

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Київський національний університет будівництва і архітектури

ПРОЄКТУВАННЯ ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ

Методичні вказівки
до виконання курсового проєкту
з дисципліни «Системи та мережі водопостачання»
для бакалаврів спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології»

Київ 2023

УДК 628.144

П 78

Укладач Т.П. Хомуцька, д-р техн. наук, старш. наук.
співробітник

Рецензент В.П. Хоружий, д-р техн. наук, професор

Відповідальний за випуск В.П. Хоружий, д-р техн. наук,
професор

*Затверджено на засіданні кафедри водопостачання
та водовідведення, протокол № 2 від 23 вересня 2022 року.*

В авторській редакції.

Проєктування водопровідної мережі: методичні вказівки до
П 78 виконання курсового проєкту / уклад. : Т.П. Хомуцька. – Київ:
КНУБА, 2023. – 56 с.

Містять загальні положення, послідовність виконання курсового проєкту, методику визначення розрахункових витрат води в населеному пункті та місткості регулюючих споруд, основи гідравлічного розрахунку водопровідної мережі та конструювання її окремих елементів.

Призначено для бакалаврів спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології».

ЗМІСТ

Загальні положення.....	4
1. Визначення розрахункових добових витрат води.....	5
2. Визначення погодинних витрат води.....	9
3. Трасування водопровідної мережі.....	12
4. Визначення місткості регулюючих споруд.....	14
5. Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води.....	18
6. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів.....	20
7. Попередній розподіл витрат води ділянками мережі.....	21
8. Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі.....	23
9. Визначення витрат напору в трубах та ув'язка кілець.....	24
10. Визначення вільних напорів та п'єзометричних відміток у вузлах водопровідної мережі.....	30
11. Визначення висоти водонапірної башти та напору насосів НС-II...	33
12. Конструювання водопровідних мереж.....	38
Список літератури.....	43
Додатки	45
Додаток 1. Питома середньодобова (за рік) норма водоспоживання питної води $q_{ж}$	45
Додаток 2. Розрахункові показники душових сіток.....	46
Додаток 3. Витрата води для благоустрою територій у населених пунктах і на підприємствах виробничого, аграрно-промислового комплексу та складського призначення ...	46
Додаток 4. Коефіцієнт врахування чисельності жителів у населеному пункті β_{max}	47
Додаток 5. Розподіл добових витрат води за годинами в %.....	48
Додаток 6. Витрати води на зовнішнє пожежогасіння у населених пунктах.....	49
Додаток 7. Характеристики водонапірних башт.....	50
Додаток 8. Основні параметри РЧВ із залізобетонних елементів, м	50
Додаток 9. Питомі гідравлічні опори A труб та поправочні коефіцієнти до них.....	51
Додаток 10. Зведений графік $Q-H$ характеристик насосів типу Д.....	53
Додаток 11. Форми специфікації фасонних частин і арматури, відомості колодязів і штампу.....	54

Загальні положення

Курсовий проект «Проектування водопровідної мережі» складається з розрахунково-пояснювальної записки та креслярсько-графічної частини, які повинні відповідати вимогам Держстандарту.

Послідовність викладення матеріалу в методичних вказівках, призначених для самостійної роботи студентів денної та заочної форм навчання, відповідає рекомендованій послідовності складання розрахунково-пояснювальної записки.

Креслярсько-графічна частина курсового проекту повинна містити: генплан міста з нанесеними лініями водопровідної мережі у масштабі 1:10000, монтажну схему одного кільця; деталювання арматури та фасонних частин окремих вузлів із складанням специфікації (на одне кільце); відомість колодязів.

Розпочинаючи роботу, потрібно ретельно проаналізувати всі вихідні дані, вивчити рекомендовану послідовність виконання проекту та зібрати додаткові відомості з літературних джерел, звернувши увагу на можливість залучення прогресивних технічних рішень, що дозволяють знизити надлишкові напори в мережі, скоротити витрати електроенергії та вартість комплексу.

У процесі виконання курсового проекту необхідно обґрунтовувати прийняті рішення з посиланням на нормативні та довідкові посібники [1-9]. Для більш глибокого вивчення розділу «Проектування водопровідної мережі» рекомендовано користуватися спеціальною літературою [10-13].

1. Визначення розрахункових добових витрат води

Визначення розрахункових добових витрат води в заданому населеному пункті починають з підрахунку водоспоживання його мешканцями. Розрахункову (середню за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення кожного житлового району міста, м³/добу, обчислюють за формулою:

$$Q_{\text{доб.ср}} = N \cdot q_{\text{ж}} / 1000, \quad (1)$$

де N – кількість населення, що мешкає у даному районі (за завданням), осіб; $q_{\text{ж}}$ – питоме господарсько-питне водоспоживання населенням, л/добу на 1 особу, який беруть згідно з [1] (див. дод. 1). При цьому для південної кліматичної зони розташування міста, як правило, беруть більші значення $q_{\text{ж}}$, для північної – менші.

Розрахункові витрати води, м³/добу, на господарсько-питні потреби населення в добу найбільшого і найменшого водоспоживання (табл. 1) визначають із виразів [1]:

$$Q_{\text{доб.мах}} = K_{\text{доб.мах}} \cdot Q_{\text{доб.ср}}; \quad (2)$$

$$Q_{\text{доб.мін}} = K_{\text{доб.мін}} \cdot Q_{\text{доб.ср}}, \quad (3)$$

де $K_{\text{доб.мах}} = 1,1-1,3$ і $K_{\text{доб.мін}} = 0,7-0,9$ – коефіцієнти добової нерівномірності водоспоживання, що враховують уклад життя населення, режими роботи підприємств, ступінь благоустрою будинків, зміни водоспоживання за сезонами року та днями тижня; як правило, для північної кліматичної зони беруть менші значення цих коефіцієнтів, для південної – більші.

Таблиця 1

Водоспоживання населенням

Райони міста	N , осіб	$q_{\text{ж}}$, л/добу·особу	$Q_{\text{доб.ср}}$, м ³ /добу	$K_{\text{доб.мах}}$	$Q_{\text{доб.мах}}$, м ³ /добу	$K_{\text{доб.мін}}$	$Q_{\text{доб.мін}}$, м ³ /добу
I							
II							
Разом		-		-		-	

Розраховують водоспоживання на виробничі (табл. 2) та господарсько-питні і душові потреби (табл. 3) промислових підприємств,

якщо вони під'єднані і використовують воду з міської водопровідної мережі.

Таблиця 2

Водоспоживання на виробничі потреби підприємств

Назва підприємства	№ зміни	Одиниця продукції	Норма витрати води на одиницю продукції q_v , м ³ /од.	Кількість продукції N_v , од.	Водоспоживання Q_v , м ³
1	1				
	2				
	3				
	Σ	-	-		
2	1				
	2				
	3				
	Σ	-	-		
3	1				
	2				
	3				
	Σ	-	-		
Разом	-	-	-		

Таблиця 3

Водоспоживання на господарсько-питні потреби підприємств і прийняття душу

№ підприємства	№ зміни	К-сть працюючих, ос.	Гарячі цехи			Холодні цехи			$Q_{г-п}$, м ³	Прийняття душу		
			N_g , ос.	q_g , л/ос.	Q_g , м ³	N_x , ос.	q_x , л/ос.	Q_x , м ³		N_d , ос.	q_d , л/ос.	Q_d , м ³
1	1											
	2			45			25					
	3											
	Σ			-			-				-	
2	1											
	2			45			25					
	3											
	Σ			-			-				-	
3	1											
	2			45			25					
	3											
	Σ			-			-				-	
Разом	-		-			-				-		

Питомі витрати води на виробничі потреби визначають за даними технологів підприємств або за аналогами з урахуванням галузі [2]. У курсовому проекті дані щодо норми витрати води на одиницю продукції

промислових підприємств та кількості продукції, що випускається за добу та максимальну зміну, а також кількості працівників, що працюють у гарячих цехах і таких, що користуються душем, беруть за завданням. Якщо підприємство працює в три зміни, то розподіл виготовленої продукції і кількості працівників між двома наступними змінами (після максимальної) здійснюють рівномірно.

Водоспоживання, м^3 , на виробничі потреби підприємств у кожен зміну роботи визначають за формулою

$$Q_{\text{в}} = N_{\text{в}} \cdot q_{\text{в}}, \quad (4)$$

де $N_{\text{в}}$ – кількість продукції, що випускається за зміну, од.; $q_{\text{в}}$ – норма витрати води на одиницю продукції, $\text{м}^3/\text{од}$.

Витрати води на господарсько-питні потреби робітників на підприємствах визначають, враховуючи нормативи [3-5]; у даному проекті беруться: для гарячих цехів $q_{\text{г}}$ – 45 л/ос.; для холодних $q_{\text{х}}$ – 25 л/ос.

Якщо на промисловому підприємстві після закінчення зміни передбачено прийняття душу працівниками, то витрату води на 1 особу, що приймає душ, $q_{\text{д}}$, призначають залежно від характеру виробничих процесів (див. дод. 2).

Водоспоживання, м^3 , на господарсько-питні потреби працівників у гарячих (г) і холодних (х) цехах та душові (д) потреби на промислових підприємствах визначають за формулою

$$Q_{(\text{г}; \text{х}; \text{д})} = N_{(\text{г}; \text{х}; \text{д})} \cdot q_{(\text{г}; \text{х}; \text{д})} / 1000, \quad (5)$$

де $N_{(\text{г}; \text{х}; \text{д})}$ – кількість робітників за зміну, працюючих відповідно в гарячих, холодних цехах та приймаючих душ, осіб; $q_{(\text{г}; \text{х}; \text{д})}$ – витрати води на одного робітника за зміну, що працює відповідно в гарячому, холодному цехах та приймає душ, л/ос.; $1/1000$ – коефіцієнт переведення літрів у м^3 .

Розрахункові середньодобові витрати води на поливання або зрошування зелених насаджень, а також миття вулиць та доріг обчислюють [1], знаючи їх площу і потребу у воді на такі цілі (див. дод. 3, табл. 3.1). За відсутності в завданні на проектування даних про площі питомі витрати води на поливання зелених насаджень і миття міських територій в добу максимального водоспоживання можна брати у

розрахунку на одного жителя залежно від кліматичного району (див. дод. 3 табл. 3.2). Результати розрахунків заносять в табл. 4.

Таблиця 4

Витрати води на поливання

Райони міста	Кількість населення, осіб	Питомі витрати води на 1 особу, л/добу	Витрата води, м ³ /добу
I			
II			
Разом			

Якщо у місті проектують об'єднаний водопровід для забезпечення усіх потреб споживачів, то табл. 5 балансу добового водоспоживання міста складають за результатами розрахунків табл. 1-4. Однак велика вартість отримання якісної питної води на станціях водопідготовки відповідно до нормативів [6] вказує на недоцільність використання такої води для технічних потреб. Тому, проектуючи міську водопровідну мережу, бажано розглянути можливість влаштування окремого водопроводу для поливу зелених насаджень, миття територій та забезпечення виробничих потреб підприємств, що не потребують воду питної якості, використовуючи місцеві джерела живлення – водотоки, водойми, ґрунтові води або доочищені міські чи поверхневі стічні води після необхідної водопідготовки. У цьому випадку при складанні балансу добового водоспоживання (табл. 5) витрати на полив та виробничі потреби таких підприємств не враховують, проектуючи і розраховуючи для цих споживачів додаткову водопровідну систему.

Згідно з [1] витрати води для потреб місцевої промисловості (пральні, перукарні і т.д.) та невраховані витрати беруть у розмірі 10-20 % від витрат води на господарсько-питні потреби населеного пункту (див. дод. 1, прим. 3).

Добова нерівномірність водоспоживання на промислових підприємствах пов'язана з сезонними змінами норм водоспоживання [2] і коливаннями об'єму продукції, що випускається. Тому під час визначення максимального і мінімального водоспоживання на підприємствах необхідно враховувати коефіцієнти зміни добового об'єму продукції. У курсовому проекті приймаємо роботу підприємств однаковою протягом року, отже ці коефіцієнти рівні одиниці.

Середньодобову витрату води на полив вулиць і зелених насаджень в умовах України беруть у розмірі 50 % від витрат води на ці потреби у добу максимального водоспоживання. У добу мінімального водоспоживання полив не виконують.

Баланс добового водоспоживання міста

№	Споживачі	Витрата води, м ³ /добу		
		середньо-добова	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району			
	Невраховані витрати			
	Разом			
2	Населення II району			
	Невраховані витрати			
	Разом			
Підприємство 1				
3	Виробничі потреби			
	Господарсько-питні			
	Душові			
	Разом			
Підприємство 2				
4	Виробничі потреби			
	Господарсько-питні			
	Душові			
	Разом			
Підприємство 3				
5	Виробничі потреби			
	Господарсько-питні			
	Душові			
	Разом			
Полив вулиць і зелених насаджень				
6	I район			
	II район			
	Разом			
Усього по місту				

2. Визначення погодинних витрат води

Для розрахунку водопровідної мережі, насосних станцій, що подають воду в мережу, регулюючих і запасних ємностей необхідно знати водоспоживання міста за годинами доби. Такий погодинний розподіл витрат води на різні потреби здійснюють для доби максимального водоспоживання.

Окремо для кожного із районів міста (I і II) розраховують коефіцієнт максимальної погодинної нерівномірності водоспоживання населенням:

$$K_{г.маx (I; II)} = \alpha_{маx (I; II)} \cdot \beta_{маx (I; II)}, \quad (6)$$

де $\alpha_{\max} = 1,2-1,4$ – коефіцієнт, що враховує ступінь благоустрою будинків, режим роботи підприємств та інші місцеві умови [1]; β_{\max} – коефіцієнт, який враховує чисельність мешканців у населеному пункті (див. дод. 4).

Погодинні витрати води населенням кожного з районів міста обчислюють, з огляду на графіки водоспоживання аналогічних водопроводів, беручи $K_{г.\max}$ з дод. 5 максимально наближеним до розрахункового і розподіляючи у відповідності з ним витрати води для кожної години доби (табл. 6). Загальну добову витрату населенням міста, що включає і невраховані витрати, по кожному із житлових районів беруть з табл. 5 для доби максимального водоспоживання.

Витрати води на виробничі потреби підприємств беруть рівномірними протягом зміни. Розподіл води на господарсько-питні потреби на підприємствах обчислюють із врахуванням вказівок [1], призначаючи коефіцієнт годинної нерівномірності залежно від типу цехів. У курсовому проекті для спрощення розрахунків можна взяти ці витрати рівномірними протягом зміни.

Для усіх промислових підприємств беремо 8-годинну зміну з початком першої зміни, яка вважається максимальною, о 8 годині ранку. Вода у душових витрачається в наступну після закінчення кожної зміни годину.

Якщо прийнято об'єднану систему водопостачання, то витрати води на полив зелених насаджень і миття вулиць розподіляють [1] в години мінімального і середнього водоспоживання, виключаючи водовідбір з мережі у години максимального водоспоживання населенням і промисловістю міста.

Поливні витрати води доцільно розподіляти, проаналізувавши графік водоспоживання міста, побудований за даними графі 19 табл. 6, так, щоб не виконувати розбір води в години максимального водоспоживання і раціонально призначити ступені роботи насосів на насосній станції другого підйому (НС-II).

За сумарними погодинними витратами (графа 22 табл. 6) будують графік водоспоживання за годинами доби (рис. 1).

Визначення погодинних витрат у місті

Го- Дини доби	населення I району		населення II району		Ра- зом	Підприємство 1				Підприємство 2				Підприємство 3				ΣQ, м³/год	Полив		Q _{міста} , м³/год
	% від Q _{доб.мах}	витрата, м³/год	% від Q _{доб.мах}	витрата, м³/год		ви- роб- ничі	госп- питні	ду- шові	ра- зом	ви- роб- ничі	госп- питні	ду- шові	ра- зом	ви- роб- ничі	госп- питні	ду- шові	ра- зом		I ра- йон	II ра- йон	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0-1																					
1-2																					
...																					
23-24																					
Всього	100		100																		

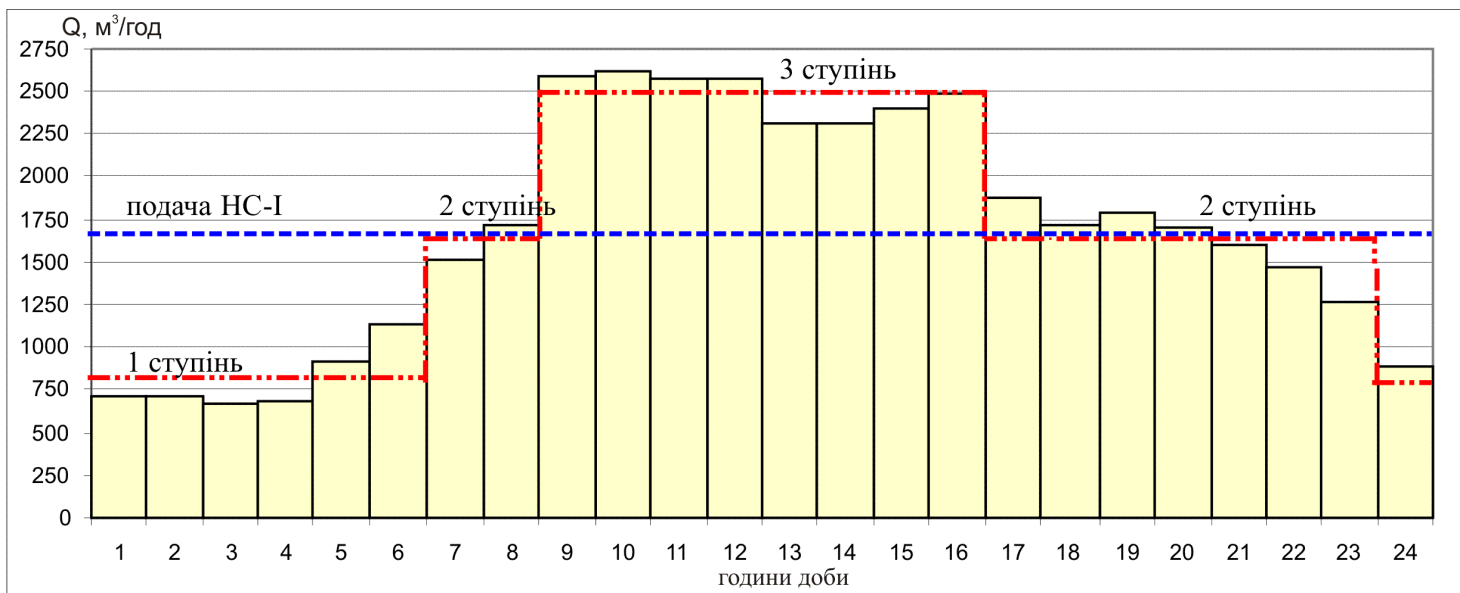


Рис. 1. Приклад побудови графіків добового водоспоживання міста і подачі води насосними станціями

Графік роботи насосів, що живлять водопровідну мережу, приймають дво- або триступінчатим залежно від графіка водоспоживання і наносять на рис. 1. Подачу води насосами і тривалість роботи кожного ступеня (табл. 7) призначають так, щоб обидва графіки були максимально наближеними, а отже, регулююча ємність водонапірної споруди і її вартість – мінімальними. Роботу насосної станції першого підйому (НС-I) приймають рівномірною протягом доби. У табл. 7 наведено приклад розрахунку подачі насосів згідно з водоспоживанням (рис. 1).

Таблиця 7

Визначення подачі насосів на насосних станціях

Насосна станція	Тривалість роботи насосів, год.	Витрата, м ³ /год	Подача, м ³ /добу
НС - II 1 ступінь	7	800	5600
НС - II 2 ступінь	9	1620	14580
НС - II 3 ступінь	8	2500	20000
НС - I	24	1674,17	40180

3. Трасування водопровідної мережі

У процесі проектування водопровідної мережі залежно від рельєфу місцевості, розрахункових витрат води, нерівномірності водоспоживання, місткості регулюючих споруд, протяжності водоводів, характеру забудови та інших факторів обирають найбільш доцільну схему водопостачання.

Водонапірну башту чи іншу напірно-регулюючу споруду в населеному пункті зазвичай розташовують на найвищій відмітці місцевості і приєднують до вузла водопровідної мережі. Коли цей вузол знаходиться в місці приєднання водоводів, тобто на початку мережі, то проектують схему з прохідною баштою (рис. 2 а). Якщо напірно-регулююча споруда розміщена з протилежного боку від місця подачі насосів НС-II, то розраховують схему з контррезервуаром (рис. 2 б).

У випадку, коли в населеному пункті не передбачається встановлення напірно-регулюючих споруд, проектують безбаштову схему водопостачання (рис. 2 в), за якої подача насосів НС-II у кожен годину доби дорівнює водоспоживанню з мережі.

У разі великої протяжності водоводів або мереж, а також значних перепадів відміток поверхні землі і потрібних напорів у споживачів для поліпшення роботи системи влаштовують насосні станції третього (НС-III) і вищих підняття або станції підкачування. У найкрупніших містах з великим водоспоживанням часто використовують схеми з кількома

водозаборами, резервуарами чистої води (РЧВ) та насосними станціями для забезпечення потреб споживачів окремих мікрорайонів.

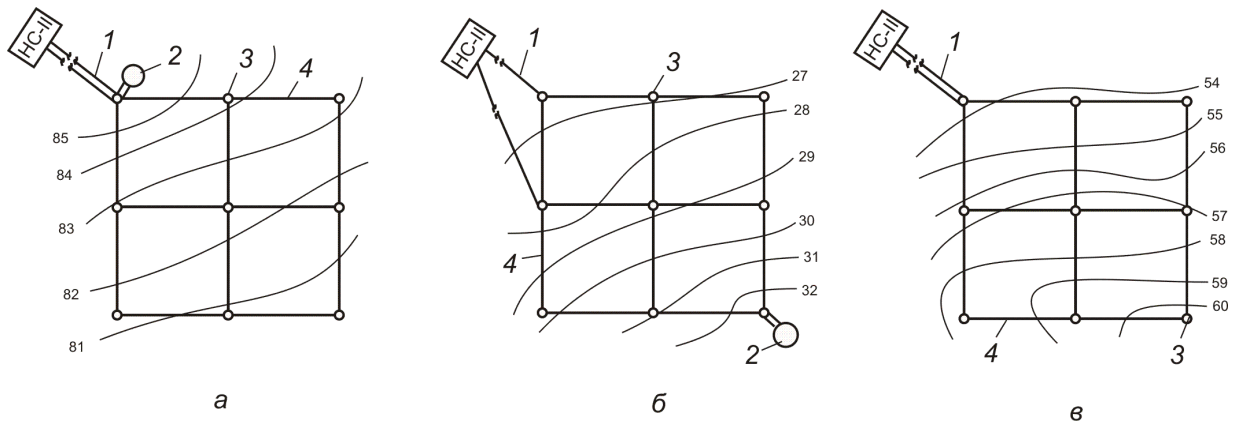


Рис. 2. Схеми водопостачання:

а – з прохідною баштою; б – з контррезервуаром; в – безбаштова;

1 – водовід; 2 – водонапірна башта; 3 – вузол; 4 – ділянка магістральної водопровідної мережі

Як правило, водоводи від НС-II до магістральної водопровідної мережі прокладають у дві нитки – або паралельно, приєднуючи до одного вузла (рис. 2 а і 2 в), або до різних вузлів (рис. 2 б) для більш рівномірного розподілу води магістральними трубопроводами. Враховуючи розміри водоспоживання, вимоги надійності системи, віддаленість споживачів та інші фактори можна передбачати і більше ниток водоводів. За значної довжини паралельно прокладених водоводів між ними влаштовують переключення. У разі прокладання водоводу в одну нитку біля споживачів споруджують РЧВ, де зберігається аварійний запас води, розрахований на час ліквідації аварії на водоводі [1].

Водопровідна мережа складається з магістральних та розподільних ліній і повинна охоплювати усю територію міста. Для полегшення робіт гідравлічний розрахунок виконують тільки для магістральної мережі, яка повинна бути кільцевою, а діаметри розподільних ліній призначають конструктивно: для малих населених пунктів (число жителів до 50 тис. чол.) – 100 мм; середніх (50-250 тис. чол.) – 150 мм; великих і крупних міст (понад 250 тис. чол.) – 150-200 мм.

Траси магістральної водопровідної мережі прокладають:

- а) якомога коротшим шляхом до найбільш крупних споживачів;
- б) густонаселеними районами;
- в) переважно по підвищених відмітках місцевості для забезпечення достатніх вільних напорів у розподільній водопровідній мережі;
- г) з урахуванням розміщення водонапірної башти;

- д) переважно з двохсторонньою віддачею води з мережі;
- е) рівномірно охоплюючи територію міста;
- ж) враховуючи рельєф місцевості і гідрогеологічні умови.

Вузли магістральної мережі намічають у точках пересікання магістралей, місцях підключення крупних споживачів (підприємств), водонапірної башти і водоводів до магістральної мережі. При цьому відстань між вузлами рекомендується в межах 500-1500 м. Якщо вона перевищує 1500 м, то намічають додатковий вузол, що ділить дану ділянку приблизно пополам. У кожному кільці повинно бути переважно 4-6 вузлів. Кожен вузол нумерують і записують довжини ділянок мережі між вузлами.

Перехід трубопроводів через ріки зазвичай здійснюють за допомогою дюкерів [1], що являють собою ділянку трубопроводу, прокладеного по дну річки або іншої водойми в траншеї. Його, як правило, виконують зі сталевих труб з протикорозійною посиленою ізоляцією, захищеною від механічних ушкоджень. Кількість ліній дюкера повинна бути не менше двох.

Переходи трубопроводів під залізницями I-VI категорій та автошляхами I і II категорій виконують у футлярах або тунелях згідно [1].

4. Визначення місткості регулюючих споруд

Коли на території населеного пункту передбачається встановлення водонапірної башти (див. рис. 2 а і 2 б), то її регулюючий об'єм визначають шляхом суміщення графіків водоспоживання і водоподачі насосами НС-II. Усі розрахунки виконують у табл. 8. При цьому добове водоспоживання повинно дорівнювати добовій подачі води НС-II.

Таблиця 8

Визначення регулюючого об'єму бака водонапірної башти

Години доби	$Q_{\text{міста}}$, м ³ /год	$Q_{\text{НС-II}}$, м ³ /год	Витрата q у бак, м ³ /год	Витрата q із бака, м ³ /год	Об'єм води W у баку, м ³
1	2	3	4	5	6
0-1					
1-2					
...					
23-24					
Усього					

Якщо водоспоживання міста $Q_{\text{міста}}$ у будь-яку годину доби є меншим, ніж подача насосів $Q_{\text{НС-II}}$, то надлишкова витрата надходить у бак башти, а якщо більшим – недостача води компенсується з бака.

Визначення залишку води у баку ведуть з початку доби, додаючи значення витрат, коли вода надходить у бак, і віднімаючи, коли вода витрачається з нього для водоспоживання. При цьому значення залишку може бути як додатнім, так і від'ємним. У цьому випадку регулюючий об'єм бака башти буде дорівнювати сумі абсолютних величин найбільших додатного і від'ємного значень залишку води в баку.

Отриманий у результаті цих розрахунків регулюючий об'єм водонапірної башти може бути зменшено на 10-15 %, якщо башта розташована на початку мережі, і на 30-40 % при схемі з контррезервуаром. Це встановлено на практиці і пов'язано із саморегулюючою здатністю відцентрових насосів. При цьому регулюючий об'єм РЧВ біля НС-II необхідно збільшити на величину зменшеного об'єму бака башти.

Повний об'єм бака водонапірної башти, m^3 , дорівнює

$$W_6 = W_{p.6} + W_{пoж.6}, \quad (7)$$

де $W_{p.6}$ – регулюючий об'єм, m^3 ; $W_{пoж.6}$ – недоторканий протипожежний запас води, m^3 .

Протипожежний запас води в башті, m^3 , визначають з розрахунку на 10-хвилинну тривалість гасіння однієї зовнішньої і однієї внутрішньої пожеж за одночасних найбільших витрат на інші цілі [1]:

$$W_{пoж.6} = 0,6 (q_{6.max} + q_{п.з} + q_{п.в}), \quad (8)$$

де $q_{6.max}$ – витрата води з бака башти в годину максимального водоспоживання, л/с; $q_{п.з}$ і $q_{п.в}$ – розрахункові витрати води відповідно на гасіння однієї зовнішньої і однієї внутрішньої пожеж, л/с.

Розрахункову витрату води на гасіння зовнішніх пожеж у житловій забудові населеного пункту беруть залежно від чисельності населення та кількості поверхів забудови (див. дод. 6) [1].

Розрахункову витрату води на внутрішнє пожежогасіння беруть з розрахунку двох пожежних струменів продуктивністю 2,5 л/с, тобто рівною 5 л/с.

Розрахункову витрату води на гасіння пожеж на території промислових підприємств та загальну розрахункову витрату води на потреби гасіння пожеж у населеному пункті визначають згідно з [1]. Число одночасних пожеж і витрата води на гасіння пожеж у населеному пункті з

декількома промисловими підприємствами можуть братися за узгодженням з органами Держпожежнагляду.

Розміри баків визначають із врахуванням співвідношення діаметра і висоти D_6/h_6 , яке, як правило, близьке 1. Об'єми баків башт наведено у дод. 7. При цьому враховують, що об'єм вибраного бака повинен бути не меншим за розрахунковий W_6 .

Визначивши діаметр бака за формулою:

$$D_6 = \sqrt[3]{\frac{W_6}{0,785}}, \quad (9)$$

обчислюють висоту регулюючого $h_{р.б}$ і протипожежного $h_{п.б}$ об'ємів води:

$$h_{(р;п.б)} = \frac{1,27W_{(р;п.б)}}{D_6^2}. \quad (10)$$

Після цього розраховують об'єм резервуарів, що знаходяться біля очисних споруд і НС-II. Повний об'єм РЧВ визначають за формулою:

$$W_{рчв} = W_{р.р} + W_{п.р} + W_{в.п}, \quad (11)$$

де $W_{р.р}$ – повний регулюючий об'єм води, тобто розрахунковий регулюючий об'єм резервуара збільшений на величину зменшеного регулюючого об'єму бака башти (за баштової схеми водопостачання), m^3 ; $W_{п.р}$ – протипожежний запас води, m^3 ; $W_{в.п}$ – запас води на власні потреби станцій підготовки води, m^3 .

Протипожежний об'єм у резервуарах передбачають, встановлюючи на насосній станції пожежні насоси, що забирають воду на гасіння пожеж:

$$W_{п.р} = T_{п} (3,6q_{п} - Q_1) + W_{госп}, \quad (12)$$

де $T_{п} = 3$ год – час гасіння пожежі в системах водопостачання I категорії; $q_{п}$ – витрати води на гасіння розрахункової кількості пожеж у населеному пункті, л/с (див. додаток 6); Q_1 – подавання води в РЧВ від НС-I, $m^3/год$; 3,6 – коефіцієнт переведення л/с у $m^3/год$; $W_{госп}$ – об'єм води, m^3 , що споживається за три суміжні години найбільшого водоспоживання на господарські і виробничі цілі (без урахування прийняття душу та поливання територій).

Витрати води на власні потреби станції підготовки води $W_{в.п}$ визначають на основі детальних розрахунків витрат води на промивання фільтрів, скидання мулу, приготування реагентів та ін. У курсовому проекті орієнтовно їх можна брати у розмірі від 1 до 6 % добової витрати води максимального водоспоживання.

Розрахунковий регулюючий об'єм РЧВ визначають суміщенням графіків подачі насосами НС-I і НС-II (табл. 9).

Таблиця 9

Визначення регулюючого об'єму РЧВ

Години доби	$Q_{НС-I}, \text{ м}^3/\text{год}$	$Q_{НС-II}, \text{ м}^3/\text{год}$	$q \text{ до РЧВ}, \text{ м}^3/\text{год}$	$q \text{ із РЧВ}, \text{ м}^3/\text{год}$	$W \text{ у РЧВ}, \text{ м}^3$
0-1					
1-2					
...					
23-24					
Усього					

Розрахунок ведуть аналогічно як в табл. 8. Після визначення повного об'єму РЧВ призначають парну кількість типових резервуарів (див. дод. 8). Сумарний об'єм прийнятих резервуарів повинен бути не меншим розрахованого значення $W_{рчв.}$.

У разі значної довжини водоводів або крутого рельєфу місцевості з метою зменшення напору насосів на НС-II часто проектують додаткову насосну станцію НС-III з РЧВ, яку розміщують наприкінці водоводів на території населеного пункту. У цьому випадку регулюючий $W_{р.р}$ і протипожежний $W_{п.р}$ запаси води зберігають саме у цих резервуарах, розташованих поблизу водоспоживачів, приймаючи роботу НС-II рівномірною протягом доби, а НС-III – за наміченим графіком згідно з водоспоживанням. Якщо водовід запроектовано в одну нитку, то в цих РЧВ зберігають ще і аварійний запас води $W_{ав.р}$ для забезпечення потреб споживачів під час ліквідації аварії на водоводі [1]. У крупних містах можуть знаходитися кілька РЧВ з відповідними запасами води та насосними станціями, що живлять водопровідну мережу з різних боків.

Глибини h_i розрахункових об'ємів води (регулюючого $h_{рег.р}$; протипожежного $h_{п.р}$; на власні потреби – $h_{в.п}$) визначають за формулою

$$h_i = W_i / nF_{рчв}, \quad (13)$$

де W_i – i -й об'єм води (регулюючий – $W_{p.p}$, протипожежний – $W_{п.п.р}$, на власні потреби – $W_{в.п}$) m^3 ; n – прийнята кількість резервуарів ($n \geq 2$); $F_{pчв}$ – площа дзеркала води в резервуарі, m^2 .

Відмітка максимального рівня води в резервуарі:

$$Z_{max.p} = Z_{з.p} + \Delta h_p, \quad (14)$$

де $Z_{з.p}$ – відмітка поверхні землі в місці знаходження РЧВ, м; Δh_p – перевищення максимального рівня води над поверхнею землі (орієнтовно за типовими проектами можна приймати $\Delta h_p = 0,5-2$ м).

Відмітка дна РЧВ:

$$Z_{д.p} = Z_{max.p} - h_p, \quad (15)$$

де h_p – максимальна глибина води в РЧВ (див. дод. 8), м.

Відмітку мінімального рівня води в РЧВ визначають за формулою

$$Z_{min.p} = Z_{max.p} - h_{рег.p} - h_{в.п.} \quad (16)$$

5. Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води

У курсовому проекті водоводи і магістральну мережу слід розраховувати на найбільш характерні режими залежно від прийнятої схеми водопостачання міста.

Для мережі з контррезервуаром передбачено три розрахункових режими:

1. Максимальний водовідбір з мережі. У цю годину вода надходить у мережу від насосної станції і від контррезервуара.

2. Гасіння пожежі в годину максимального водовідбору з мережі. Уся потрібна витрата подається насосами з резервуарів, де зберігаються протипожежні запаси води, а бак башти вважається спорожненим.

3. Максимальний транзит води в контррезервуар. У цю годину водовідбір з мережі близький до мінімального при роботі насосів другого ступеня, а надлишок води транзитом через мережу надходить у контррезервуар.

Мережу з прохідною баштою розраховують тільки на два перших режими її роботи, оскільки транзит води через мережу в башту відсутній.

У безбаштових схемах для правильного підбору насосного обладнання мережу зазвичай розраховують не менше ніж на 7 режимів, досліджуючи роботу системи у добу мінімального, середнього і максимального водоспоживання. У курсовому проекті для зменшення обчислень мережу перевіряють на три розрахункові режими у добу максимального водоспоживання: години максимального і мінімального водовідбору з мережі та гасіння пожежі за максимального водовідбору.

Для виконання гідравлічного розрахунку водоводів і магістральної водопровідної мережі витрати води на різні потреби споживачів двох (I і II) районів житлової забудови, а саме: населення ($q_{\text{нас.}(I; II)}$), трьох підприємств ($q_{\text{підпр.}(1; 2; 3)}$), поливу ($q_{\text{пол.}(I; II)}$) переводять у секундні. Ці витрати виписують з табл. 6 для години максимального водоспоживання, години максимального транзиту води в контррезервуар або години мінімального водоспоживання (залежно від потрібних розрахункових режимів роботи). Годину максимального транзиту води в контррезервуар визначають за максимальним значенням притоку води у бак (див. графу 4 табл. 8). Усі розрахунки заносять у табл. 10 та 11.

Таблиця 10

Визначення розрахункових секундних витрат води

Розмірність	$q_{\text{нас.}I}$	$q_{\text{нас.}II}$	$q_{\text{підпр.}1}$	$q_{\text{підпр.}2}$	$q_{\text{підпр.}3}$	$q_{\text{пол.}I}$	$q_{\text{пол.}II}$	Усього
година максимального водоспоживання (max)								
м ³ /год								
л/с								
година мінімального водоспоживання (min) або година максимального транзиту води в контррезервуар (транзит)								
м ³ /год								
л/с								

Таблиця 11

Визначення секундних витрат живлення мережі

Одиниця	Режим	Водоспоживання	Подача насосів	Надходження води із башти	Подача води в башту
м ³ /год	max				
л/с					
м ³ /год	max+пож				
л/с					
м ³ /год	min або транзит				
л/с					

6. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів

За планом міста у кожному районі обчислюють фактичну довжину ділянок магістральних ліній мережі, обмежених вузлами. Визначають розрахункову довжину цих ділянок (табл. 12), керуючись такими правилами:

- ділянки магістральних ліній, з яких вода в даній зоні відбирається з двох боків, мають розрахункову довжину, що дорівнює фактичній;
- для тих ділянок магістральної мережі, які проходять вулицями з однією житловою забудовою, тобто з яких вода забирається з одного боку, розрахункова становить половину їхньої фактичної довжини;
- якщо якась ділянка мережі знаходиться на межі двох районів з різною густотою населення або різним питомим водоспоживанням, то слід приймати по половині довжини цієї ділянки для кожного району;
- ділянки мережі, які проходять через незабудовані території, зелені насадження, а також річки, озера і балки не розраховуються, а тому їх розрахункова довжина дорівнює нулю.

Окремо для кожного з районів міста визначають розрахункову довжину магістральної водопровідної мережі (L_I і L_{II}) як суму розрахункових довжин ділянок у даному районі.

Для кожного з районів визначають питому витрату води для прийнятих розрахункових режимів роботи мережі (max, min чи транзит, окрім режиму пожежогасіння) за формулою (див. табл. 10):

$$q_{\text{пит. I}} = \frac{q_{\text{нас. I}} + q_{\text{пол. I}}}{L_I}; \quad q_{\text{пит. II}} = \frac{q_{\text{нас. II}} + q_{\text{пол. II}}}{L_{II}}. \quad (17)$$

Визначають дорожні витрати q_d на всіх розрахункових ділянках (окремо для кожного району) як добуток питомої витрати води $q_{\text{пит}}$ при певному режимі і розрахункової довжини ділянки. Результати заносять у табл. 12.

Для кожного розрахункового режиму визначають вузлові витрати, $q_{\text{вузл.}}$, передбачені для потреб населення та поливу (табл. 13). Вони обчислюються, л/с, як половина суми всіх дорожніх витрат, що прилягають до даного вузла:

$$q_{\text{вузл. (max; min; транз.)}} = \frac{\sum q_{d. (max; min; транз.)}}{2}. \quad (18)$$

При цьому слід пам'ятати, що повну дорожню витрату лінії, яка проходить на межі двох районів, обчислюють як суму дорожніх витрат, отриманих для цієї лінії у кожному з районів.

Таблиця 12

Визначення дорожніх витрат води

Ділянка	Фактична довжина, м	Розрахункова довжина, м	$q_{д.мах}$, л/с	$q_{д.}(мін\ чи\ транзит)$, л/с
Район I				
1-2				
...				
Разом		$L_I =$		
Район II				
3-8				
...				
Разом		$L_{II} =$		
Всього				

Таблиця 13

Визначення вузлових відборів

№ вузла	мах			мах+пож		мін або транзит		
	$q_{вузл.}$, л/с	$q_{підпр.}$, л/с	$Q_{вузл.}$, л/с	$q_{пож.}$, л/с	$Q_{вузл.}$, л/с	$q_{вузл.}$, л/с	$q_{підпр.}$, л/с	$Q_{вузл.}$, л/с
1								
2								
...								
Разом								

Загальні вузлові відбори $Q_{вузл.}$ для кожного розрахункового режиму складаються з вузлових $q_{вузл.}$ та зосереджених витрат на підприємствах $q_{підпр.}$, що приєднані до певних вузлів мережі. Крім того, для режиму максимального транзиту (при схемі з контррезервуаром) зосередженою вважають витрату води, що надходить у башту.

Для режиму пожежогасіння зосереджені витрати води на гасіння пожеж $q_{пож.}$ (відповідно до встановлених даних щодо витрат і кількості одночасних пожеж) призначають у вузлах, високо розташованих і найбільше віддалених від точки живлення мережі.

7. Попередній розподіл витрат води ділянками мережі

На основі виконаних розрахунків для кожного із розрахункових режимів складають окрему розрахункову схему мережі, на яку наносять: номери вузлів і вузлові відбори $Q_{вузл.}$ (з табл. 13), витрати водоводів від НС-II до мережі та витрати на ділянці від мережі до башти (з табл. 11).

Намічають напрямок потоків води магістральною мережею і обчислюють розрахункові витрати q на окремих лініях. Починати попередній розподіл витрат можна з кінцевого вузла, де сходяться потоки води різними ділянками, або з подачі води водоводами до початкових вузлів мережі. Завжди під час розрахунків повинна виконуватися вимога: кількість води, що притікає до будь-якого вузла, повинна дорівнювати кількості води, що виходить з цього вузла (включаючи відбір води у вузлі).

Розподіляючи розрахункові витрати, потрібно враховувати вимогу безперервності подачі води, що досягається забезпеченням взаємозалежності окремих магістральних ліній під час аварії. Для цього головними магістралями спрямовують приблизно однакові витрати води.

Водоводи, що приєднані до різних вузлів мережі, утворюють нульове кільце, для якого також виконують гідравлічний розрахунок. Загальну подачу води НС-II розподіляють приблизно порівну між двома водоводами. Приклад виконання попереднього поточкорозподілу води ділянками мережі за безбаштової схеми водопостачання з приєднанням водоводів до різних вузлів наведено на рис. 3, а за баштової схеми водопостачання з паралельним прокладанням водоводів – на рис. 4.

При баштовій схемі водопостачання в годину максимального водовідбору (рис. 4а) вода в мережу надходить від насосної станції НС-II і від водонапірної башти (ВБ), загальна подача яких складає суму усіх вузлових відборів. У годину максимального транзиту (рис. 4б) мережа живиться тільки від НС-II, а подача в башту входить до вузлового відбору. Під час пожежогасіння вода в мережу подається з резервуарів, де зберігаються протипожежні запаси, а башта вважається відключеною.

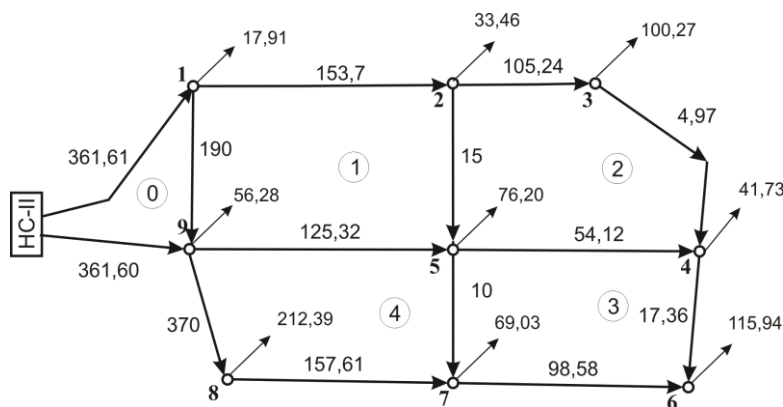


Рис. 3. Приклад попереднього розподілу витрат води за безбаштової схеми водопостачання

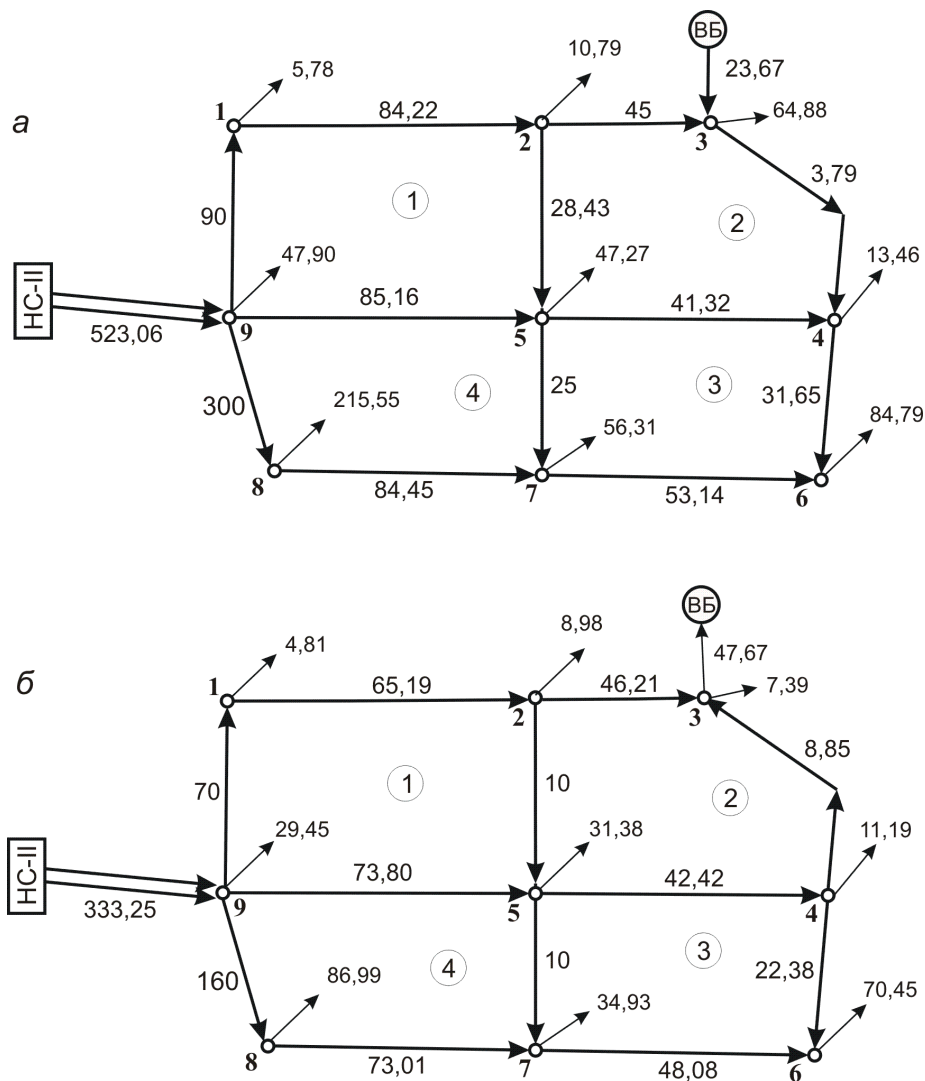


Рис. 4. Приклад попереднього розподілу витрат води за баштової схеми:
 а – в годину максимального водоспоживання; б – в годину максимального транзиту
 води в башту

8. Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі

Вибір матеріалу і класу міцності труб для водоводів, магістральної і розподільної мережі здійснюють залежно від внутрішнього робочого тиску, агресивності ґрунту і води, що транспортується, та вимог, які ставляться до надійності роботи водопроводу та якості води.

Для напірних водоводів і мереж, як правило, слід застосовувати неметалеві труби – залізобетонні, пластмасові (поліетиленові (ПЕ), з непластифікованого полівінілхлориду (НПВХ), поліпропіленові (ПП), склопластикові, композитні) та ін. Чавунні труби допускається використовувати для мереж у межах населеного пункту, територій промислових і сільськогосподарських підприємств. Використання

сталевих труб рекомендується: на ділянках робочим тиском понад 16 кгс/см^2 (1,6 МПа); для переходів під залізницями та автомобільними дорогами, через водні перешкоди та яри; у місцях перетинання господарсько-питного водопроводу під мережами каналізації; під час прокладання трубопроводів під автодорожніми мостами, по опорах естакад і в тунелях [1].

За визначеними попередніми розрахунковими витратами ділянок мережі визначають економічно вигідні діаметри труб одним із способів:

- з огляду на економічний фактор (в [7] значення вказані у рамці);
- за таблицею граничних витрат (за економічними швидкостями);
- за гідравлічним похилом $1000i = 2,5-4,0 \text{ м/км}$;
- за швидкістю руху води залежно від діаметра ділянки; можуть бути рекомендовані такі швидкості для труб діаметрами: від 200 до 300 мм – 0,6-1,0 м/с; від 400 до 600 мм – 1,0-1,3 м/с; від 700 і більше мм – 1,5-2,0 м/с. Більші швидкості беруть для більших діаметрів.

Підбираючи діаметри труб, керуються витратами режиму максимального водоспоживання, а в мережі з контррезервуаром і витратами з максимальним транзитом назначають економічний діаметр за більшим із вказаних витрат. Також перевіряють можливість пропуску витрати води в режимі пожежогасіння.

Назначають діаметри перемичок – ділянок між головними магістральними лініями. У нормальному режимі роботи основні потоки води рухаються головними магістралями, а витрати на перемичках незначні. Однак під час аварій на магістралях відбувається перерозподіл потоків води і витрати на перемичках можуть істотно зростати. Тому при призначенні діаметрів перемичок зазвичай орієнтуються не на початкове поточкорозподілення, а призначають їх на сортамент менше діаметра магістралей, що до них примикають.

Діаметри ділянок водопровідної мережі d , намічені за результатами початкового поточкорозподілу, є попередніми. Остаточні рішення приймають у результаті гідравлічного розрахунку мережі і аналізу її роботи в різних режимах.

9. Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець

У результаті гідравлічних розрахунків кільцевої водопровідної мережі з ув'язуванням кілець за втратами напору на її ділянках визначають фактичні витрати води і втрати напору на всіх ділянках з вибраними стандартними діаметрами труб.

При ув'язці мереж найчастіше користуються ітеративним методом В.Г. Лобачова, що передбачає розрахунок кожного окремого кільця, перерозподіл витрат ділянками мережі та послідовне наближення нев'язок в усіх кільцях до припустимих значень.

Втрати напору у трубах можна визначати або за питомим гідравлічним опором труб A з відповідним поправочним коефіцієнтом (див. дод. 9) (перший спосіб), або за втратами напору на 1 км трубопроводу – $1000i$ [7] (другий спосіб).

За першого способу втрати напору, m , на ділянках водопровідної мережі визначають за формулою

$$h = S \cdot q^2, \quad (19)$$

де q – витрата води на ділянці, л/с; S – опір ділянки, $(с/л)^2м$, що дорівнює

$$S_i = A \cdot K_1 \cdot l, \quad (20)$$

де A – питомий гідравлічний опір трубопроводу, що залежить від його матеріалу, діаметра і терміну експлуатації, $(с/л)^2$; K_1 – коефіцієнт поправки до A залежно від швидкості руху води; l – фактична довжина ділянки трубопроводу, м.

За другого способу втрати напору на ділянці, m , визначають за формулою:

$$h = 1000i \cdot l, \quad (21)$$

де $1000i$ – гідравлічний похил у трубах, збільшений у 1000 разів, що відповідає втратам напору в м на 1 км довжини трубопроводу для витрат води, виражених в л/с [7]; l – довжина ділянки трубопроводу, км.

За другого способу розрахунки ведуть у формі табл. 15. Якщо питомий гідравлічний опір трубопроводу A , а отже і опір ділянки S наведено для q в $м^3/с$, а значення витрат на ділянках мережі q дано в л/с, то під час обчислень використовують перевідні коефіцієнти.

У табл. 14 наведено приклад розрахунку кільцевих мереж за першим способом для попереднього потокорозподілу, зображеного на рис. 3.

Таблиця 14

№ кільця	№ ділянки	l, м	d, мм	попередній потокорозподіл							перше наближення						
				q, л/с	V, м/с	A (для q в м³/с)	K ₁	S (для q в м³/с)	h, м	h/q	Δq, л/с	q, л/с	V, м/с	K ₁	S (для q в м³/с)	h, м	h/q
0	нс-1	3000	600	361,61	1,28	0,02454	0,97	71,41	9,34	0,026	-36,47	325,14	1,15	0,98	72,15	7,63	0,02
	1-9	620	400	190	1,51	0,2189	1	135,72	4,90	0,026	-36,47+(-20,99)	132,54	1,06	1,02	138,43	2,43	0,02
	нс-9	2800	600	361,60	1,28	0,02454	0,97	66,65	-8,71	0,024	36,47	398,07	1,41	0,95	65,28	-10,34	0,03
										Δh = 5,52	Σ h/q = 0,08						Δh = -0,28
									Δq _{кільця} = 36,47							Δq _{кільця} = 2,10	
1	1-9	620	400	190	1,51	0,2189	1	135,72	-4,90	0,026	-20,99+(-36,47)	132,54	1,06	1,02	138,43	-2,43	0,02
	1-2	1000	400	153,70	1,22	0,2189	1	218,9	5,17	0,034	20,99	174,69	1,39	1,00	218,90	6,68	0,04
	2-5	620	250	15,00	0,31	2,528	1,27	1990,55	0,45	0,030	20,99+(-5,32)	30,67	0,63	1,11	1739,77	1,64	0,05
	5-9	980	350	125,32	1,30	0,4365	1	427,77	-6,72	0,054	-20,99+(-2,43)	101,90	1,06	1,02	436,33	-4,53	0,04
										Δh = -6,00	Σ h/q = 0,14						Δh = 1,35
									Δq _{кільця} = 20,99							Δq _{кільця} = 4,38	
2	2-3	480	300	105,24	1,49	0,9485	1	455,28	5,04	0,048	5,32	110,56	1,56	1,00	455,28	5,57	0,05
	3-4	920	250	4,97	0,10	2,528	1,4	3256,06	0,08	0,016	5,32	10,29	0,21	1,39	3232,81	0,34	0,03
	4-5	940	250	54,12	1,10	2,528	1,015	2411,96	-7,06	0,131	-5,32+1,76	50,56	1,03	1,03	2440,48	-6,24	0,12
	2-5	620	250	15,00	0,31	2,528	1,27	1990,55	-0,45	0,030	-5,32+20,99	30,67	0,63	1,11	1739,77	-1,64	0,05
										Δh = -2,39	Σ h/q = 0,22						Δh = -1,97
									Δq _{кільця} = 5,32							Δq _{кільця} = 3,78	
3	4-5	940	250	54,12	1,10	2,528	1,015	2411,96	7,06	0,131	1,76+(-5,32)	50,56	1,03	1,03	2440,48	6,24	0,12
	4-6	520	250	17,36	0,35	2,528	1,24	1630,05	0,49	0,028	1,76	19,12	0,39	1,21	1590,62	0,58	0,03
	6-7	900	300	98,58	1,40	0,9485	1	853,65	-8,30	0,084	-1,76	96,82	1,37	1,00	853,65	-8,00	0,08
	5-7	500	250	10,00	0,20	2,528	1,4	1769,6	-0,18	0,018	-1,76+(-2,43)	5,81	0,12	1,41	1782,24	-0,06	0,01
										Δh = -0,92	Σ h/q = 0,26						Δh = -1,24
									Δq _{кільця} = 1,76							Δq _{кільця} = 2,52	
4	5-7	500	250	10,00	0,20	2,528	1,4	1769,6	0,18	0,018	-2,43+(-1,76)	5,81	0,12	1,41	1782,24	0,06	0,01
	7-8	860	400	157,61	1,25	0,2189	1	188,25	-4,68	0,030	2,43	160,04	1,27	1,00	188,25	-4,82	0,03
	5-9	980	350	125,32	1,30	0,4365	1	427,77	6,72	0,054	-2,43+(-20,99)	101,90	1,06	1,02	436,33	4,53	0,04
	8-9	480	600	370,00	1,31	0,02596	1	12,46	-1,71	0,005	2,43	372,43	1,32	1,00	12,46	-1,73	0,00
										Δh = 0,51	Σ h/q = 0,11						Δh = -1,96
									Δq _{кільця} = 2,43							Δq _{кільця} = 10,93	
контур									Δh = -3,27		контур					Δh = -4,10	

№	друге наближення							третє наближення							четверте наближення							
	Δq , л/с	q , л/с	V , м/с	K_1	S	h , м	h/q	Δq , л/с	q , л/с	V , м/с	K_1	S	h , м	h/q	Δq , л/с	q , л/с	V , м/с	K_1	S	h , м		
нс-1	2,10	327,24	1,16	0,98	72,15	7,73	0,02	-1,02	326,21	1,15	0,98	72,15	7,68	0,02	0,98	327,19	1,16	0,98	72,15	7,72		
1-9	2,10+4,38	139,02	1,11	1,01	137,08	2,65	0,02	-1,02+(-4,23)	133,77	1,07	1,02	138,43	2,48	0,02	0,98+0,28	135,03	1,08	1,02	138,43	2,52		
нс-9	-2,10	395,97	1,40	0,95	65,28	-10,23	0,03	1,02	397,00	1,40	0,95	65,28	-10,29	0,03	-0,98	396,02	1,40	0,95	65,28	-10,24		
						0,14	0,07						-0,13	0,07						0,01		
						$\Delta q_k = 1,02$							$\Delta q_k = 0,98$									
1-9	4,38+2,10	139,02	1,11	1,01	137,08	-2,65	0,02	-4,23+(-1,02)	133,77	1,07	1,02	138,43	-2,48	0,02	0,28+0,98	135,03	1,08	1,02	138,43	-2,52		
1-2	-4,38	170,31	1,36	1,00	218,90	6,35	0,04	4,23	174,53	1,39	1,00	218,90	6,67	0,04	-0,28	174,25	1,39	1,00	218,90	6,65		
2-5	-4,38+(-3,78)	22,51	0,46	1,17	1833,8	0,93	0,04	4,23+(-0,62)	26,12	0,53	1,14	1786,79	1,22	0,05	-0,28+(-1,69)	24,15	0,49	1,15	1802,5	1,05		
5-9	4,38+10,93	117,22	1,22	1,00	427,77	-5,88	0,05	-4,23+(-1,86)	111,13	1,16	1,01	431,19	-5,33	0,05	0,28+2,21	113,62	1,18	1,01	431,19	-5,57		
						-1,25	0,15						0,08	0,15						0,39		
						$\Delta q_k = 4,23$							$\Delta q_k = 0,28$									
2-3	3,78	114,34	1,62	1,00	455,28	5,95	0,05	0,62	114,95	1,63	1,00	455,28	6,02	0,05	1,69	116,64	1,65	1,00	455,28	6,19		
3-4	3,78	14,07	0,29	1,29	3000,2	0,59	0,04	0,62	14,68	0,30	1,28	2976,97	0,64	0,04	1,69	16,37	0,33	1,26	2930,5	0,79		
4-5	-3,78+2,52	49,30	1,00	1,03	2440,5	-5,93	0,12	-0,62+2,45	51,14	1,04	1,02	2423,85	-6,34	0,12	-1,69+0,31	49,76	1,01	1,03	2447,6	-6,06		
2-5	-3,78+(-4,38)	22,51	0,46	1,17	1833,8	-0,93	0,04	-0,62+4,23	26,12	0,53	1,14	1786,79	-1,22	0,05	-1,69+(-0,28)	24,15	0,49	1,15	1802,5	-1,05		
						-0,31	0,26						-0,90	0,27						-0,13		
						$\Delta q_k = 0,62$							$\Delta q_k = 1,69$									
4-5	2,52+(-3,78)	49,30	1,00	1,03	2440,5	5,93	0,12	2,45+(-0,62)	51,14	1,04	1,02	2423,85	6,34	0,12	0,31+(-1,69)	49,76	1,01	1,03	2447,6	6,06		
4-6	2,52	21,64	0,44	1,18	1551,2	0,73	0,03	2,45	24,09	0,49	1,15	1511,74	0,88	0,04	0,31	24,40	0,50	1,15	1511,7	0,90		
6-7	-2,52	94,30	1,33	1,00	853,65	-7,59	0,08	-2,45	91,85	1,30	1,00	853,65	-7,20	0,08	-0,31	91,54	1,30	1,00	853,65	-7,15		
5-7	-2,52+10,93	14,23	0,29	1,29	1630,6	-0,33	0,02	-2,45+(-1,86)	9,91	0,20	1,41	1782,24	-0,18	0,02	-0,31+2,21	11,81	0,24	1,35	1706,4	-0,24		
						-1,26	0,26						-0,16	0,26						-0,43		
						$\Delta q_k = 2,45$							$\Delta q_k = 0,31$									
5-7	10,93+(-2,52)	14,23	0,29	1,29	1630,6	0,33	0,02	-1,86+(-2,45)	9,91	0,20	1,41	1782,24	0,18	0,02	2,21+(-0,31)	11,81	0,24	1,35	1706,4	0,24		
7-8	-10,93	149,11	1,19	1,00	188,25	-4,19	0,03	1,86	150,97	1,20	1,00	188,25	-4,29	0,03	-2,21	148,76	1,18	1,01	190,14	-4,21		
5-9	10,93+4,38	117,22	1,22	1,00	427,77	5,88	0,05	-1,86+(-4,23)	111,13	1,16	1,01	431,19	5,33	0,05	2,21+0,28	113,62	1,18	1,01	431,19	5,57		
8-9	-10,93	361,50	1,28	1,00	12,46	-1,63	0,00	1,86	363,36	1,29	1,00	12,46	-1,65	0,00	-2,21	361,15	1,28	1,00	12,46	-1,63		
						0,39	0,11						-0,43	0,10						-0,03		
						$\Delta q_k = 1,86$							$\Delta q_k = 2,21$									
						контур		$\Delta h = -2,29$					контур		$\Delta h = -1,54$						контур	-0,97

Таблиця 15

№ кільця	№ ділянки	Довжина l , км	Діаметр d , мм	Попередній потікорозподіл				Перше наближення						
				q , л/с	1000 <i>i</i> , м/км	$h =$ 1000 <i>i</i> · l , м	h/q	Δq власного кільця	Δq суміж- ного кільця	q , л/с	1000 <i>i</i> , м/км	$h = 1000i \cdot l$, м	h/q	
1	1-2													
	2-3													
	...													
						$\Delta h =$	$\Sigma h/q =$					$\Delta h =$	$\Sigma h/q =$	
$\Delta q_{\text{кільця}} =$				$\Delta q_{\text{кільця}} =$										
2	...													
	...													
						$\Delta h =$	$\Sigma h/q =$					$\Delta h =$	$\Sigma h/q =$	
	$\Delta q_{\text{кільця}} =$				$\Delta q_{\text{кільця}} =$									
...	...													
				$\Delta h_{\text{контур}} =$				$\Delta h_{\text{контур}} =$						

Фактичний розподіл потоків гілками кільцевої водопровідної мережі відбувається таким чином, що втрати напору на одній гілці дорівнюють втратам напору на іншій. Тобто, якщо прийняти втрати напору зі знаком «+» на ділянках кілець, вода якими рухається за годинниковою стрілкою, а зі знаком «-» – якщо проти, то буде дотримуватися рівність $\Sigma h = 0$ для всіх кілець мережі.

При цьому слід пам'ятати:

1. Втрати напору на ділянках мережі з рухом води за годинниковою стрілкою беруть із знаком «плюс», з протилежним рухом – «мінус».
2. Нев'язку втрат напору в кожному кільці визначають як алгебраїчну суму втрат напору на всіх ділянках кільця.
3. Величини $S \cdot q$ чи h/q завжди додатні.
4. Поправочну витрату кільця, л/с, визначають за формулою

$$\Delta q_{\text{кільця}} = \frac{|\Delta h|}{2 \cdot \Sigma(Sq)} = \frac{|\Delta h|}{2 \Sigma \left(\frac{h}{q} \right)}, \quad (22)$$

де Δh – невязка кільця, м.

5. Поправочні витрати окремих ліній кільця отримують знак залежно від знаків втрат напору на даній лінії і невязки у кільці: якщо знаки невязки кільця Δh і втрат напору на ділянці h однакові, то поправочну витрату ($\Delta q_{\text{кільця}}$) на даній ділянці записують зі знаком «мінус», якщо різні – «плюс».

6. У загальну поправочну витрату ділянки, що є спільною для двох суміжних кілець, обов'язково включають поправочну витрату цієї лінії, визначеної в суміжному кільці (Δq суміжного кільця) з таким же знаком. На таких ділянках поправочну витрату власного і суміжного кілець складають алгебраїчно, отримуючи для обох кілець однакові значення загальних поправочних витрат на цих лініях та нових значень q в наступному наближенні. У процесі розрахунку ув'язують паралельно всі кільця мережі.

7. Розрахунок ведуть до досягнення допустимих невязок в усіх кільцях:

- на випадок господарських режимів роботи мережі $\Delta h \leq 0,5$ м;
- на випадок режиму пожежогасіння $\Delta h \leq 1,0$ м.

По контуру мережі допустима невязка становить:

- на випадок господарських режимів роботи мережі $\Delta h \leq 1,0$ м;

- на випадок режиму пожежогасіння $\Delta h \leq 1,5$ м.

Виправляють розрахункові витрати води і повторно визначають втрати напору на ділянках. Кількість наближень може бути різною і залежить від виконання умови досягнення значень допустимих нев'язок в усіх кільцях і контурі мережі.

Такі розрахунки виконують для всіх розрахункових режимів роботи водопроводу (максимального водоспоживання в мережі, пожежогасіння, мінімального водовідбору або максимального транзиту води в контррезервуар), записуючи результати у формі табл. 14 або 15.

Проведення гідравлічного розрахунку кільцевої водопровідної мережі є доволі трудомістким процесом, проте сучасне програмне забезпечення персональних комп'ютерів (наприклад, програма Excel) дозволяє значно його полегшити. Крім того, такий розрахунок можна виконувати у спеціальній програмі, користуючись вказівками [14].

Окремо виконують гідравлічний розрахунок водоводів, трубопроводів для підключення крупних підприємств та контррезервуара (табл. 16), які можуть прокладатися в одну чи дві нитки, залежно від розмірів водоспоживання, віддалення від магістральної мережі, а також з урахуванням вимог надійності водопостачання. Визначення діаметрів цих трубопроводів виконують аналогічно вибору діаметрів кільцевої мережі, а втрати напору визначають за допомогою величини $1000i$ [7].

Таблиця 16

Гідравлічний розрахунок трубопроводів і водоводів, що під'єднують

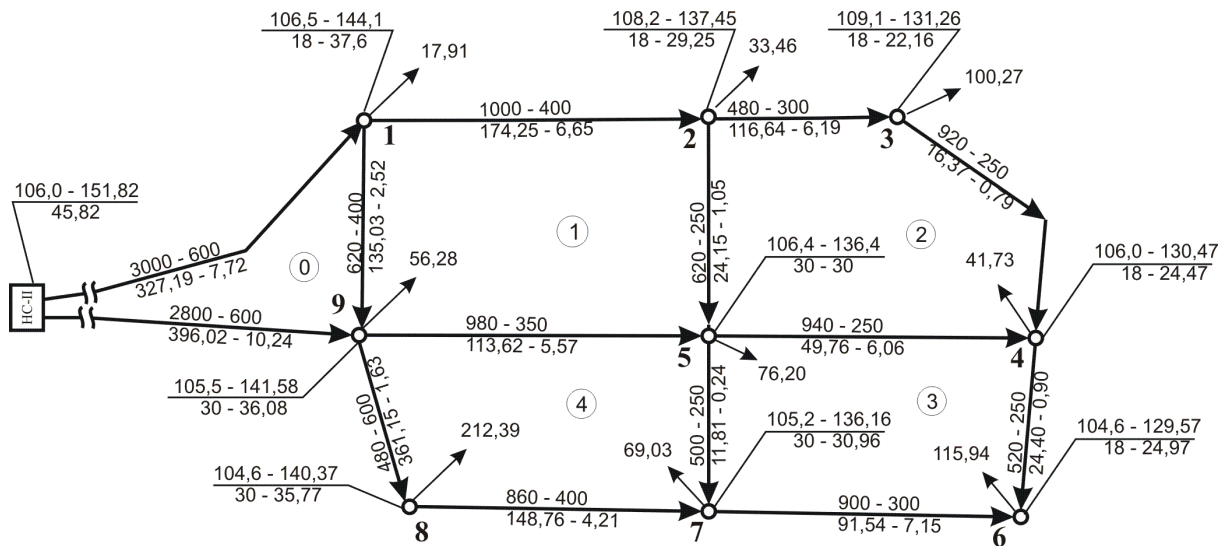
Ділянка	Довжина l , км	Діаметр d , мм	Витрата q , л/с	Швидкість, V , м/с	$1000i$, м/км	$h = 1000i \cdot l$, м

10. Визначення вільних напорів і п'єзометричних відміток у вузлах водопровідної мережі

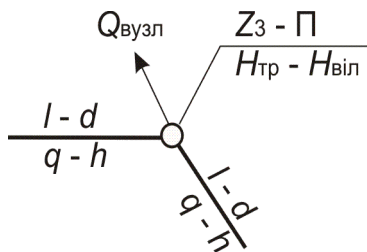
Вільні напори визначають у всіх вузлах магістральної водопровідної мережі і водоводів на всі розрахункові режими роботи водопроводу. Для цього креслять розрахункові схеми мережі (для прикладу див. рис. 5), на яких вказують значення, отримані при гідравлічному розрахунку мережі:

- довжину (в м) і діаметр (в мм) ділянок мережі, витрати (в л/с), втрати напору (в м) та напрямки руху води на них;

- номери вузлів і вузлові відбори, відмітки поверхні землі, п'єзометричні відмітки, потрібні і фактичні вільні напори у вузлах.



Ключ позначок:



- l – довжина ділянки, м; d – діаметр, мм;
- q – витрата води, л/с; h – втрати напору, м;
- Z_3 – відмітка поверхні землі, м;
- Π – п'єзометрична відмітка, м;
- $H_{тр}$ – потрібний вільний напір, м;
- $H_{віль}$ – фактичний вільний напір, м;
- $Q_{вузл}$ – вузловий відбір, л/с.

Рис. 5. Приклад складання розрахункової схеми мережі за результатами розрахунків табл. 14.

Потрібний вільний напір у вузлах, розташованих в різних районах житлової забудови, м, визначають залежно від поверховості будинків:

$$H_{тр} = 4(n - 1) + 10, \quad (23)$$

де n – кількість поверхів.

Для вузлів, що знаходяться на межі двох районів, потрібний вільний напір приймають за більшим з двох отриманих значень.

Визначення фактичних вільних напорів у вузлах водопровідної мережі, м, виконують за формулою

$$H_{віль.i} = \Pi_i - Z_{3.i}, \quad (24)$$

де Π_i – п'езометрична відмітка у i -му вузлі водопровідної мережі; $Z_{3,i}$ – відмітка поверхні землі у цій же точці.

Визначення п'езометричних відміток починають, з огляду на вимоги забезпечення потрібного вільного напору у диктуючій точці водопровідної мережі. Такою точкою вважається найбільш несприятлива для забезпечення потрібного значення вільного напору точка мережі. Як правило, це найвища (найбільше значення $Z_{3,i}$) чи найбільш віддалена від джерел живлення мережі точка або та, в якій визначається найбільше значення потрібного вільного напору $H_{тр}$.

У схемах водопостачання з контррезервуарами диктуючою точкою за режиму максимального водоспоживання може бути вузол зустрічі потоків від НС-II та від контррезервуара, а за режиму максимального транзиту води в контррезервуар – місце розташування контррезервуара.

Таким чином, на початку розрахунку п'езометричну відмітку визначають у диктуючій точці як суму відмітки поверхні землі Z_3 і потрібного вільного напору $H_{тр}$ в цій точці. Значення п'езометричних відміток в інших вузлах мережі, m , визначають при послідовному обході всіх вузлових точок за формулою

$$\Pi_{i+1} = \Pi_i \pm h_j, \quad (25)$$

в якій величину втрат напору h_j між двома точками мережі беруть із знаком «мінус», якщо напрям обходу точок збігається з напрямом руху води на ділянці, а в іншому разі беруть знак «плюс».

Диктуючою точкою мережі буде та, в якій фактичний вільний напір $H_{віль}$ дорівнюватиме потрібному напору $H_{тр}$, а у всіх інших вузлах мережі фактичні вільні напори не будуть меншими від потрібних.

Якщо ж диктуюча точка вибрана неправильно, тобто коли після завершення розрахунків виявилось, що в одному чи кількох вузлах мережі фактичні вільні напори менші, ніж потрібні, то у всіх вузлах мережі значення вільних напорів і п'езометричних відміток збільшують на величину найбільшого дефіциту вільного напору. Цей вузол (з виявленим найбільшим дефіцитом $H_{віль}$) і буде справжньою диктуючою точкою водопровідної мережі.

Визначення п'езометричних відміток для режиму максимального транзиту води в башту починають після обчислення відмітки максимального рівня води в башті, m :

$$Z_{max.б} = Z_{min.б} + h_{p.б}, \quad (26)$$

де $Z_{\max.б}$ і $Z_{\min.б}$ – відповідно відмітки максимального і мінімального рівнів води в башті (відмітка $Z_{\min.б}$ дорівнює п'єзометричній відмітці у місці влаштування башти для режиму максимального водоспоживання); $h_{р.б}$ – висота регулюючого об'єму води в башті (див. п. 5).

Величина $Z_{\max.б}$ є п'єзометричною відміткою в диктуючій точці для режиму максимального транзиту води в башту. В усіх інших вузлах мережі п'єзометричні відмітки визначають за вищеописаною методикою.

Для режиму пожежогасіння вільні напори у всіх вузлах мережі повинні бути не меншими 10 м. П'єзометрична відмітка біля НС-II не повинна набагато перевищувати цю відмітку, отриману для режиму максимального водоспоживання, інакше може потребуватися встановлення на НС-II спеціальної групи пожежних насосів.

Після виконання обчислень будують профіль по зовнішньому контуру водопровідної мережі, на якому показують: поверхню землі, лінії потрібних вільних напорів при господарському водоспоживанні і при пожежогасінні, лінії фактичних п'єзометричних напорів для всіх розрахункових режимів. Приклади побудови профілів для баштової і безбаштової схем водопостачання наведено на рис. 6 і 7.

11. Визначення висоти водонапірної башти та напору насосів НС-II

Висота водонапірної башти повинна бути достатньою для підтримання потрібних вільних напорів у водопровідній мережі за режиму максимального водоспоживання.

П'єзометрична відмітка у місці розташування водонапірної башти є відміткою рівня 10-хвилинного протипожежного запасу води. Отже висоту дна бака над поверхнею землі, м, визначають за формулою

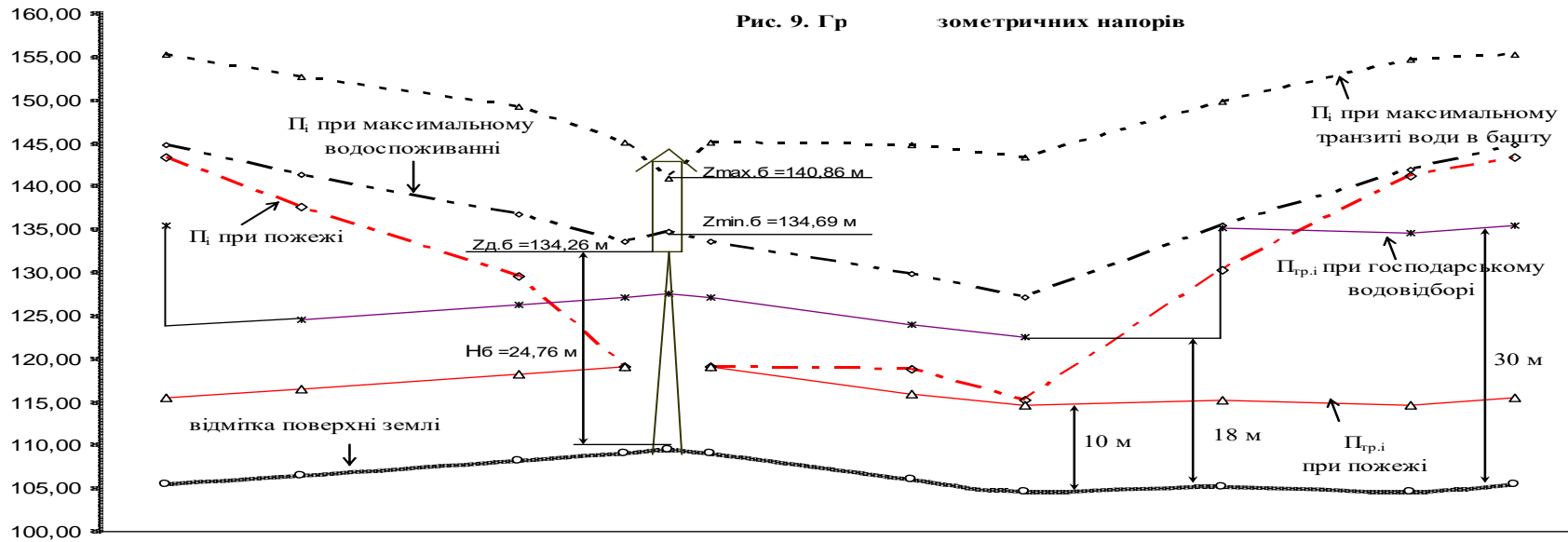
$$H_б = Z_{\min.б} - h_{\text{пож.б}} - Z_{з.б}, \quad (27)$$

де $Z_{\min.б}$ – п'єзометрична відмітка при максимальному водовідборі із мережі у місці розташування башти, м; $h_{\text{пож.б}}$ – висота протипожежного об'єму води в башті, м (див. п.5); $Z_{з.б}$ – відмітка поверхні землі біля башти.

Розрахунковий напір, який повинні розвивати господарсько-питні насоси, м, визначають за формулою

$$H_{p.\text{госп}} = H_r + h_k, \quad (28)$$

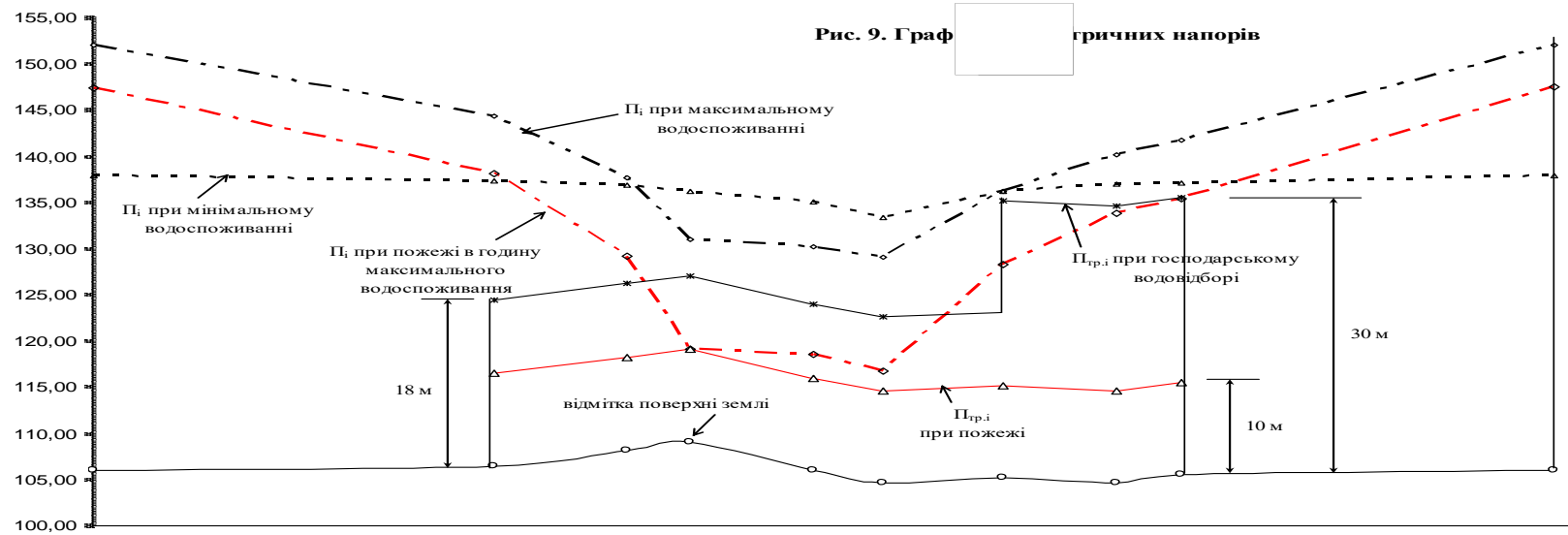
де H_r – геометрична висота підйому води на НС-II, м; h_k – втрати напору в комунікаціях насосної станції (всмоктувальні лінії, арматура, фасонні частини, збірний колектор), які орієнтовно можна приймати $h_k = 2-3$ м.



35

№ вузла	9	1	2	3	ВБ	3	4	6	7	8	9
$l, \text{ м}$	620	1000	480	200	200	920	520	900	860	480	
$Z_{\text{землі}}, \text{ м}$	105,5	106,5	108,2	109,1	109,5	109,1	106,0	104,6	105,2	104,6	105,5
$\Pi_{i,\text{max}}, \text{ м}$	144,7	141,4	136,8	133,6	134,7	133,6	129,9	127,2	135,4	142,0	144,7
$\Pi_{i,\text{пож}}, \text{ м}$	143,3	137,7	129,6	119,1		119,1	118,8	115,3	130,3	141,2	143,3
$\Pi_{i,\text{транзит}}, \text{ м}$	155,2	152,7	149,3	145,1	140,9	145,1	144,8	143,3	149,7	154,7	155,2
$\Pi_{\text{тр.госп}} = Z_{\text{землі}} + H_{\text{тр.госп}}, \text{ м}$	135,5	124,5	126,2	127,1	127,5	127,1	124,0	122,6	135,2	134,6	135,5
$\Pi_{\text{тр.пож}} = Z_{\text{землі}} + H_{\text{тр.пож}}, \text{ м}$	115,5	116,5	118,2	119,1		119,1	116,0	114,6	115,2	114,6	115,5

Рис. 6. Приклад побудови поздовжнього профілю по контуру магістральної мережі для баштової схеми водопостачання



98

№ вузла	НС-II	1	2	3	4	6	7	8	9	НС-II
$l, \text{ M}$	3000	1000	480	920	520	900	860	480	2800	
$Z_{\text{землі}}, \text{ M}$	106,0	106,5	108,2	109,1	106,0	104,6	105,2	104,6	105,5	106,0
$\Pi_{i,\text{max}}, \text{ M}$	151,8	144,1	137,5	131,3	130,5	129,6	136,2	140,4	141,6	151,8
$\Pi_{i,\text{пож}}, \text{ M}$	147,5	138,1	129,2	119,1	118,5	116,8	128,3	133,9	135,5	147,5
$\Pi_{i,\text{min}}, \text{ M}$	137,9	137,3	136,8	136,3	135,0	133,4	136,2	137,0	137,1	137,9
$\Pi_{\text{тр.госп}}, \text{ M}$		124,5	126,2	127,1	124,0	122,6	135,2	134,6	135,5	
$\Pi_{\text{тр.пож}}, \text{ M}$		116,5	118,2	119,1	116,0	114,6	115,2	114,6	115,5	

Рис. 7. Приклад побудови поздовжнього профілю по контуру магістральної мережі для безбаштової схеми водопостачання

Геометричну висоту водопідйому, м, визначають за формулою

$$H_{\Gamma} = \frac{\Pi_{\text{НС-II.max}} + \Pi_{\text{НС-II.тр}}}{2} - \frac{Z_{\text{min.p}} + Z_{\text{max.p}}}{2}, \quad (29)$$

де $\Pi_{\text{НС-II.max}}$ і $\Pi_{\text{НС-II.тр}}$ – п'єзометричні відмітки на НС-II відповідно при максимальному водоспоживанні та максимальному транзиті води в башту, м; $Z_{\text{min.p}}$ і $Z_{\text{max.p}}$ – відповідно мінімальна та максимальна відмітка рівнів води в РЧВ біля НС-II.

Розрахунковий напір пожежних насосів, м, визначають за формулою

$$H_{\text{р.пож}} = H_{\Gamma.\text{пож}} + h_{\kappa}, \quad (30)$$

в якій геометричну висоту підйому, м, обчислюють, маючи результати гідравлічного розрахунку системи на випадок пожежогасіння:

$$H_{\Gamma.\text{пож}} = \Pi_{\text{НС-II.пож}} - Z_{\text{д.р}}, \quad (31)$$

де $\Pi_{\text{НС-II.пож}}$ – п'єзометрична відмітка на НС-II у режимі пожежогасіння, м; $Z_{\text{д.р}}$ – відмітка дна РЧВ біля насосної станції, м (див. п. 5).

Визначивши розрахункові напори $H_{\text{р.госп}}$ та $H_{\text{р.пож}}$ та знаючи подачу кожного ступеня роботи насосів Q (див. табл. 7), можна підібрати потрібні типи і марки насосів для встановлення на НС-II, що забезпечать надійну роботу водопроводу за різних режимів, а також визначити необхідну кількість робочих, пожежних і резервних насосів.

Якщо перед магістральною мережею міста передбачають влаштування НС-III, то саме в ній намічають встановлення пожежних насосів, розрахункові характеристики роботи яких визначають аналогічно, а в резервуарах зберігають, окрім регулюючих, ще й недоторкані запаси води для гасіння пожеж. Крім того, в таких РЧВ можуть знаходитися аварійні запаси води для підвищення надійності роботи водопровідної системи населеного пункту.

Підбираючи потрібні насоси під час виконання курсового проекту, можна користуватися зведеним графіком $Q-H$ характеристик насосів типу Д (див. дод. 10), однак нині на ринку широко представлені насоси й інших типів, придатні для застосування в системах водопостачання України, характеристики яких наводяться в інформаційних матеріалах виробників.

12. Конструювання водопровідних мереж

Для управління роботою водопровідної мережі та спостереження за її станом на ній встановлюють водорозбірну, запірну, регулюючу та запобіжну арматуру, а також водовипуски для спорожнення ділянок трубопроводів.

У курсовому проекті монтажну схему водопровідної мережі складають на одне кільце. При цьому виконують деталювання всіх відгалужень трубопроводів, поворотів, переходів з одного діаметра на інший, місць встановлення арматури та ін.

Деталювання мережі рекомендується виконувати в наступному порядку:

1. Креслять схему кільця водопровідної мережі міста із зазначенням діаметрів і довжин ділянок.

2. Встановлюють місця розташування пожежних гідрантів таким чином, щоб відстань між ними не перевищувала 150 м. При цьому для зменшення кількості колодязів слід намагатися об'єднати місця встановлення пожежних гідрантів і засувок.

3. Встановлюють засувки у місцях приєднання водоводів, резервуарів, башти до магістральної мережі; у точках перетину магістральних ліній і місцях під'єднань усіх ліній розподільних мереж до магістральних; на вводах до підприємств. Крім того, намічають місця розташування засувок на початку і в кінці кожної ремонтної ділянки з таким розрахунком, щоб відключалося не більше п'яти пожежних гідрантів. Передбачають випуск води з ремонтних ділянок мережі, який може виконуватися через арматуру колодязів, що знаходяться в понижених місцях.

У разі великих діаметрів трубопроводів і відносно невеликого тиску замість засувок можна встановлювати дискові поворотні затвори, які дозволяють швидше перекидати потік води.

4. Розробляють монтажні схеми вузлів, в яких повинна встановлюватися уся водопровідна арматура. Підбирають необхідні для кожного вузла стандартні чавунні або сталеві зварні фасонні частини (трійники, хрести, патрубки), за довідниками знаходять лінійні розміри та масу відповідних фасонних частин і засувок. Як правило, арматуру виготовляють фланцеву.

Проектуючи монтажні схеми переходи з одного діаметра на інший, розміщують або всередині колодязя для зменшення розмірів встановленої за ними запірної арматури, або поза його межами з метою

зменшення розмірів колодязя. З такою ж метою за межами водопровідних колодязів доцільно розміщувати коліна і відводи на поворотах.

На засувках діаметром понад 500 мм для врівноваження тиску по обидва боки затворних ущільнювачів влаштовують обвідні трубопроводи малого діаметра із засувками. Такі трубопроводи називають байпасами.

5. Проектують колодязі та упори. Розміри і форму колодязів визначають залежно від діаметрів трубопроводів, а також кількості і розмірів фасонних частин і арматури. Круглі колодязі застосовують діаметром 1,5 і 2,0 м, а в разі необхідності спорудження колодязя більших розмірів застосовують прямокутні камери розмірами: 2,5 x 1,5; 3,0 x 1,5; 2,5 x 2,0; 2,5 x 2,5; 3,0 x 3,0; 3,5 x 3,5; 3,0 x 4,0; 2,5 x 4,5; 3,0 x 4,5; 3,5 x 4,5; 4,0 x 4,0; 4,0 x 4,5 м .

Для визначення розмірів колодязів чи камер слід враховувати мінімально допустимі відстані до їх стінок [1]:

- від поверхні труб при діаметрі труб до 400 мм – 0,3 м; від 500 до 600мм – 0,5 м; більше 600мм – 0,7 м;

- від площини фланця при діаметрі труб до 400 мм – 0,3 м; більше 400 мм – 0,5 м;

- від краю розтруба, повернутого до стінки при діаметрі до 300 мм – 0,4 м; більше 300 мм – 0,5 м;

- від низу труби до дна при діаметрі до 400мм – 0,25; від 500 до 600 мм – 0,3 м; більше 600 мм – 0,35 м.

Визначивши по двом напрямкам потрібну відстань, беруть для спорудження найближчий стандартний розмір колодязя або камери.

На поворотах трубопроводів у вертикальній чи горизонтальній площинах, коли зусилля, що виникають, не можуть бути сприйняті стиками труб, необхідно передбачати упори, які влаштовують з бетону, бутобетону, бутової кладки, червоної цегли, іноді залізобетону. Вони сприяють збереженню цілісності водопровідної системи, запобігаючи недопустимим зсувам.

Додаткові відомості з конструювання мереж наведено в довідковій і навчальній літературі [10-13].

За монтажною схемою мережі упорядковують специфікацію труб, фасонних частин і арматури, яка необхідна для складання кошторису та замовлення необхідних труб і деталей для будівництва системи.

Приклади побудови монтажної схеми кільця та деталювання вузлів водопровідної мережі показано на рис. 8-11, а форми специфікації фасонних частин і арматури, відомості колодязів і штампів винесено в дод. 11.

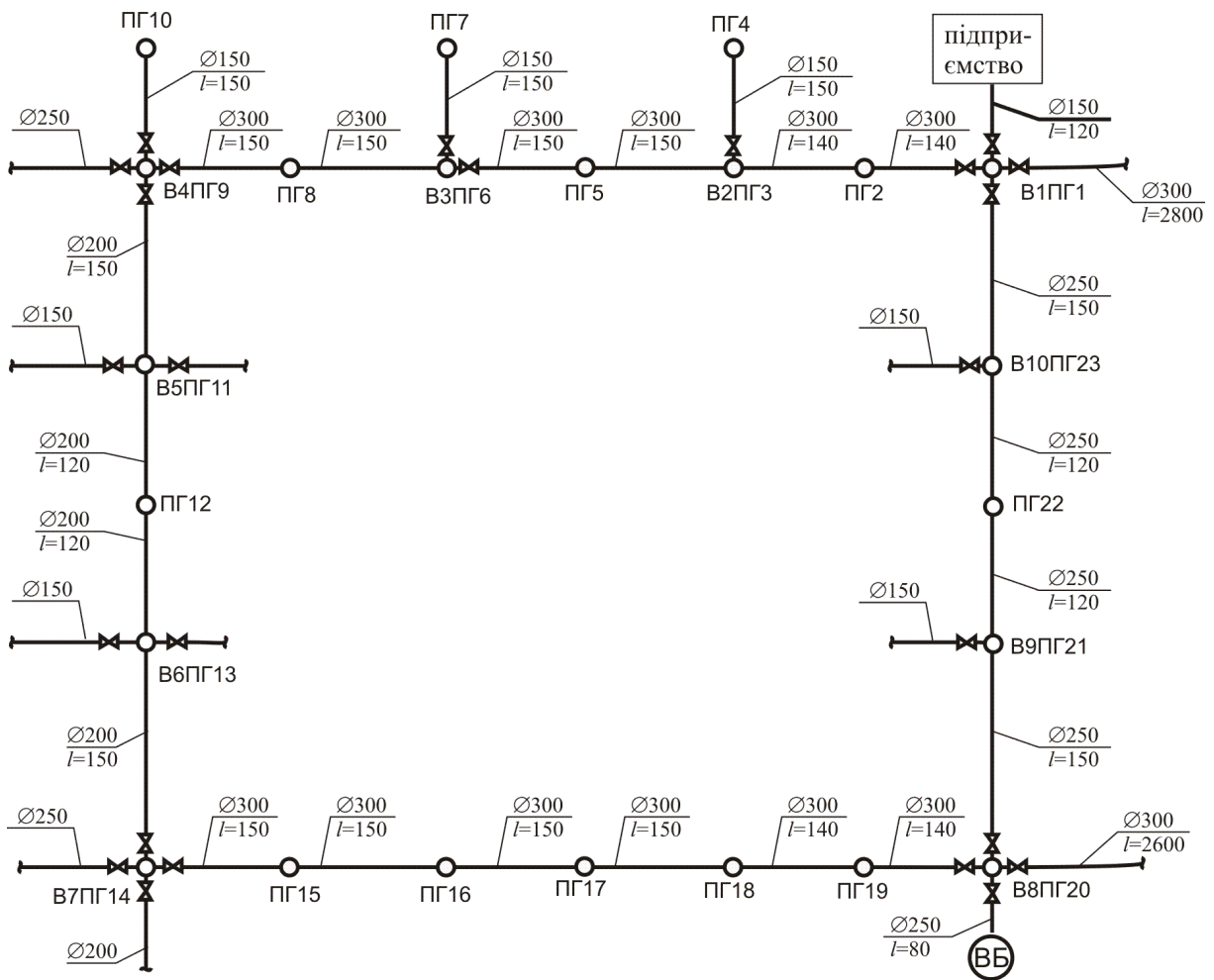


Рис. 8. Приклад побудови монтажної схеми кільця водопровідної мережі

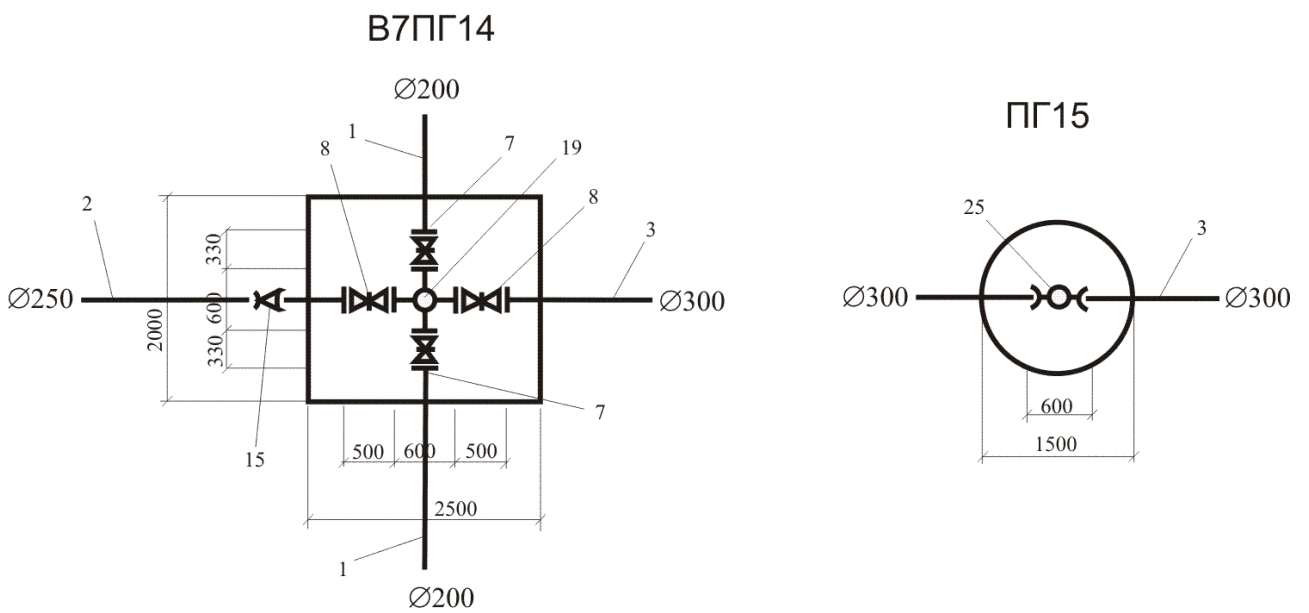


Рис. 9. Приклад деталювання вузлів водопровідної мережі кільця рис.8.

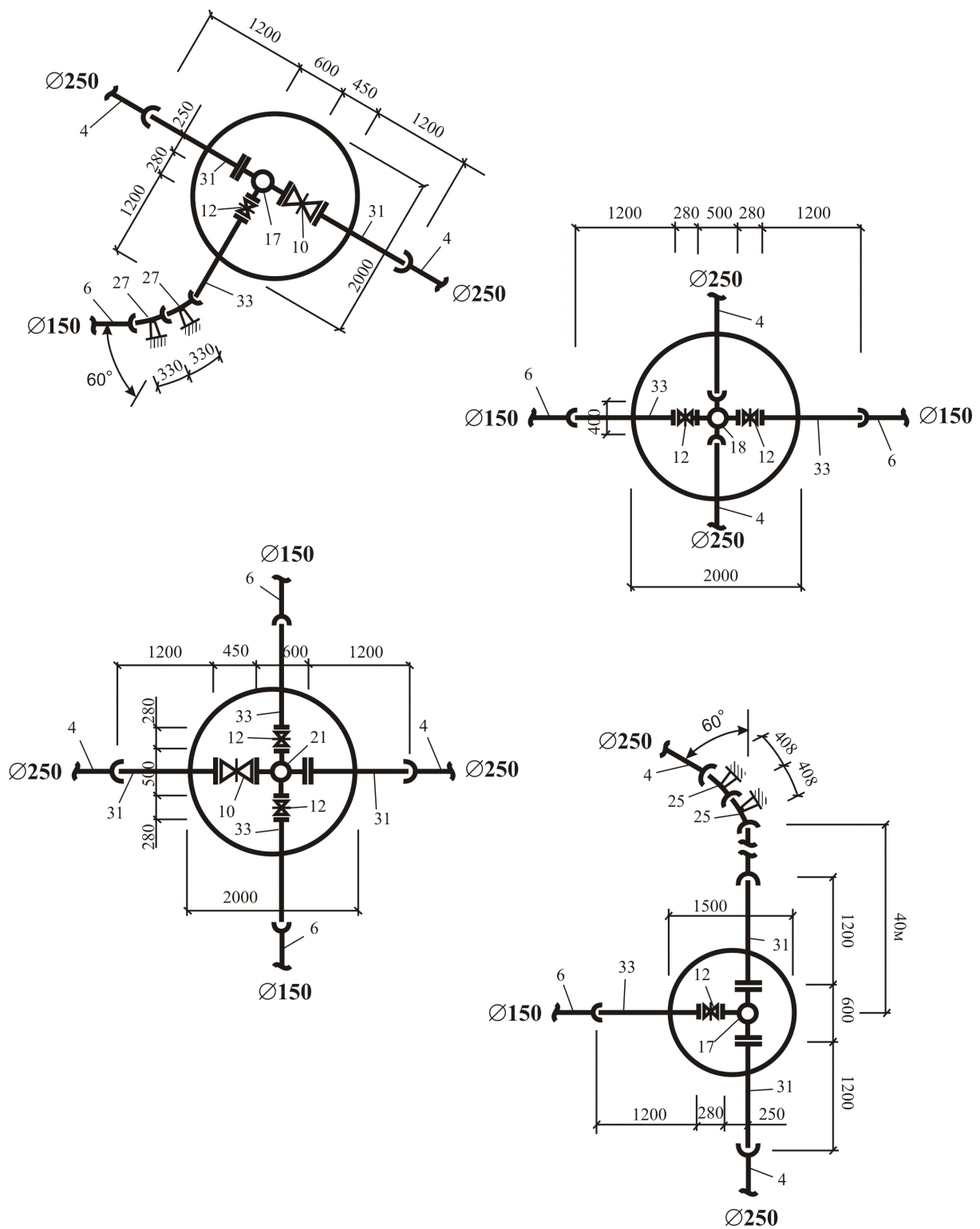


Рис. 10. Приклад деталювання вузлів водопровідної мережі з влаштуванням круглих колодязів

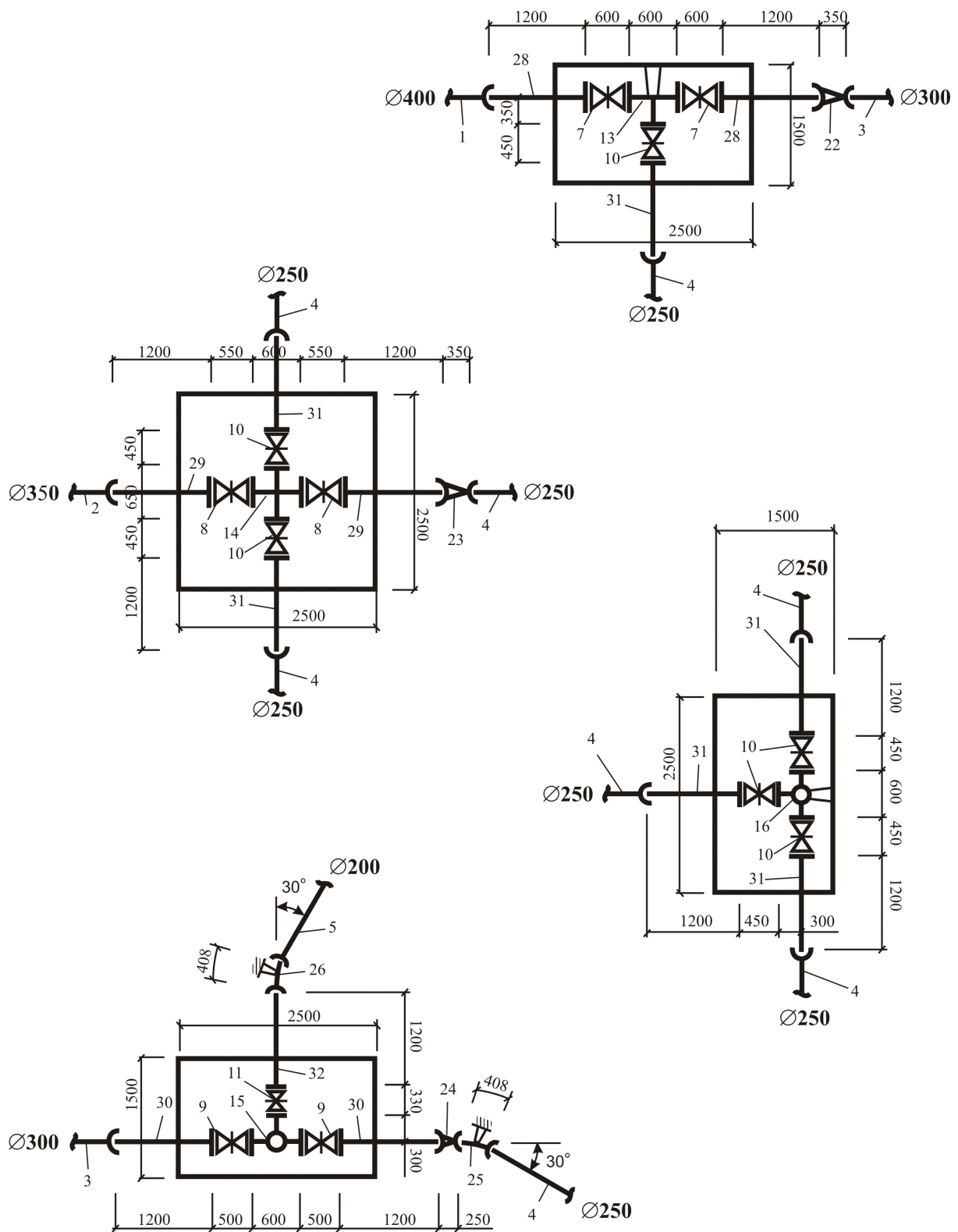


Рис. 11. Приклад деталювання вузлів водопровідної мережі з влаштуванням прямокутних камер

Список літератури

1. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування: ДБН В.2.5-74:2013. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 180 с.
2. Укрупненные нормы расхода воды и количества сточных вод на единицу продукции различных отраслей промышленности / СЭВ ВНИИ ВОДГЕО. – М.: Стройиздат, 1982. – 528 с.
3. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво: ДБН В.2.5-64:2012. – Мінрегіон України, 2013. – 113 с.
4. Будинки адміністративного та побутового призначення: ДБН В.2.2-28:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 34 с.
5. Сільськогосподарське водопостачання. Зовнішні мережі і споруди. Норми проектування: ВБН 46/33-2.5-5-96. – К.: Держводгосп України. – 152 с.
6. Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною: ДСанПіН 2.2.4-171-10 / Затверджено наказом МОЗУ 12.05.2010 №400. Зареєстровано в МЮУ 1.07.2010 № 452/17747.
7. Шевелев Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб / Ф.А. Шевелев, А.Ф. Шевелев. – М.: Стройиздат, 1984. – 116 с.
8. Справочник по специальным работам. Трубы, арматура и оборудование водопроводно-канализационных сооружений. Под ред. Москвитина А.С., Стройиздат, М., 1979. – 526 с.
9. Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Проектування та монтаж мереж водопостачання та каналізації з пластикових труб: ДСТУ-Н Б В.2.5-40:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 44 с.
10. Тугай А.М. Міські інженерні мережі та споруди: підручник / А.М. Тугай, В.О. Орлов, В.О. Шадура, С.Ю. Мартинов. – Київ: Укреліотех, 2010. – 256 с.
11. Тугай А.М. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання: навчальний посібник / А.М. Тугай, В.О. Терновцев, Я.А. Тугай. – КНУБА, 2001. – 256 с.
12. Хоружий П.Д. Ресурсозберігаючі технології водопостачання / П.Д. Хоружий, Т.П. Хомутецька, В.П. Хоружий. – К: Аграрна наука, 2008. – 534 с.
13. Тугай А.М. Водопостачання: підручник / А.М. Тугай, В.О. Орлов. – К.: Знання, 2009. – 735 с.

14. Кушка О.М. Методичні вказівки до виконання розрахунків кільцевих водопровідних мереж на ПК за допомогою програми для студентів спеціальності 7.092601 "ВП та ВВ" і 7.092109. "Споруди: обладнання ВП і ВВ", КНУБА, 2000.

ДОДАТКИ

Таблиця 1

Питома середньодобова (за рік) норма водоспоживання питної води $q_{ж}$ [1]

Ступінь благоустрою житлової забудови	Питома середньодобова (за рік) норма питного водоспоживання, л/добу на 1 жителя
Житлова забудова, обладнана внутрішнім водопроводом і каналізацією:	
- без ванн	100 - 135
- з ваннами та місцевими водонагрівачами	150 - 230
- з централізованим гарячим водопостачанням	230- 285

Примітки:

1. Питома середньодобову норму питного водоспоживання в межах, зазначених в таблиці, визначають залежно від архітектурно-будівельного кліматичного району, поверховості будинків, прийнятого обладнання, місцевих умов тощо. Наведені в таблиці питомі середньодобові норми водоспоживання можна зменшувати, а у містах-курортах і в містах з населенням понад 250 тис. жителів можна збільшувати, якщо збільшення середньодобових норм водоспоживання передбачено у чинному генеральному плані цього населеного пункту.

2. Для районів забудови будинками з водокористуванням із водозабірних колонок середньодобова норма питного водоспоживання на одного жителя приймається від 25 до 60 л/добу.

3. Невраховані витрати приймаються у відсотках від загального водоспоживання:

- на першу чергу будівництва: у малих і середніх містах – 5 %, у великих і значних – 7 %, у найзначніших – 10 %;

- на розрахунковий строк дії генерального плану: у малих і середніх містах - 10 %, у великих і значних – 15 %, у найзначніших – 20 %.

4. Градація населених пунктів за чисельністю жителів, що в них постійно проживає (згідно з ДБН 360):

- найзначніші (крупніші) – понад 1000 тис. жителів;
- значні (крупні) – понад 500 до 1000 тис. жителів включно;
- великі – понад 250 до 500 тис. жителів включно;
- середні – понад 50 до 250 тис. жителів включно;
- малі – понад 10 до 50 тис. жителів включно;

До малих населених пунктів входять селища міського типу з чисельністю жителів, що в них постійно проживає, від 5 тис. до 10 тис. включно.

Розрахункові показники душових сіток

Виробничі процеси по санітарній характеристиці	Кількість осіб на 1 душову сітку	Витрата води на 1 особу, що приймає душ $q_{душ}$, л/ос·зміну
Ia (відсутність забруднення одягу та рук)	15	25
Iб (забруднення одягу та рук)	7	53,5
IIв (використання води)	5	75
IIг (виділення у великих кількостях пилу та забруднюючих речовин)	3	125

Витрата води для благоустрою територій у населених пунктах і на підприємствах виробничого, аграрно-промислового комплексу та складського призначення [1]

Розрахункові (питомі середні за рік) добові витрати води на поливання за наявності даних щодо розподілу площ

Призначення води	Розрахункові (питомі середні за рік) добові витрати води, л/добу, м ²	Підвищувальний коефіцієнт для III архітектурно-будівельного кліматичного району
Поливання: - покриття із трави	3	1,2
- футбольного поля	0,5	1,2
- решти спортивних споруд	1,5	1,2
- удосконалених покриттів, тротуарів, майданів, заводських проїздів	0,5	1,2
- зелених насаджень, газонів і квітників	3-6	1,2

Примітки:

1. Архітектурно-будівельні кліматичні райони визначаються згідно з ДСТУ-Н Б. В.1.1-27.

2. Витрати води для роботи фонтанів визначаються на підставі технологічних розрахунків.

Витрати води на поливання-миття міських територій, л/добу, у розрахунку на одного жителя залежно від кліматичного району, підрайону

Міста	I (Полісся); IIIA; IIIB; V	I (Лісостеп)	II (Східний степ)	II (Південний степ); IV
Найзначніші	65	75	95	105
Значні	60	70	85	100
Великі	55	65	80	90
Середні	45	50	60	65
Малі	40	45	50	55

Примітки:

1. У таблиці наведено показники потреби у воді на поливання-миття міських територій у л на 1 жителя із загальноміських систем водопроводу за добу максимального водоспоживання.

2. До показників, наведених у таблиці, беруть коефіцієнти: для курортних міст - 1,2; для малих і середніх міст, розміщених в оточенні лісів, у прибережних зонах великих річок або водойм – 0,8.

3. Архітектурно-будівельні кліматичні райони і підрайони прийнято згідно з ДСТУ-Н Б.В.1.1-27: I – Північно-західний (Полісся, Лісостеп); II – Південно-східний (Степ); III – Українські Карпати (IIIA – Карпатський, IIIB – Закарпатський); IV – Південний берег Криму; V – Кримські гори.

Додаток 4

Таблиця 4

Коефіцієнт врахування чисельності жителів у населеному пункті β_{\max}

Коефі- цієнт	Чисельність мешканців, тис. чол.															
	до 0,1	0,15	0,2	0,3	0,5	0,75	1	1,5	2,5	4	6	10	20	50	100	300
β_{\max}	4,5	4	3,5	3	2,5	2,2	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05

Примітка: За числа мешканців $N \geq 1$ млн. чол. $\beta_{\max} = 1$.

Розподіл добових витрат води за годинами в %

Години	Витрати води для комунального сектору при $K_{г.маx}$													Витрати для окремих будівель		
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2,0	2,5	3,0	житлові будинки	лікарні і готелі	гуртожитки і інтернати
0-1	3,50	3,35	3,20	3	2,50	2	1,50	1	0,90	0,85	0,75	0,6	0,6	0,6	0,2	0,15
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1	0,90	0,85	0,75	0,6	0,6	0,5	0,2	0,15
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1	0,90	0,85	1	1,2	0,6	0,5	0,2	0,15
3-4	3,4	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1	1	1	1	2	0,6	0,5	0,2	0,15
4-5	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2	1,35	2,70	3	3,5	0,6	0,4	0,5	0,15
5-6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3	3,85	4,70	5,50	3,5	1,4	2	0,5	0,25
6-7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5	5,20	5,35	5,50	4,5	2,1	8	3	0,3
7-8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,5	6,20	5,85	5,50	10,2	3,9	11	5	30
8-9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,5	5,50	4,50	3,50	8,8	8,1	11	8	6,8
9-10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,5	5,85	4,20	3,50	6,5	6,5	7,5	10	4,6
10-11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,5	5	5,50	6	4,1	5,2	2,5	6	3,6
11-12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,5	6,50	7,50	8,50	4,1	4,9	5	10	2
12-13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5	7	7,50	7,90	8,50	3,5	3,9	8	10	3
13-14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5	7	6,70	6,35	6	3,5	4,3	5	6	3
14-15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,5	5,35	5,20	5	4,7	3,9	2	5	3
15-16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6	4,5	4,65	4,80	5	6,2	3,1	2	8,5	3
16-17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6	5	4,50	4	3,50	10,4	3,9	3	5,5	4
17-18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,5	5,50	4,50	3,50	9,4	5,3	3	5	3,6
18-19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5	6,5	6,30	6,20	6	7,3	8,5	12	5	3,3
19-20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5	5,35	5,70	6	1,6	9,5	12	5	5
20-21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4	4,5	5	5,50	6	1,6	12,5	0,5	2	2,6
21-22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3	3	3	3	3	1	6,9	1	0,7	18,6
22-23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2	2	2	2	2	0,6	2,0	1	3	1,6
23-24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1	1	1	1	0,6	1	1	0,5	1
Всього	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Витрати води на зовнішнє пожежогасіння у населених пунктах [1]

Розрахункова чисельність жителів у населеному пункті	Розрахункова кількість одночасних пожеж	Витрата води на зовнішнє пожежогасіння, л/с, при забудові будівлями	
		до двох поверхів	три і більше поверхів
До 1 тис. включ.	1	5	10
Від 1 до 5 тис. включ.	1	10	10
Від 5 до 10 тис. включ.	1	10	15
Від 10 до 25 тис. включ.	2	10	15
Від 25 до 50 тис. включ.	2	20	25
Від 50 до 100 тис. включ.	2	25	35
Від 100 до 200 тис. включ.	3	не нормується	40
Від 200 до 300 тис. включ.	3	- // -	55
Від 300 до 400 тис. включ.	3	- // -	70
Від 400 до 500 тис. включ.	3	- // -	80
Від 500 до 600 тис. включ.	3	- // -	85
Від 600 до 700 тис. включ.	3	- // -	90
Від 700 до 800 тис. включ.	3	- // -	95
Від 800 до 1000 тис.включ.	3	- // -	100

Примітки:

1. Витрата води на зовнішнє пожежогасіння в населеному пункті приймається не менше ніж витрата води на пожежогасіння житлових і громадських будівель, зазначених у табл. 4 [1].

2. Кількість одночасних пожеж і витрата води на одну пожежу в населеному пункті з населенням понад 1 млн. жителів беруть за технічними або містобудівними умовами та обмеженнями згідно з ДБН А.2.2-3, ДБН В.1.1.-7.

3. У розрахункову кількість одночасних пожеж у населеному пункті включаються пожежі у будівлях на промислових підприємствах виробничого або складського призначення розташованих у межах населеного пункту. При цьому в розрахункову витрату води включаються відповідні витрати води на пожежогасіння у цих будівлях, але не менше зазначених у таблиці дод. 6.

Додаток 7
Таблиця 7

Характеристики водонапірних башт

Номери приміток	Об'єм бака, м ³	Висота ствола башти H_6 , м
Цегляні і металеві башти з металевим баком	15-500	9-42
Залізобетонні башти із залізобетонними баками	100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800	20-40
Уніфіковані водонапірні башти заводського виготовлення (системи Рожновського)	15, 25, 50	12, 15, 18
Башти із збірного залізобетону з металевими баками	100, 150, 200, 250, 300	10-20

Додаток 8
Таблиця 8

Основні параметри РЧВ із залізобетонних елементів, м

Об'єм, м ³	Круглі		Прямокутні		
	Діаметр	Висота	Довжина	Ширина	Глибина води
50			6	3	3,64
100			6	6	3,64
150			9	6	3,64
200			12	6	3,64
300			15	6	3,64
500			12	12	3,64
1000	18	4,8	24	12	3,64
1500			18	18	4,84
2000	24	4,8	24	18	4,84
2500			30	18	4,84
3000	30	4,8	27	24	4,84
4000			36	24	4,84
5000			30	36	4,84
7000			42	36	4,84
10 000			60	36	4,84
15 000			60	54	4,84
20 000			78	54	4,84

Питомі гідравлічні опори A труб та поправочні коефіцієнти до них

Таблиця 9.1

Питомі гідравлічні опори A для ненових сталевих та чавунних труб при швидкості $V \geq 1,2$ м/с

Умовний прохід d_y , мм	Труби сталеві електрозварні			Труби чавунні напірні	
	зовнішній діаметр $d_{зов}$, мм	Товщина стінки t , мм	Значення A (для Q , м ³ /с)	Клас ЛА (для Q , м ³ /с)	Клас А (для Q , м ³ /с)
50	70	2,5	3686,0	—	—
60	76	2,5	2292,0	—	—
75	89	2,5	929,4	2985,0	—
80	102	3,0	454,3	953,4	—
100	121	3,0	172,9	311,7	—
125	140	3,0	76,36	96,72	—
150	168	4,5	30,65	37,11	—
175	180	4,5	20,79	—	—
200	219	4,5	6,959	8,092	—
250	273	6,0	2,187	2,528	—
300	325	7,0	0,8466	0,9485	—
350	377	7,0	0,3731	—	0,4365
400	426	7,0	0,1907	—	0,2189
450	480	7,0	0,09928	—	0,1186
500	530	7,0	0,5784	—	0,06778
600	630	7,0	0,02262	—	0,02596
700	720	7,0	0,01098	—	0,01154
800	820	8,0	0,005514	—	0,005669
900	920	8,0	0,002962	—	0,003047
1000	1020	8,0	0,0016,99	—	0,001750
1200	1220	9,0	0,0006543	—	—
1400	1420	10,0	0,0002916	—	—
1500	1520	10,0	0,0020023	—	—
1600	1620	10,0	0,0001437	—	—

Поправочні коефіцієнти K_1 до питомих гідравлічних опорів A для ненових чавунних і сталевих труб

$V, \text{ м/с}$	K_1	$V, \text{ м/с}$	K_1	$V, \text{ м/с}$	K_1	$V, \text{ м/с}$	K_1
0,20	1,41	0,45	1,175	0,65	1,10	0,90	1,04
0,25	1,33	0,55	1,15	0,70	1,085	1,0	1,03
0,30	1,28	0,55	1,13	0,75	1,07	1,1	1,015
0,35	1,24	0,60	1,115	0,80	1,06	1,2	1,0
0,40	1,20			0,85	1,05		

Таблиця 9.3

Питомі гідравлічні опори A при швидкості $V = 1 \text{ м/с}$ для серійних залізобетонних труб

Умовний прохід $d_y, \text{ мм}$	Значення A (для $Q, \text{ м}^3/\text{с}$)	Умовний прохід $d_y, \text{ мм}$	Значення A (для $Q, \text{ м}^3/\text{с}$)
500	0,06323	1000	0,001732
600	0,02454	1200	0,0006723
700	0,01102	1400	0,0003021
800	0,005515	1600	0,0001510
900	0,002992		

Таблиця 9.4

Питомі гідравлічні опори A при швидкості $V = 1 \text{ м/с}$ для пластмасових труб типу Т

Зовнішній діаметр, мм	Значення A (для $Q, \text{ л/с}$)	Зовнішній діаметр, мм	Значення A (для $Q, \text{ м}^3/\text{с}$)	Зовнішній діаметр, мм	Значення A (для $Q, \text{ м}^3/\text{с}$)
10	453,6	63	5929	180	24,76
12	100,9	75	2390	200	14,26
16	12,12	90	926,8	225	7,715
20	2,695	110	323,9	250	4,454
25	0,7571	125	166,7	280	2,459
32	0,2048	140	91,62	315	0,8761
40	0,06329	160	45,91	355	0,4662
50	0,01972			400	0,2502

**Форми специфікації фасонних частин і арматури,
відомості колодязів і штампу**

Таблиця 11.1

Специфікація

№	Позначення	Найменування	К-ть	Маса	Примітка
1	ГОСТ 9583-75	Чавунні напірні труби			
		класу А Ø 400, п.м	240	130,5	
2	ГОСТ 9583-75	Те ж Ø 350, п.м	510	106,5	
3	ГОСТ 9583-75	Те ж Ø 300, п.м	880	85,2	

15 60 65 10 15 20

Таблиця 11.2

Відомість колодязів

№	Тип колодязя	Розміри	К-ть	Перелік
1	Прямокутні	2500 x 2500	4	В1ПГ1; В4ПГ9; В9ПГ27; В10ПГ33

15 35 30 10 95

Таблиця 11.3

Штамп

				КУРСОВИЙ ПРОЕКТ			
				КАФЕДРА ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ			
				ВОДОПОСТАЧАННЯ	Стадія	Аркуш	Аркушів
Розробив							
Перевірив				схема водопровідної мережі, монтажна схема кільця, деталювання колодязів	КНУБА		

17 23 15 10 70 15 15 20

Для нотаток

Навчально-методичне видання

ПРОЄКТУВАННЯ ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ

Методичні вказівки
до виконання курсового проєкту
з дисципліни «Системи та мережі водопостачання»
для бакалаврів спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології»

Укладач **ХОМУТЕЦЬКА** Тетяна Петрівна

Випусковий редактор *В.С. Сасько*
Комп'ютерне верстання *Д.М. Ніколаєвич*

Підписано до друку . . .2023. Формат 60x84_{1/16}
Ум. друк. арк. 3,25. Обл.-вид. арк. 3,5.
Електронний документ. Вид. № 33/III-23

Видавець і виготовлювач:
Київський національний університет будівництва і архітектури
Повітрофлотський проспект, 31, Київ, Україна, 03037

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єктів
видавничої справи ДК № 808 від 13.02.2002 р.