,}55$; $\gamma = 1{,}82$; $z_{mid} = 0{,}17$; $A = 821{,}6$

№№ ділянки	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_{cal} л/с	Похил землі/ /труби i	Діаметр d,мм	Наповнення h/d	Швидкість дійсна v_p^{ϕ}м/с
				до діл. t_{do}	по діл. t_{no}	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

№№ ділянки	Перевищення ΔH, м	Відмітка землі		Шелига труби		Горизонт води		Лоток труби		Глибина колодязя	
		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

Національний університет водного господарства

Національний університет
водного господарства

8. Розрахунок і конструювання напірних трубопроводів

Напірні трубопроводи від насосних станцій прокладають з двох ниток, кожну 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 v_e (їхня величина коливається в межах від ***1,5*** до ***2,5м/с***):

$$d = \sqrt{4q/\pi v_e}\,, \tag{32}$$

де q – розрахункова витрата одного трубопроводу, м^3/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 дюкерну трубу, виході з неї, при проходженні через повороти.Втрати напору стічної води при проходженні її через дюкер, визначають за формулою:

$$H = i \cdot l + \sum \frac{\xi \cdot v^2}{2g}, м \tag{33}$$

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 ***1,5м/с***; g – прискорення вільного падіння, м/с^2.

Приклад 14 Визначити діаметр напірного трубопроводу із залізобетонних труб, який прокладено у дві нитки. Розрахункова витрата води – ***250 л/с***.

Розв'язок. Напірні трубопроводи розраховуємо на пропускання

Національний університет
водного господарства

половини максимальної секундної витрати $q_{нс}$ стічних вод ($q=q_{нс}/2=250/2=125$ л/с$=0,125$м^3/с), діаметр трубопроводу визначаємо за ф.32 при розрахунковій швидкість v_e=2,5м/с):

$$d = \sqrt{4q/\pi v_e} = \sqrt{4 \cdot 0,125 / 3,14 \cdot 2,5} = 0,25 м$$

Приймаємо найближчий більший за ДСТУ Б В.2.5-47:2010 ***діаметр*** однієї нитки напірного трубопроводу ***d=300*** *мм.*

Фактична ***швидкість*** дорівнює:

$$v_ф = \frac{4 \cdot 0,125}{3,14 \cdot 0,3^2} = 1,8 м / с.$$

Приклад 15 Визначити діаметр напірного дюкера із сталевих труб на самопливному водовідвідному колекторі, який прокладено у дві нитки, та відмітку лотка відвідного трубопроводу. Відмітка лотка підвідного трубопроводу у вхідній камері – Z_1=133,05м, розрахункова витрата води - 155,0 л/с, місцеві опори: вхід у трубу – 1шт. (ξ=0,1), засувки – 1шт. (ξ=0,05), відводи - 5шт. (ξ=0,07), коліна – 5шт. (ξ=0,98), довжина ділянки трубопроводу L=140м.

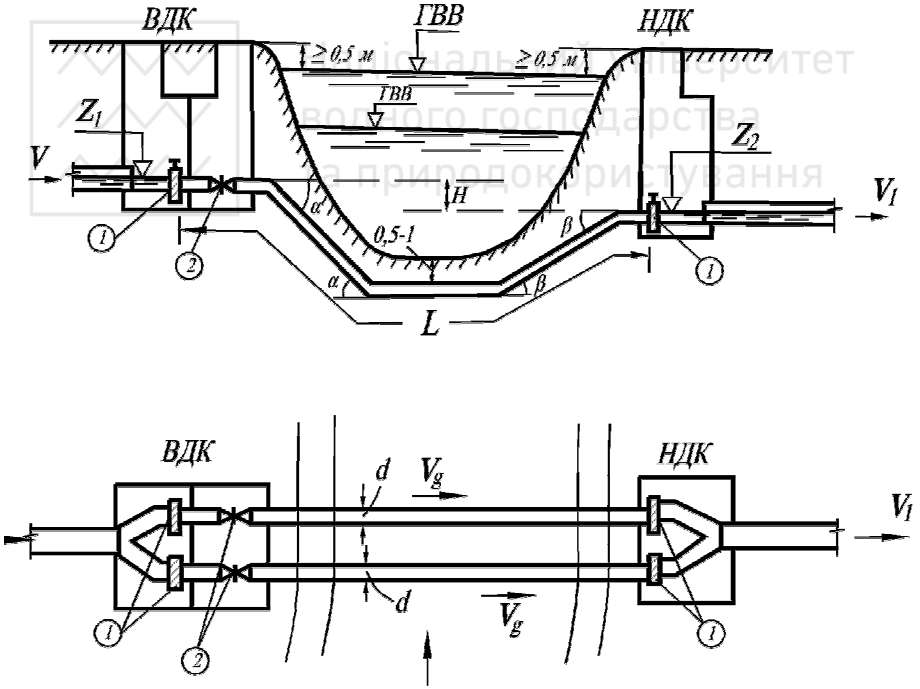


Рис.9. Розріз та план дюкеру:
1 –заслонка (шибер) у вхідній (ВДК) та вихіднвй (НДК) камері дюкеру,
2 – засувка у вхідній камері дюкеру.

Національний університет
водного господарства

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

Для обчислення втрат напору необхідно спочатку визначити діаметр трубопроводу ***d***, фактичну швидкість стічної води у трубі $v_ф$, 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:

$$q = q_p/2 = 155/2 = 77{,}5 \text{ л/с} = 0{,}0775 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Швидкість v_g у дюкері приймаємо в межах від ***1*** до ***1,5*** м/с***:***

$$d = \sqrt{4q/\pi v_g} = \sqrt{4 \cdot 0{,}0775 / 3{,}14 \cdot 1{,}0} = 0{,}314 м.$$

Приймаємо ***діаметр*** однієї нитки сталевого напірного трубопроводу ***d=324x7мм.*** Фактична ***швидкість***:

$$v_ф = \frac{4 \cdot 0{,}0775}{3{,}14 \cdot 0{,}31^2} = 1{,}03 м/с$$

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:

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

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

$$\Delta H = i \cdot l + \sum \frac{\xi \cdot v^2}{2g} = 0{,}006 \cdot 140 + \frac{5{,}4 \cdot 1{,}03^2}{2 \cdot 9{,}8} = 1{,}13 м$$

Відмітка лотка відвідного трубопроводу:

$$Z_2 = Z_1-\Delta H = 133{,}05-1{,}13=131{,}92 м.$$

9. Побудова поздовжнього профілю.

Профілі самопливних та напірних мереж викреслюють на аркуші А2 міліметрового паперу. Масштаби: вертикальний 1:100, горизонтальний 1:5000. Форму таблиці профілю виконують відповідно до ДБН А.2.2-3-2012. На профілі вказують глибину колодязя, бокові підключення з діаметром та відміткою лотка, а також характеристики трубопроводу: витрату стічних вод, діаметр, швидкість, наповнення розрахункової ділянки (рис. 7).

В таблиці профілю, яка має розміри шапки: 60 мм по ширині,

5 рядків висотою 15 мм, у яких вказують:

-відмітку лотка або низу труби;

-проектну відмітку землі;

-натурну відмітку землі;

Національний університет
водного господарства
та природокористування
-відмітку рівня води;
-позначення труби, тип ізоляції;

та 4 рядки висотою 10 мм, у яких вказують:

-основу;
-похил / довжину;
-відстань;
-план траси.

Відмітки вказують для вузлів початку і кінця кожної ділянки. Позначення труби включає матеріал, ДСТУ, марку, діаметр та довжину труби. При виборі матеріалу труб, типу основи можна користуватись методичними вказівками [9].

Для самопливних трубопроводів ДБН В.2.5.75:2013 рекомендує використання таких безнапірних труб:

- керамічні за ДСТУ Б В.2.5-57:2011,
- з поліетилену, поліпропілену, полівінілхлориду непласти-фікованого за ДСТУ Б В.2.5-32:2005,
- бетонні і залізобетонні за ДСТУ Б В.2.5-50:2010,
- залізобетонні безнапірні за ДСТУ Б В.2.5-46:2010,
- чавунні за ДСТУ Б В.2.5-57:2012 (при окремому обгрунтуванні).

Для напірних трубопроводів водовідведення рекомендовані труби:

- залізобетонні напірні віброгідропресовані за ДСТУ Б В.2.5-47:2010, ДСТУ Б В.2.5-48:2010,
- залізобетонні напірні зі сталевим сердечником за ДСТУ Б В.2.5-55:2010.

При обгрунтуванні можливе застосування сталевих труб.

Основу під трубопроводи вибирають, керуючись рекомендаціями [5, п.8.7.2]. Для трубопроводів, які прокладаю.ть у сухих грунтах достатньої міцності (понад 1,5 Па) застосовують грунтову основу, у глинистих грунтах – з піщаною підготовкою 0,1 м. При цьому для труб великих діаметрів (понад 400 мм – залежно від матеріалу) основа має бути спрофільована, для трубопроводів менших діаметрів – плоска. У грунтах скельних потрібно влаштовувати підготовку з піщаного або дрібного місцевого грунту.

У випадку прокладання трубопроводу у слабких грунтах потрібно влаштовувати бетонну основу збірну (у вигляді плити) або монолітну.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

У грунтах, які здатні просідати, крім плити, бетонують трубу з охопленням 90-135 ^{o}.

У мокрих грунтах основа – бетонна плита, у пливунах – бетонна охоплююча, окрім того, влаштовують дренаж із щебеню та водовідвідні лотки.

Похил труби вказують над діагональною рискою, яка має напрямок похилу трубопроводу, під рискою вказують ***довжину*** ділянки.

Для послідовних ділянок, які мають однаковий діаметр та похил, під діагональною рискою записують сумарну довжину, м.

Відстань, м, є віддаллю між вузлами початку та кінця розрахункової ділянки.

На плані траси вказують вузли розрахункових ділянок, кути повороту траси (стрілками, які виходять з вузла у відповідному напрямку), бокові підключення (стрілками, які входять до вузла з відповідного боку).

На профілі на бокових підключеннях вказують їх діаметр та відмітки лотка.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

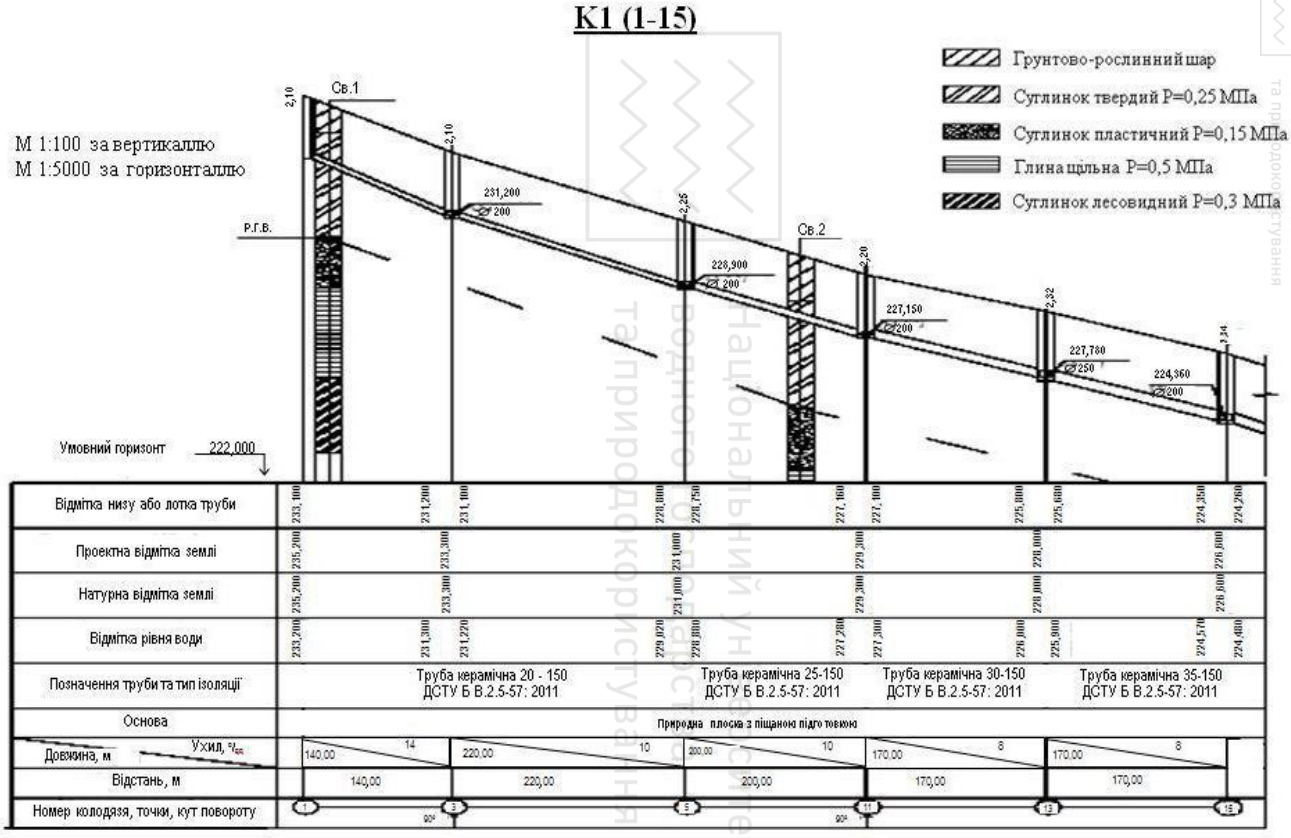


Рис. 7. Поздовжній профіль побутово-виробничої мережі

Національний університет
водного господарства
та природокористування

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровіл 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 – 590с.

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 кана-лизации/ 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.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток 1

Загальний к-т нерівномірності припливу стічних вод	Значення коефіцієнта за середньою витратою 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: якщо значення середньої витрати стічних вод є проміжними, то загальні коефіцієнти нерівномірності слід визначати лінійною інтерполяцією.

Додаток 2

Режим надходження стічних вод від різних джерел водовідведення

Години доби	Об'єкти, які працюють цілодобово,%	Об'єкти, які працюють неповну добу	Побутові стічні води підприємств для зміни t = 8 год., %	
			гарячі цехи	холодні цехи
0-1	0,2	Рівномірно протягом часу роботи	12,5	12,5
1-2	0,2		7,0	4,65
2-3	0,2		7,0	4,7
3-4	0,2		12,5	12,5
4-5	0,2		31,25	37,5
5-6	0,3		7,0	4,7
6-7	1,0		7,1	4,7
7-8	10,0		15,65	18,75
8-9	7,0			
9-10	3,0			
10-11	5,0			
11-12	6,0			
12-13	12,0			
13-14	9,0			
14-15	5,0			
15-16	3,0			
16-17	2,0			
17-18	10,0			
18-19	9,0			
19-20	6,0			
20-21	5,0			
21-22	3,0			
22-23	2,0			
23-24	0,7			

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Додаток 3

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

Додаток 4

Основні розрахункові параметри дощів для міст України

Місто	Показник ступеня ***n*** при періоді ***P***, років				q_{20} *при* ***P****=1, л/с·га*	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	98,4	58	0,65	87
Житомир	0,71	0,73	0,69	0,61	102,1	132	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	99,0	126	0,65	93
Київ	0,71	0,73	0,69	0,61	104,0	143	0,55	103
Кіровоград	0,71	0,73	0,69	0,61	98,0	124	0,55	106
Луцьк	0,67	0,72	0,73	0,70	98,0	135	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	65
Тернопіль	0,67	0,72	0,73	0,70	101,0	115	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	112,8	103	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

Національний університет
водного господарства
та природокористування

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 7

1.4. Сумарний графік погодинного надходження стічних вод від міста протягом доби 9

2.Вибір та обгрунтування системи водовідведення. Розробка та опис схеми виробничо-побутової мережі міста 12

3.Визначення розрахункових і контрольних витрат стічних вод на ділянках трубопроводів вуличної мережі 15

4.Визначення початкового заглиблення самопливної вуличної мережі 18

5.Гідравлічний розрахунок і висотне розміщення виробничо-побутової мережі 20

6.Розрахунок виробничо-побутової мережі на ЕОМ 25

7.Визначення розрахункових витрат на ділянках мережі та гідравлічний розрахунок дощової мережі. Розрахунок висотного розміщення трубопроводів дощової мережі 27

8.Розрахунок і конструювання напірних трубопроводів 32

9.Побудова поздовжнього профілю 35

ЛІТЕРАТУРА 37

ДОДАТКИ 38