

Міністерство освіти і науки України
Інженерний навчально-науковий інститут
імені Ю.М. Потебні
Запорізького національного університету

О.Г. Добровольська

ВОДОПРОВІДНІ МЕРЕЖІ
Навчально-методичний посібник
для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-
професійної програми
«Міські інженерні мережі»

Затверджено
вченою радою ЗНУ
Протокол № 5 від
22.12.2022

Запоріжжя
2022

628.1'1

Д56

Добровольська О.Г., Водопровідні мережі : навчально-методичний посібник для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійної програми «Міські інженерні мережі». Запоріжжя : Запорізький національний університет, 2022. 221 с.

У навчально-методичному посібнику подано в систематизованому вигляді програмний матеріал дисципліни «Водопровідні мережі», основну номенклатуру інженерного обладнання водопровідних мереж, питання їх влаштування, призначення, монтажу та експлуатації на території міст, населених пунктів та промислових підприємств, сучасні прийоми провадження інженерно-технічних робіт, методика гідравлічних розрахунків водопровідних мереж. Наведено приклади розв'язання типових задач з детальними поясненнями. Містить ілюстративний (рисунок, схеми) і табличний матеріали.

Для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійної програми «Міські інженерні мережі».

Рецензенти:

В. А. Банах, доктор технічних наук, проректор з науково-педагогічної роботи та технічної освіти Запорізького національного університету

Є. А. Манідіна, кандидат технічних наук, доцент кафедри металургійних технологій, екології та техногенної безпеки Запорізького національного університету

Відповідальний за випуск

А. В. Банах, кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри міського будівництва і архітектури

ЗМІСТ

Вступ.....	8
Частина 1 Теоретичні основи курсу.....	10
Розділ 1.1 Системи водопостачання.....	10
Тема 1.1.1 Загальні поняття про системи водопостачання.....	
1.1.1.1 Водопостачання і його значення для населення і промисловості.....	10
1.1.1.2 Загальна схема системи водопостачання. Значення окремих елементів.....	11
1.1.1.3 Класифікація систем водопостачання.....	13
Тема 1.1.2. Режими водоспоживання. Головні поняття.....	15
1.1.2.1 Режим споживання води населенням на господарсько-питні потреби.....	15
1.1.2.2 Режим споживання води промисловими підприємствами	19
1.1.2.3. Графіки сумарного водоспоживання і методи їх побудування.....	20
1.1.2.4 Режим споживання води на пожежогасіння.....	20
Тема 1.1.3 Водоспоживання міст і промислових підприємств.....	21
1.1.3.1 Основні категорії споживання води.....	21
1.1.3.2 Основи нормування споживання води.....	22
1.1.3.3 Визначення розрахункових добових витрат води.....	24
Розділ 1.2 Режими роботи системи водопостачання.....	26
Тема 1.2.1. Режим подачі розрахункових витрат елементами системи водопостачання.....	26
1.2.1.1. Режим роботи окремих водопровідних споруд та їх взаємний зв'язок.....	26
1.2.1.2 Застосування регулюючих ємностей в системі водопостачання.....	27
1.2.1.3 Сумісні графіки надходження та споживання води	28
1.2.1.4 Визначення ємності регулюючих резервуарів	30
Тема 1.2.2. Режим роботи системи водоспоживання при пожежогасінні....	32
1.2.2.1 Види протипожежних водопроводів.....	33
1.2.2.2. Характер п'єзометричних ліній в системі з вежею на початку мережі при пожежі	34
1.2.2.3 Характер п'єзометричних ліній в системі з контррезервуаром при пожежі	35
1.2.2.4 Визначення напору насосів	36
1.2.2.5 Вибір характерних розрахункових режимів подачі води.....	37
Розділ 1.3 . Основи проектування водопровідних мереж	38
Тема 1.3.1 Напори у водопровідних мережах.....	38
1.3.1.1 Поняття про необхідні і фактичні напори у водопровідних мережах	38

1.3.1.2 Невигідний вузол в мережі і його знаходження	40
1.3.1.3 Характер п'єзометричних ліній в системі з вежею на початку мережі	42
1.3.1.4 Характер п'єзометричних ліній в системі з контррезервуаром при господарсько-питному водоспоживанні	45
Тема 1.3.2 . Основи проєктування водопровідних мереж	48
1.3.2.1 Задачі, які вирішуються при проєктуванні водопровідних мереж	49
1.3.2.2 Конфігурація водопровідних мереж	50
1.3.2.3 Принципи трасування водопровідних мереж	50
1.3.2.4 Розрахункова схема розбору води з мережі	51
1.3.2.5 Визначення розрахункових витрат на ділянках мережі	54
1.3.2.6 Визначення діаметрів ділянок і втрат напору в них.....	55
Розділ 1.4 Гідравлічні розрахунки водопровідних мереж	57
Тема 1.4.1 Гідравлічний розрахунок тупикових водопровідних мереж.....	58
1.4.1.1 Принципи гідравлічного розрахунку тупикових водопровідних мереж.....	57
1.4.1.2 Розрахунок простого відгалуження	58
1.4.1.3 Техніко-економічний розрахунок тупикової магістралі	61
1.4.1.4 Поняття про «граничні» витрати і швидкості	65
1.4.1.5 Техніко-економічний розрахунок складного відгалуження тупикової мережі.....	65
Тема 1.4.2. Гідравлічний розрахунок кільцевих водопровідних мереж.....	66
1.4.2.1 Основи теорії розрахунку кільцевих водопровідних мереж.....	67
1.4.2.2.Порядок розрахунку кільцевих водопровідних мереж	68
1.4.2.3 Розрахунок кільцевої мережі за методом проф. В.Г. Лобачова	69
1.4.2.4 Інженерний спосіб ув'язування за методом проф. В.Г. Лобачова	73
1.4.2.5 Ув'язування мережі за методом проф. В.П. Сироткіна.....	75
Розділ 1.5 Аналіз гідравлічних розрахунків водопровідних мереж	77
Тема 1.5.1 Особливості розрахунку мереж з контррезервуарами, кількома водонапірними вежами і насосними станціями.....	77
1.5.1.1 Особливості складання схем водопровідних мереж з контррезервуаром.....	77
1.5.1.2 Режим транзиту води у вежу.	78
1.5.1.3 Розрахункова схема мережі із зовнішніми контурами.....	79
Тема 1.5.2 Аналіз результатів гідравлічного розрахунку водопровідних мереж.....	81
1.5.2.1 Розрахунок п'єзометричних карт мереж	81
1.5.2.2 Аналіз вільних напорів у водопровідних мережах.	82
1.5.2.3 Використання результатів розрахунку для визначення напору насосів і висоти водонапірної вежі.....	83
Розділ 1.6 Зонні системи водопостачання	85

Тема 1.6.1 Принципи техніко-економічного розрахунку кільцевих водопровідних мереж.....	85
1.6.1.1 Сучасні методи розрахунків водопровідних мереж	85
1.6.1.2 Розрахунок економічних діаметрів ділянок	86
1.6.1.3 Використання принципів електрогідродинамічної аналогії в розрахунках водопровідних мереж	88
Тема 1.6.2 Особливості проєктування і розрахунку зонних систем водопостачання.....	90
1.6.2.1 Сфери використання зонних водопроводів	90
1.6.2.2 Техніко-економічне обґрунтування зонування водопроводів.....	94
1.6.2.3 Зонування гравітаційних систем водопостачання	96
1.6.2.4 Особливості розрахунку зонних водопроводів	97
Розділ 1.7 Особливості будівництва водопровідних мереж.....	98
Тема 1.7.1 Споруди для транспортування води від джерела до об'єкту водопостачання.....	98
1.7.1.1 Класифікація споруд для транспортування води та сфери їх застосування	99
1.7.1.2 Особливості улаштування каналів	101
1.7.1.3 Гравітаційні водоводи.....	102
1.7.1.4 Напірні водоводи та їх конструкція.....	102
1.7.1.5 Розрахунок необхідної кількості перемикань.....	103
1.7.1.6 Транспортування води у районних системах водопостачання.....	105
Тема 1.7.2 Особливості устрою водопровідних мереж.....	107
1.7.2.1 Види водопровідних мереж	107
1.7.2.2. Трасування водопровідної мережі	108
1.7.2.3 Визначення глибини прокладання водопроводів та особливості будівництва	109
1.7.2.4 Випробування, промивка та дезінфекція водопровідних труб.....	110
Розділ 1.8 . Обладнання водопровідних мереж та споруди на них.....	114
Тема 1.8.1 Трубопроводи для будівництва водопровідних мереж.....	115
1.8.1.1 Вимоги до трубопроводів для водопровідних мереж	114
1.8.1.2. Чавунні труби та їх типи.....	115
1.8.1.3 Сталеві труби, їх з'єднання та захист від корозії.....	117
1.8.1.4 Азбестоцементні труби.....	119
1.8.1.5 Залізобетонні труби.....	119
1.8.1.6 Пластмасові труби.....	120
Тема 1.8.2 Обладнання та споруди на водопровідній мережі	121
1.8.2.1 Арматура на мережі.....	121
1.8.2.2 Деталювання мережі.....	127
1.8.2.3 Колодязі на мережі, їх конструкція і розміри.....	129
1.8.2.4 Упори на мережі.....	131

1.8.2.5 Перетини водопровідними лініями залізничних колій і водних перешкод.....	131
Тема 1.8.3 Водонапірні вежі та резервуари.....	133
1.8.3.1 Види регулюючих і запасних ємностей.....	134
1.8.3.2 Пневматичні установки.....	134
1.8.3.3 Улаштування і обладнання водонапірних веж.....	138
1.8.3.4 Напірні і безнапірні резервуари.....	138
Частина 2 Розрахунки водопровідних мереж.....	140
Розділ 2.1 Визначення розрахункових витрат.....	140
2.1.1 Практичні заняття №1-2.....	140
2.1.2 Практичне заняття №3.....	144
Розділ 2.2. Розрахунок режимів водоспоживання.....	146
2.2.1 Практичне заняття № 4.....	146
2.2.2 Практичне заняття № 5.....	152
Розділ 2.3 Розрахунок робочих параметрів водопровідних мереж.....	155
2.3.1 Практичні заняття № 6-7.....	155
Розділ 2.4 Розрахунок розгалужених водопровідних мереж.....	160
2.4.1 Практичні заняття № 8-9.....	160
2.4.2. Практичні заняття № 10.....	165
Розділ 2.5 Розрахунок вихідних параметрів.....	169
2.5.1 Практичні заняття № 11-12.....	169
Розділ 2.6 Розрахунок кільцевих водопровідних мереж.....	174
2.6.1 Практичні заняття №13-14.....	174
Розділ 2.7 Аналіз результатів гідравлічного розрахунку.....	176
2.7.1 Практичні заняття №15-16.....	176
Розділ 2.8 Деталювання мережі.....	183
2.8.1 Практичні заняття № 17-18.....	183
Частина 3 Самостійна робота.....	190
Розділ 3.1 Додаткові завдання для самостійної роботи над курсом.....	190
3.1.1 Додаткові завдання до змістового модуля 1.....	190
3.1.2 Додаткові завдання до змістового модуля 2.....	191
3.1.3 Додаткові завдання до змістового модуля 3.....	191
3.1.4 Додаткові завдання до змістового модуля 4.....	191
3.1.5 Додаткові завдання до змістового модуля 5.....	192
3.1.6 Додаткові Завдання до змістового модуля 6.....	192
3.1.7 Додаткові завдання до змістового модуля 7.....	193
3.1.8 Додаткові завдання до змістового модуля 8.....	194
Частина 4 Підсумковий та поточний контроль.....	195
Розділ 4.1 Методичні вказівки до поточного контролю.....	195
4.1.1 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 1 «Системи водопостачання».....	195
4.1.2 Завдання до змістового модуля 1 «Системи водопостачання».....	
4.1.3 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 2 «Режими роботи системи водопостачання».....	195

4.1.4 Завдання до змістового модуля 2 «Режими роботи системи водопостачання».....	196
4.1.5 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 3 «Основи проектування водопровідних мереж».....	196
4.1.6 Завдання до змістового модуля 3 «Основи проектування водопровідних мереж».....	196
4.1.7 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 4 «Гідравлічні розрахунки водопровідних мереж».....	197
4.1.8 Завдання до змістового модуля 4 «Гідравлічні розрахунки водопровідних мереж».....	197
4.1.9 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 5 «Аналіз гідравлічних розрахунків водопровідних мереж»....	198
4.1.10 Завдання до змістового модуля 5 «Аналіз гідравлічних розрахунків водопровідних мереж».....	198
4.1.11 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 6 «Зонні системи водопостачання».....	198
4.1.12 Завдання до змістового модуля 6 «Зонні системи водопостачання».....	199
4.1.13 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 7 «Особливості будівництва водопровідних мереж».....	199
4.1.14 Завдання до змістового модуля 7 «Особливості будівництва водопровідних мереж».....	199
4.1.15 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 8 «Обладнання водопровідних мереж та споруди на них».....	200
4.1.16 Завдання до змістового модуля 8 «Обладнання водопровідних мереж та споруди на них».....	200
Розділ 4.2 Методичні вказівки до підсумкового контролю.....	200
4.2.1 Питання для підготовки до підсумкового контролю.....	200
4.2.2 Завдання для підготовки до підсумкового контролю.....	201
Додатки.....	202
Використана література.....	216
Рекомендована література.....	218

ВСТУП

Метою вивчення навчальної дисципліни «Водопровідні мережі» є засвоєння основ технології зведення, опорядження та експлуатації водопровідних мереж, набуття навичок з проєктування, прокладання і розміщення мереж водопостачання при плануванні та забудові території населених міст; вироблення компетентностей, необхідних для впровадження інженерних заходів, пов'язаних з експлуатацією елементів водопровідних інженерних мереж та споруд на них, що є необхідною умовою розвитку інфраструктури міського господарства.

Основними завданнями вивчення дисципліни «Водопровідні мережі» є:

- ознайомитися з основними способами прокладання мереж водопостачання на території населених міст;
- набути навички з основних принципів трасування і проєктування водопровідних інженерних мереж;
- набути вмінь з вибору необхідних матеріалів для тепло- та гідроізоляції трубопроводів;
- виробити навички з раціональної організації та управління будівельним виробництвом при зведенні, експлуатації, ремонті та реконструкції водопровідних інженерних мереж з урахуванням вимог охорони праці.

У результаті вивчення навчальної дисципліни студенти мають знати:

- схеми системи водопостачання населених міст і промислових підприємств;
- норми і режими водоспоживання;
- основи трасування і проєктування водопровідних мереж і споруд на них;
- уміти:
 - виконувати трасування і розрахунки водопровідних мереж;
 - вибирати типи труб і арматури для мереж;
 - розраховувати п'єзометричні карти і визначати необхідні напори насосів і висоти водонапірних веж;
 - виконувати деталювання вузлів водопровідних мереж;
 - аналізувати ефективність роботи систем подачі і розподілу води.

У результаті вивчення навчальної дисципліни студент повинен набути таких результатів навчання (знання, уміння тощо) та компетентностей:

Загальні компетентності:

- здатність використовувати інформаційні та комунікаційні технології;
- здатність до пошуку, оброблення та аналізу інформації з різних джерел.

Спеціальні компетентності:

- здатність проєктувати будівельні конструкції, будівлі, споруди та інженерні мережі (відповідно до спеціалізації), з урахуванням інженерно-технічних та ресурсозберігаючих заходів, правових, соціальних, екологічних, техніко-економічних показників, наукових та етичних аспектів, і сучасних

вимог нормативної документації у сфері архітектури та будівництва, охорони довкілля та безпеки праці;

здатність обирати і використовувати відповідні обладнання, матеріали, інструменти та методи для проектування та реалізації технологічних процесів будівельного виробництва;

здатність застосовувати комп'ютеризовані системи проектування та спеціалізоване прикладне програмне забезпечення для вирішення інженерних задач будівництва та цивільної інженерії;

здатність до інжинірингової діяльності у сфері будівництва, складання та використання технічної документації.

Спеціальні (фахові, предметні) компетентності, які формуються освітньо-професійною програмою «Міські інженерні мережі»:

усвідомлення особливостей використання різних типів конструктивних та інженерних систем і мереж, їх розрахунків в архітектурно-містобудівному проектуванні;

здатність використовувати сучасні методи розрахунку, проектування та аналізу роботи інженерних мереж.

Відповідно до структурно-логічної схеми освітньо-професійної програми «Міські інженерні мережі» курс «Водопровідні мережі» пов'язаний із такими дисциплінами: «Будівельна техніка і транспорт», «Будівельне матеріалознавство», «Архітектура будівель і споруд», «Споруди та обладнання систем водопостачання», «Гідротехнічні споруди».

Навчально-методичний посібник містить теоретичну і практичну частини. У першій частині розглянуті питання улаштування елементів та обладнання систем водопостачання будівельних об'єктів, наведені норми та режими водопостачання, методи розрахунку водопровідних, мереж. У другій частині представлені рекомендації з розрахунків водопровідних мереж, приклади розрахунків, задачі, завдання. Третя частина містить завдання для самостійної роботи, в четвертій частині викладені питання для підготовки до поточного і підсумкового контролю. Навчально-методичний посібник написано відповідно до робочої програми дисципліни «Водопровідні мережі».

Частина 1 Теоретичні основи курсу
Розділ 1.1 Системи водопостачання
 Тема 1.1.1 Загальні поняття про системи водопостачання

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань про особливості систем водопостачання, розуміння взаємозв'язку між головними елементами системи водопостачання, усвідомлення особливостей класифікації систем водопостачання мікрорайонів.

План

- 1.1.1.1 Водопостачання і його значення для населення і промисловості.
- 1.1.1.2 Загальна схема системи водопостачання. Значення окремих елементів.
- 1.1.1.3 Класифікація систем водопостачання.

 **Ключові терміни:** система водопостачання; водозабірні споруди; очисні споруди; резервуари чистої води; питоме водоспоживання; регулюючі ємності.

1.1.1.1 Водопостачання є однією із головних галузей господарства країни. Вода є важливим фактором для життєзабезпечення та благоустрою будівель. Також вода є необхідною умовою для забезпечення існування тваринного і рослинного світу. Вода складає близько 65% від маси людини. Без їжі людина може прожити більше місяця, а без води – всього кілька діб. Мешканець сучасного міста витрачає на свої потреби до 400 л води на добу. Для виробництва 1 т алюмінію потрібно $\approx 1500 \text{ м}^3$ води, 1 т капролактаму – 4000 м^3 води, 1 т синтетичного волокна – 5400 м^3 води.

Запасу прісної води на планеті всього лише 1% від загальної її кількості, 2% води знаходиться у вигляді льоду, 97% – це солоня вода. Запаси прісної води розподілені нерівномірно. В нашій країні головною водною артерією являється річка Дніпро. В східній частині України найбільш великим водотоком є Сіверський Донець. На півночі країни найбільшими поверхневими джерелами є річка Прип'ять та її притоки, річка Десна і річка Сейм. Головним водотоком Західної України являється річка Дністер та її притоки Серет, Збруч, частково притоки річки Прип'ять, річка Буг та інші. В південній частині України розташовані гирла таких рік, як Дніпро, Дністер, Південний Буг, а також Чорне і Азовське моря. На території України є райони, в яких річки пересихають, особливо це характерно для Одеської і Миколаївської областей, є такі річки в Кіровоградській, Дніпропетровській і Запорізькій областях.

Забезпечення населення чистою водою має велике гігієнічне значення, тому що оберігає людей від різних епідемічних захворювань, які можуть передаватися через воду.

Система водопостачання – це комплекс споруд, які здійснюють задачі водопостачання, тобто забір води з природних джерел, її очистку, транспортування до споживачів.

Перші відомості про штучні споруди для збору води – це відомості про колодязі, які з'явилися майже за 3000 років до нової ери. В стародавньому Єгипті вже були такі прості механізми для підйому води з колодязів, як «журавлі». В стародавньому Китаї для водопостачання застосовувались глибокі колодязі з підйомом води за допомогою блоків. Для будівництва водопроводів в Єгипті застосовувались гончарні, дерев'яні та металеві (свинцеві і мідні) труби.

В період розквіту Стародавньої Греції і Риму вже існували великі централізовані системи водопостачання. Рим імператорської епохи мав кілька водопроводів. Вода подавалась до міста самопливними каналами. В місті вода підводилась до центральних резервуарів, з яких подавалась трубами до суспільних бань і купалень, до палаців і будинків заможних громадян, а також до суспільних фонтанів і басейнів, якими користувалось населення.

В 90-х роках XX сторіччя в Римі була відкрита унікальна виставка, присвячена стародавнім римським акведукам. Акведук – це своєрідний символ технічного генія стародавніх римлян. Перший акведук був побудований в античному Римі у 312 році н.е., всього римляни побудували 11 акведуків, які і сьогодні експлуатуються.

В стародавній Греції та Римі застосовувались самопливні металеві труби, які прокладались під землею. Вода подавалась під тиском до 2МПа. Для зменшення втрат води римляни почали застосовувати акведуки.

Стародавні греки і римляни також будували «керамічні трубопроводи»: вони з'єднували глиняні ланки, схожі на вузькі довгі амфори без дна, для надійності міцно зв'язували ручки сусідніх труб.

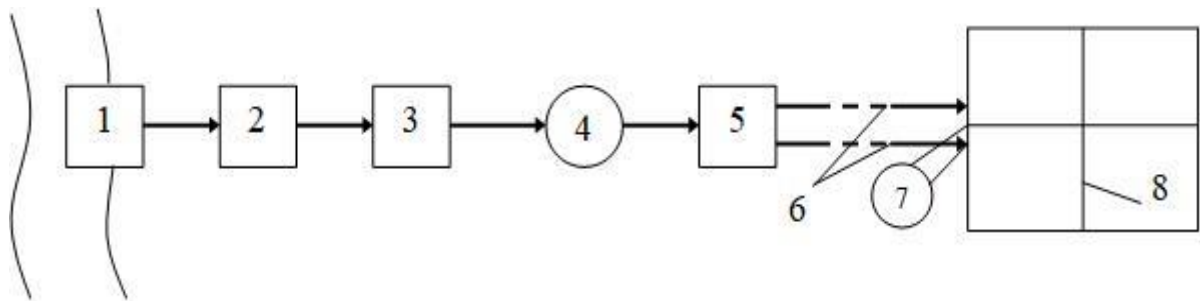
Римляни застосовували також свинцеві труби. Вода, яка транспортувалась по таким трубам, дуже насичувалась свинцем, що приводило до захворювань. Деякі західні історики навіть пов'язували занепад Римської імперії з масовим свинцевим отруєнням.

Після занепаду рабовласницької Римської імперії в епоху Середньовіччя питанням санітарної техніки приділялось дуже мало уваги. Перші відомості про централізовані міські водопроводи в Європі відносяться до XII сторіччя. Побудова першого самопливного водопроводу Парижа здійснена в кінці XII сторіччя. В XIII сторіччі починається водопостачання Лондону. Відомості про улаштування водопроводів в Німеччині відносяться до початку XV сторіччя. Промислова революція XVIII сторіччя обумовила будівництво фабрично-заводських водопроводів.

В Україні водопроводи великих міст таких, як Харків, Київ, Одеса, почали будувати в кінці XIX сторіччя. У XX сторіччі всі населені пункти почали забезпечуватися водопроводами. Водопостачання перетворилося в велику галузь народного господарства.

1.1.1.2 Система водопостачання населеного пункту чи промислового підприємства повинна забезпечувати забір води з природних джерел, її очистку і транспортування до місця використання [2]. Комплекс споруд, з яких складається система водопостачання, наведено на рис. 1.1.1.1.

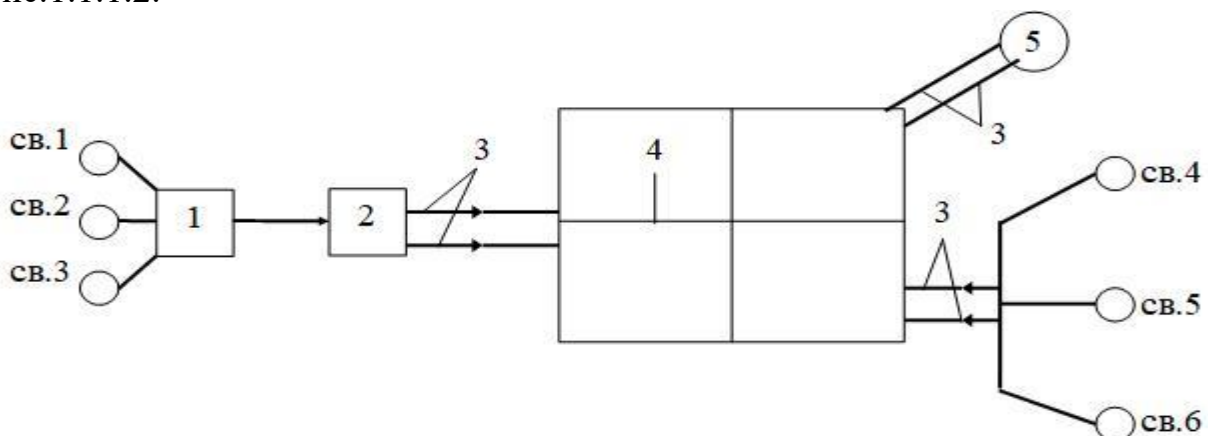
Як зазначено в роботі [16], якість питної води залежить від її складу та властивостей у джерелі, у водопроводі та особливостей використання води, а також з урахуванням економічних міркувань схема системи водопостачання та її складові елементи можуть змінюватися. Великий вплив на схему системи водопроводу здійснює джерело водопостачання, його властивості, потужність, якість води в ньому, відстань до об'єкту, до якого подається вода. Метод обробки води, склад і розрахункові параметри споруд водопідготовки та розрахункові дози реагентів рекомендується встановлювати відповідно до якості води в джерелі водопостачання, призначення водопроводу, продуктивності станції та місцевих умов на підставі даних науково-дослідних робіт, які виконують перед проєктуванням при новому будівництві та з урахуванням досвіду експлуатації споруд, які працюють в аналогічних умовах, при реконструкції [35, п.10.1.2].



1 – водозабірні споруди; 2, 5 – насосні станції; 3 – споруди для очистки води; 6, 8 – водопровідні мережі; 7, 4 – водонапірні вежі та резервуари

Рисунок 1.1.1.1 – Схема системи водопостачання з поверхневого джерела для господарсько-питних потреб міста

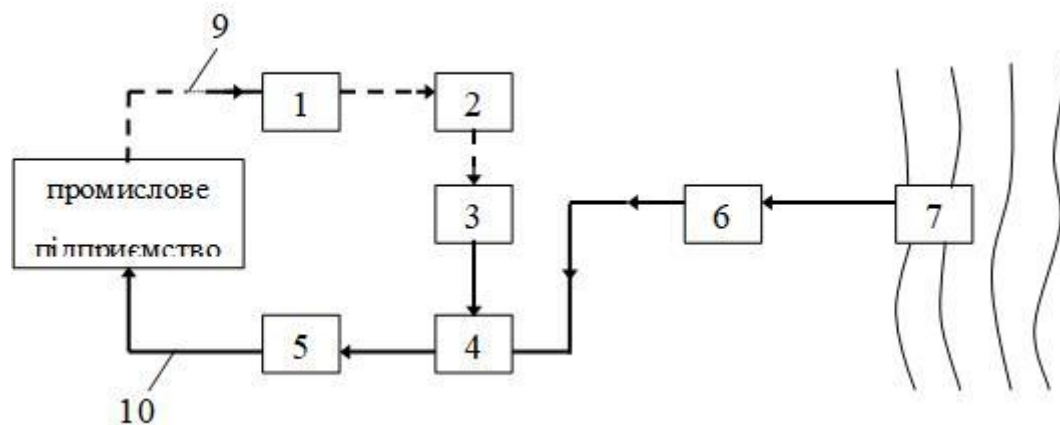
Схема системи водопостачання без очисних споруд представлена на рис.1.1.1.2.



св.1–св.6 – артезіанські свердловини; 1 – резервуари; 2 – насосна станція; 3 – водоводи; 4 – водопровідна мережа; 5 – водонапірна вежа

Рисунок 1.1.1.2 – Схема системи водопостачання з підземних джерел

Рельєф місцевості впливає на взаємне розташування окремих споруд, їх кількість. Розглянуті схеми застосовуються не тільки для водопроводів населених місць, але і для водопроводів промислових підприємств. Оборотні системи водопостачання, схема яких показана на рис. 1.1.1.3. застосовуються на промислових підприємствах [1].



1 – резервуар нагрітої води; 2 – насосна станція нагрітої води; 3 – споруди для охолодження; 4 – резервуар охолодженої води; 5 – насосна станція охолодженої води; 6 – насосна станція свіжої води; 7 – водозабірні споруди; 9 – мережа нагрітої води; 10 – мережа охолодженої води

Рисунок 1.1.1.3 – Схема оборотної системи водопостачання

На території міста знаходяться різні категорії споживачів води. Всі види водоспоживання можуть бути віднесені до трьох головних категорій [24]:

- витрата води на господарсько-питні потреби;
- витрата води на технологічні потреби підприємств;
- витрата води на пожежогасіння.

З урахуванням призначення об'єкту, вимог споживачів до якості води, економічних умов здійснюється вибір транспортування води одним або декількома трубопроводами.

1.1.1.3 Одним з найбільш характерних об'єктів водоспоживання являється місто. В містах звичайно будують єдиний господарсько-протипожежний водопровід. Якщо промислові підприємства споживають невелику кількість води, то вона забирається з того ж водопроводу. Якщо промислові підприємства споживають для виробничих потреб технічну воду, то вони мають окрему систему водоспоживання.

На промислових підприємствах здійснюються наступні витрати води:

- на господарсько-питні потреби робітників за час перебування їх на виробництві, в тому числі на прийом робітниками душу, на полив проїздів і зелених насаджень;
- на виробничі потреби;
- на потреби пожежогасіння.

На промислових підприємствах застосовуються загальні та роздільні системи водопостачання.

Загальна система водопостачання проєктується за умов застосування на виробничі потреби очищеної води. Але не завжди продуктивність джерела питної води є достатньою для забору необхідної кількості води на виробничі потреби. Крім того, проєктування кількох роздільних систем виробничого водопостачання необхідно для водозабезпечення окремих виробничих підрозділів водою під різним напором.

Протипожежні функції виконують об'єднані водопроводи господарсько-питного та протипожежного призначення. Вибір проєктування об'єднаних чи розділених систем водопостачання здійснюється за результатами техніко-економічних розрахунків.

Групові системи водопостачання призначені для водозабезпечення декількох міст або населених пунктів. Вартість групового водопроводу менша сумарної вартості індивідуальних систем для кожного об'єкту як за капітальними витратами, так і за експлуатаційними витратами. Подібні системи застосовуються в Криму, Запорізькій, Донецькій області, в Кривому Розі.

Всі системи водопостачання можуть бути класифіковані за наступними ознаками [24]:

А) за призначенням:

- водопроводи населених пунктів (міст і селищ);
- сільськогосподарські водопроводи;
- системи виробничого водопостачання, які розрізняють за галузями промисловості (водопроводи теплових електростанцій, водопроводи металургійних заводів тощо);
- групові водопроводи.

Б) за функціями, які виконуються:

- господарсько-питні;
- господарсько-протипожежні;
- господарсько-виробничі;
- протипожежні.

В) за використанням природних джерел розрізняють наступні водопроводи:

- водопроводи, в які вода надходить з поверхневих джерел (річкові, озерні, морські);
- водопроводи, в які вода надходить з підземних джерел;
- водопроводи змішаного живлення.

Г) за способами подачі води водопроводи бувають:

- самотливні (гравітаційні);
- з механічною подачею води (за допомогою перекачки води насосами).

Виробничі водопроводи за способом використання води поділяють на наступні види:

- прямоточні системи (системи з однократним використанням води);

- оборотні системи;
- системи з повторним використанням води.

? Питання для самоконтролю

1. Яка кількість води знаходиться на Землі у вигляді льоду?
2. Яка кількість прісної води на Землі може використовуватись безпосередньо з джерел?
3. Який відносний вміст води у водних джерелах Землі?
4. Які відносно великі річки протікають по території України?
5. За якими ознаками класифікують системи водопостачання?

📖Тема 1.1.2 Режими водоспоживання. Головні поняття

Мета вивчення теми: ознайомлення з режимами споживання води населенням та підприємствами, засвоєння теоретичних знань з визначення розрахункових годинних і секундних витрат води, усвідомлення методів побудови графіків водоспоживання та сфер їх використання.

План

- 1.1.2.1 Режим споживання води населенням на господарсько-питні потреби.
- 1.1.2.2 Режим споживання води промисловими підприємствами.
- 1.1.2.3 Графіки сумарного водоспоживання і надходження води.
- 1.1.2.4 Режим споживання води на пожежогасіння.

🖋️Ключові терміни: режим водоспоживання; графіки сумарного водоспоживання; коефіцієнти нерівномірності водоспоживання; розрахункові витрати води; пожежогасіння.

1.1.2.1 Для визначення розмірів, кількості, потужності елементів системи водопостачання необхідно знати, яку кількість води повинна подавати система водопостачання в кожний момент часу. Ці витрати визначаються режимом водоспоживання. Прогнозування режиму водоспоживання системи водопостачання, яка проектується, є однією з найбільш важливих задач. Для вирішення цієї задачі необхідно проаналізувати режими споживання води в існуючих системах водопостачання та визначити фактори, які впливають на особливості режиму водоспоживання. Але це можливо тільки для діючої системи водопостачання. Питоме водоспоживання дозволяє визначити середньорічну добову витрату води, яка нерівномірно споживається протягом доби (рис.1.1.2.1).

Для того, щоб правильно визначити режими роботи окремих елементів системи, необхідно прийняти вірогідний графік водоспоживання протягом доби (зокрема, доби найбільшого водоспоживання).

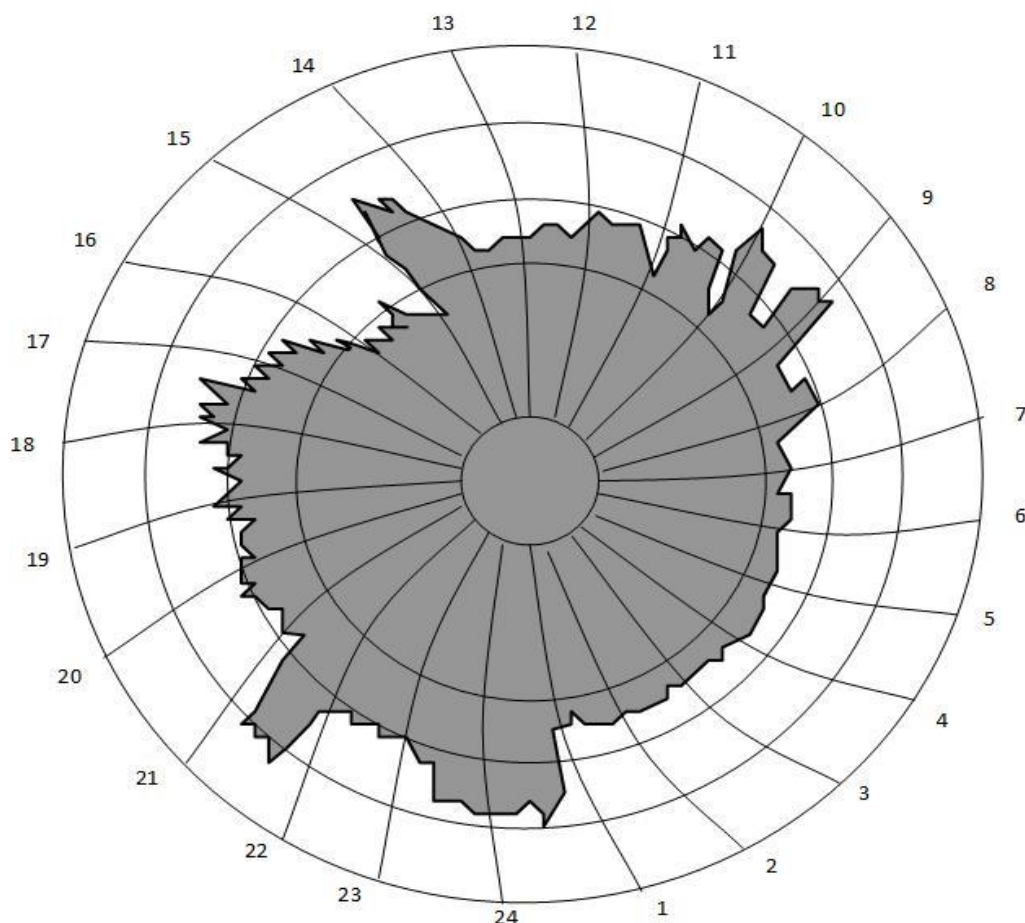


Рисунок 1.1.2.1 – Графік погодинних витрат води

Для того, щоб визначити водоспоживання за різну добу, користуються коефіцієнтом добової нерівномірності, який відповідно до будівельних норм [50, п.6.1.2] приймається у межах:

$$K_{доб.мін.} = 0,7 \div 0,9, \quad (1.1.1.1)$$

$$K_{доб.макс.} = 1,1 \div 1,3 \quad (1.1.1.2)$$

Коефіцієнт добової нерівномірності в загальному вигляді визначається за формулою:

$$K_{доб.i} = Q_{доб.i} \div Q'_{доб}, \quad (1.1.1.3)$$

де $Q_{доб.i}$ – добова витрата води за i -ту добу;

$Q'_{доб}$ – середня за рік добова витрата води, яка визначається з урахуванням норм водоспоживання на одного мешканця.

Для відомої витрати $Q'_{доб}$ та при відповідних коефіцієнтах добової нерівномірності мінімальна і максимальна добова витрата визначається за формулою [50, п.6.1.2]:

$$Q_{доб.мін.} = K_{доб.мін.} \times Q'_{доб}, \quad (1.1.1.4)$$

$$Q_{доб.макс.} = K_{доб.макс.} \times Q'_{доб.} \quad (1.1.1.5)$$

Аналогічно оцінюється нерівномірність споживання води протягом доби. з урахуванням коефіцієнта годинної нерівномірності $K_{год.i}$, який визначається за формулою:

$$K_{год.i} = Q_{год.i} \div Q'_{год} = Q_{год.i} \div (Q_{доб.} / 24), \quad (1.1.1.6)$$

де $Q_{год.i}$ – витрата води за i -ту годину доби;

$Q'_{год}$ – середня годинна витрата води;

$Q_{доб.}$ – добова витрата.

Для будь-якої години визначити витрату води можна за формулою:

$$Q_{год.i} = K_{год.i} \times Q'_{год}. \quad (1.1.1.7)$$

Якщо у формулу (1.1.1.6) підставити величину максимального і мінімального коефіцієнта годинної нерівномірності, то можна визначити витрати в години максимального і мінімального водоспоживання:

$$\begin{aligned} Q_{год.макс.} &= K_{год.макс.} \times Q'_{год} = K_{год.макс.} \times Q_{доб.макс.} / 24 = \\ &= K_{год.макс.} \times K_{доб.макс.} \times (Q_{доб.} / 24) \end{aligned} \quad (1.1.1.8)$$

$$\begin{aligned} Q_{год.мін.} &= K_{год.мін.} \times Q'_{год} = K_{год.мін.} \times Q_{доб.мін.} / 24 = \\ &= K_{год.мін.} \times K_{доб.мін.} \times (Q_{доб.} / 24) \end{aligned} \quad (1.1.1.9)$$

Відповідно до будівельних норм і правил [7, п.6.1.2] коефіцієнт годинної нерівномірності визначається за формулою:

$$K_{год.макс.} = \alpha_{макс.} \times \beta_{макс.}, \quad (1.1.1.10)$$

$$K_{год.мін.} = \alpha_{мін.} \times \beta_{мін.}, \quad (1.1.1.11)$$

де α – коефіцієнт, який залежить від ступеню благоустрою будівель, режиму роботи підприємства, $\alpha_{макс.} = 1,2-1,4$; $\alpha_{мін.} = 0,4-0,6$ [7, п.6.1.2];

β – коефіцієнт, який приймається з урахуванням кількості мешканців [50, табл.2].

З урахуванням коефіцієнтів нерівномірності можна визначити витрати за добу для двох годин максимального та мінімального водоспоживання. Але для визначення режиму роботи насосної станції другого підйому та об'ємів регулюючих резервуарів необхідно знати величину витрат води за кожен годину характерної доби. На рис.1.1.1.2 показані диференційний (рис. 1.1.1.2, А) та інтегральний графік водоспоживання (рис. 1.1.1.2, Б).

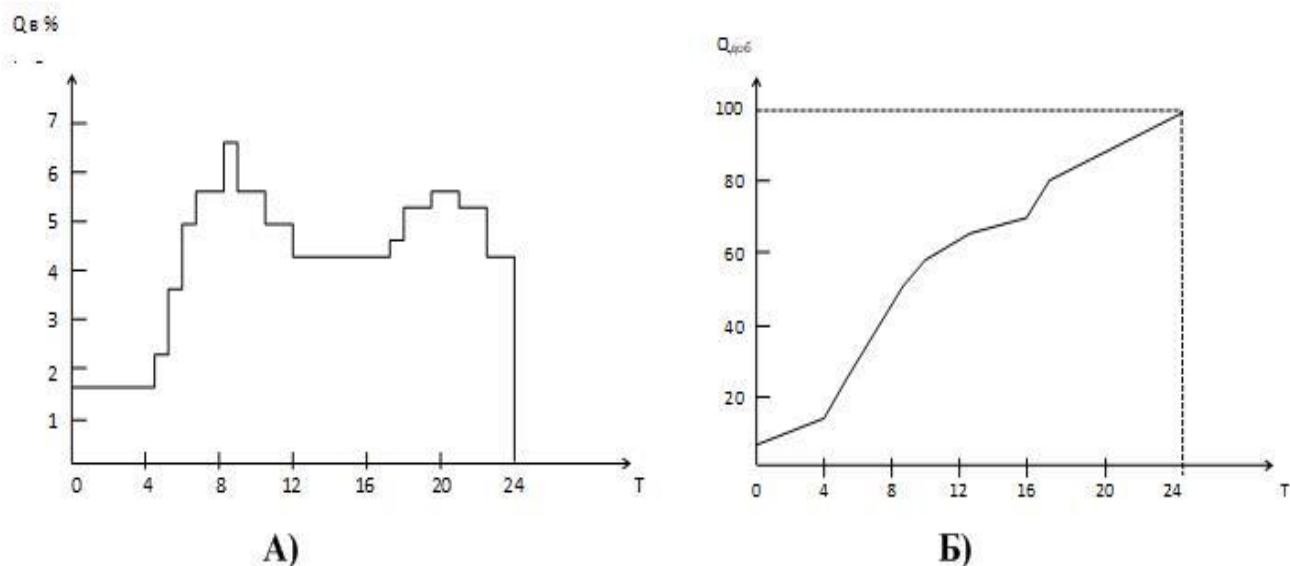


Рисунок 1.1.1.2 – Графіки водопостачання: А) ступеневий; Б) інтегральний

В таблиці 1.1.1.1 показані типи розподілу витрат води за годинами доби з урахуванням коефіцієнтів годинної нерівномірності.

Таблиця 1.2.1.1 – Розподіл добової витрати за годинами доби (y % від $Q_{доб.}$.)

Години доби	$K_{год} = 1,25$	$K_{год} = 1,35$	$K_{год} = 1,5$	$K_{год} = 1,7$	$K_{год} = 2$
1	2	3	4	5	6
0 – 1	3,35	3,0	1,5	1	0,75
1 – 2	3,25	3,2	1,5	1	0,75
2 – 3	3,30	2,5	1,5	1	1,00
3 – 4	3,20	2,6	1,5	1	1,00
4 – 5	3,25	3,5	2,5	2	3,00
5 – 6	3,40	4,1	3,50	3,00	5,5
6 – 7	3,85	4,5	4,50	5,00	5,5
7 – 8	4,45	4,9	5,50	6,50	5,5
8 – 9	5,20	4,9	6,25	6,50	3,5
9 – 10	5,05	5,6	6,25	5,50	3,5
10 – 11	4,85	4,9	6,25	4,50	6,0
11 – 12	4,60	4,7	6,25	5,50	8,5
12 – 13	4,60	4,4	5,00	7,00	8,5
13 – 14	4,55	4,1	5,00	7,00	6,0
14 – 15	4,75	4,1	5,00	5,50	5,0
15 – 16	4,70	4,4	6,00	4,50	5,0
16 – 17	4,65	4,3	6,00	5,00	3,5
17 – 18	4,35	4,4	5,50	6,50	3,5
18 – 19	4,40	4,5	5,00	6,50	6,0
19 – 20	4,30	4,5	4,50	5,00	6,0

Продовження таблиці 1.1.1.1

1	2	3	4	5	6
15 – 16	4,70	4,4	6,00	4,50	5,0
16 – 17	4,65	4,3	6,00	5,00	3,5
17 – 18	4,35	4,4	5,50	6,50	3,5
18 – 19	4,40	4,5	5,00	6,50	6,0
19 – 20	4,30	4,5	4,50	5,00	6,0
20 – 21	4,30	4,5	4,00	4,50	6,0
21 – 22	4,20	4,8	3,00	3,00	3,0
22 – 23	3,75	4,6	2,00	2,00	2,0
23 – 24	3,70	3,3	1,50	1,00	1,0
	100	100	100	100	100

Цей розподіл характеризує тільки господарсько-питне водоспоживання міст. При проектуванні нових міських водопроводів графік коливання таких витрат води приймається по аналогії з водопроводом іншого подібного міста за кількістю мешканців, кліматичними умовами, рівнем розвитку промисловості. Крім господарсько-питного водоспоживання, на потреби населення, вода в місті споживається на полив зелених насаджень і проїздів. Кількість води для поливу приймається з урахуванням рекомендацій [50, додаток А]. Режим витрати води на полив – рівномірний. Полив здійснюється двірниками вранці і ввечері по 3÷4 години, механізовано із застосуванням техніки протягом 2-х змін – 14÷16 годин. Витрати води на промислових підприємствах – це витрати на господарсько-питні потреби робітників на виробництві, витрати на прийом душа, витрати на технологічні потреби.

1.1.2.2 Вода на господарсько-питні потреби робітників на виробництві використовується також нерівномірно. Відповідно до [50, п.6.1.5] встановлені коефіцієнти годинної нерівномірності: для гарячих цехів – $K_{\text{год}} = 2,5$, для холодних цехів – $K_{\text{год}} = 3,0$. Розподіл кількості води приймається за таблицею 1.1.2.3. Вода на прийом душа споживається після кожної зміни протягом першої години наступної зміни.

Таблиця 1.1.2.3 – Режим водоспоживання протягом зміни

Години зміни	Витрата води за кожну годину зміни, у % від повної витрати	
	В гарячих цехах	В холодних цехах
I	7	0
II	10	7
III	14	15
IV	18	22
V	0	0
VI	10	7
VII	14	15
VIII	18	23
Після зміни	9	11

Нерівномірність водоспоживання на виробничі потреби протягом доби визначається особливостями технологічного процесу та режимом роботи підприємства. Більшість підприємств споживає воду на технологічні потреби рівномірно. Враховуючи, що мережа водоспоживання міста та мережа водоспоживання промислових підприємств мають гідравлічний зв'язок, графік водоспоживання з міського водопроводу приймається з урахуванням схеми системи водопостачання промислових підприємств.

1.1.2.3 Для визначення всіх витрат міста будується графік сумарного водоспоживання. Для цього складається зведена таблиця годинних витрат води всіх споживачів у % від добової витрати. Якщо скласти витрати окремих споживачів за кожну годину доби, можна отримати годинні витрати для сумарного графіка водоспоживання.

Сумарний графік дає вірогідну інформацію щодо зміни витрат води протягом доби. Цей графік є основою для розрахунків елементів системи водопостачання. За цим графіком встановлюється максимальна годинна витрата, за якою визначається розрахункова секундна витрата:

$$q_{\text{макс.}} = Q_{\text{год.макс.}} / 3600, \quad (1.1.1.12)$$

де $Q_{\text{год.макс.}}$ – максимальна годинна витрата за графіком сумарного водоспоживання.

1.2.2.4 Зовнішній протипожежний водопровід слід передбачати на території населених пунктів, на промислових та інших об'єктах. Зовнішній протипожежний водопровід, як правило, об'єднується з питним або виробничим водопроводом [50, п.6.2.1].

Розрахункова витрата води на гасіння пожежі визначається з урахуванням кількості пожежних струменів і розрахункової кількості пожеж [50, п. 6.2]. Режим споживання води на гасіння пожежі – рівномірний. Розрахункова тривалість гасіння пожежі – 2 або 3 години з урахуванням категорії пожежної небезпеки і категорії вогнетривкості конструкцій [50, п.6.2.13]. Розрахункова витрата води на пожежогасіння визначається за формулою:

$$Q_{\text{макс.пож.}} = Q'_{\text{год.макс.}} + 3,6 \times Q_{\text{пож.}}, \quad (1.1.1.13)$$

де $Q'_{\text{макс.пож.}}$ – витрата води за годину максимального водоспоживання без врахування витрати води на полив території, миття технологічного обладнання, миття підлоги і прийом душа на промислових підприємствах;

$Q_{\text{пож.}}$ – витрата води на гасіння пожежі в л/с.

? Питання для самоконтролю

1. Яким чином враховується коливання водоспоживання протягом доби і року?
2. Який режим водоспоживання приймається на господарсько-питні потреби міста?

3. Як визначається коефіцієнт годинної нерівномірності?
4. Як розподіляється максимальна добова витрата міста за годинами доби?
5. Як визначається добова витрата на полив проїздів і зелених насаджень за годинами доби?
6. Який режим водоспоживання на господарсько-питні потреби приймається на виробництві?

Тема 1.1.3 Водоспоживання міст і промислових підприємств

Мета вивчення теми: ознайомлення з категоріями споживання води населенням та підприємствами, засвоєння норм водоспоживання, усвідомлення методів визначення розрахункових добових витрат води.

План

- 1.1.3.1. Основні категорії споживання води.
- 1.1.3.2. Основи нормування споживання води.
- 1.1.3.3. Визначення розрахункових добових витрат води.

 **Ключові терміни:** категорії водоспоживання; нормування водоспоживання, коефіцієнти нерівномірності водоспоживання; розрахункові добові витрати води.

1.1.3.1 Перед проєктуванням елементів системи водопостачання необхідно визначити розрахункові витрати води. Для цього необхідна інформація про кількість споживачів та їх вимоги до кількості і якості води. Більшість витрат можуть бути поділені на три головні категорії:

1. Витрати води на господарсько-питні потреби. До цієї категорії слід віднести всі господарсько-питні витрати води та витрати води, необхідні для забезпечення благоустрою міста чи населеного пункту: полив вулиць, зелених насаджень тощо.

2. Витрата води на виробничі (технічні) потреби. До цієї категорії відносяться витрати води на підприємствах промисловості, транспорту, енергетики, сільського господарства. Це витрати на пароутворення, охолодження, конденсацію пари, виготовлення різної продукції тощо.

3. Витрата води для пожежогасіння.

Крім цих категорій, вода витрачається на власні потреби системи водопостачання: промивка фільтрів, ділянок мереж і резервуарів. У вимогах до якості води враховуються сфери її використання. Так якість води, яка витрачається на господарсько-питні потреби населення, повинна відповідати санітарно-гігієнічним вимогам, тобто вода повинна бути не шкідливою для здоров'я, не повинна містити хвороботворних бактерій, бути прозорою, не мати запаху та присмаків. Різні виробничі споживачі потребують воду різної якості. Наприклад, на підприємствах харчової промисловості потрібна вода питної якості, вода, яка застосовується в оборотних системах, повинна мати мінімальний солевміст.

Загальні витрати для господарсько-питних потреб населення визначають з урахуванням числа мешканців. За основу розрахунків витрат води приймається питоме водоспоживання, тобто величина витрати води на одного мешканця, яка приймається з урахуванням благоустрою будівель [50, п.6.1.1].

1.1.3.2 Витрати води на різні види її споживання приймаються відповідно до рекомендаціями державних будівельних норм [50, п.6.1.1]. При проєктуванні систем водопостачання населених пунктів питоме середньодобове (за рік) водоспоживання на господарсько-питні потреби населення приймається за таблицею 1.1.3.1 [50, табл.1].

Таблиця 1.1.3.1 – Питоме середньодобове водоспоживання

Ступінь благоустрою районів житлової забудови	Питоме господарсько-питне водоспоживання в населених пунктах на одного мешканця (середньодобове за рік), л/добу
Забудова будинками, які обладнані внутрішнім водопроводом і каналізацією:	
- без ванн	100 – 135
- з ваннами і місцевими водонагрівачами	150 – 230
- з централізованим гарячим водопостачанням	230 – 285

Витрати на господарсько-питні потреби на підприємстві повинні прийматися за [50, п.6.1.5]: для цехів зі значним тепловиділенням більше, ніж 80 кДж/(м³×год) (20ккал/м³) – 45 л/зміну на 1 робітника, для решти цехів – 25 л/зміну на 1 робітника. Кількість душових сіток визначається за кількістю працюючих в зміну з урахуванням категорії виробництва за таблицею 1.1.3.2 [24].

Таблиця 1.1.3.2 – Кількість душових сіток

Група виробничого процесу	Санітарні характеристики виробничих процесів	Кількість робітників на 1 душову сітку
I	а) не супроводжуються забрудненням одягу та рук;	15
	б) супроводжуються забрудненням одягу та рук;	7
II	в) відбуваються з використанням води;	5
	г) відбуваються з виділенням великої кількості пилу або особливо забруднюючих речовин	3

Витрата води на миття та полив вулиць і площ, а також на полив зелених насаджень визначається, з урахуванням рекомендацій [50, п.6.1.4].

Витрата води на виробничі потреби промислових підприємств приймається з урахування особливостей виробництва [50, п.6.1.5]. Витрата води на одиницю продукції залежить від типу устаткування, схеми технологічного процесу.

Принцип нормування витрат для пожежогасіння суттєво відрізняється від принципів нормування розглянутих вище витрат води. Необхідна витрата води для зовнішнього пожежогасіння надходить через пожежні крани (гідранти), встановлені на зовнішній водопровідній мережі, а для внутрішнього пожежогасіння – через пожежні крани, які встановлюються на мережі внутрішніх водопроводів. Розрахункова інтенсивність подачі води для гасіння пожежі та розрахункове число можливих одночасних пожеж на території міста визначається з урахуванням розмірів населених пунктів, розрахункового числа мешканців, вогнестійкості будівель, щільності населення та особливостей забудови. Витрата води на пожежогасіння в містах з населенням більше, ніж 1000 тис.мешканців, встановлюється по узгодженню з органами пожежної охорони. Витрата води на зовнішнє пожежогасіння (на одну пожежу) і кількість одночасних пожеж у населеному пункті для розрахунку магістральних (розрахункових кільцевих) ліній водопровідної мережі визначаються за таблицею 3 [50, табл.3], витрати води на зовнішнє пожежогасіння житлових і громадських будівель за [7, табл.4] витрати води на зовнішнє пожежогасіння будівель виробничого або складського призначення шириною не більше ніж 60 метрів – за [50, табл.5, п.6.2.4]

Розрахункову кількість одночасних пожеж на промисловому або сільськогосподарському підприємстві слід приймати з урахуванням площі, яку вони займають: одна пожежа при площі до 150 га включно, дві пожежі – більше 150 га [50, п. 6.2.11]. Розрахункову кількість одночасних пожеж на промисловому або сільськогосподарському підприємстві слід приймати залежно від площі, яку вони займають: одна пожежа при площі до 150 га включно, дві пожежі - більше 150 га. [50, п. 6.2.12].

За [50, п.6.2.12] при об'єднаному протипожежному водопроводі населеного пункту та промислового або сільськогосподарського підприємства, які розташовані поза населеним пунктом, розрахункову кількість одночасних пожеж слід приймати:

- при площі території підприємства до 150 га при кількості населення у населеному пункті до 10 тис. жителів – одна пожежа (на підприємстві або в населеному пункті по найбільшій витраті води);

- те саме, при кількості населення у населеному пункті понад 10 до 25 тис. жителів – дві пожежі (одна на підприємстві і одна у населеному пункті);

- при площі території підприємства понад 150 га і при кількості населення у населеному пункті до 25 тис. жителів – дві пожежі (дві на підприємстві або дві у населеному пункті по найбільшій витраті);

- при кількості населення у населеному пункті більше, ніж 25 тис. жителів - згідно з [50, п.6.2.11, табл. 5], при цьому витрату води слід визначати як суму потрібної більшої витрати (на підприємстві або в населеному пункті) і 50 % потрібної меншої витрати (на підприємстві або в населеному пункті).

1.1.3.3 Норми водоспоживання дозволяють визначити загальну розрахункову витрату.

Середньодобова витрата води $Q_{cp.1}$, м³/добу на господарсько-питні потреби населеного пункту визначається за формулою:

$$Q_{cp.1} = q_{cp.1} \times N / 1000, \quad (1.1.3.1)$$

де N – розрахункова кількість мешканців, яка повинна прийматися згідно з проектом планування міста чи селища;

$q_{cp.1}$ – середнє питоме водоспоживання на одного мешканця за добу.

Розрахункова добова витрата води $Q_{cp.2}$ на полив вулиць і зелених насаджень дорівнює:

$$Q_{cp.2} = \sum (q_{cp.2} \times w_i) / 1000, \quad (1.1.3.2)$$

або

$$Q_{cp.2} = q_{cp.2} \times N / 1000, \quad (1.1.3.3)$$

де $q_{cp.2}$ – норма витрати води на полив відповідної і-ої площі;

w_i – і-та площа;

$q_{cp.2}$ – норма поливу у розрахунку на 1 мешканця за добу.

Добова витрата води $Q_{cp.3}$ на господарсько-питні потреби робітників за час перебування їх на виробництві розраховується за формулою:

$$Q_{cp.3} = (q_{cp.3} \times N_{г.ц.} + q_{cp.4} \times N_{х.ц.}) / 1000, \quad (1.3.1.4)$$

де $q_{cp.3}$ і $q_{cp.4}$ – норми водоспоживання на одного робітника відповідно в гарячих і холодних цехах, $q_{cp.3} = 45$ л/зміну на 1 робітника, $q_{cp.4} = 25$ л/зміну на 1 робітника;

$N_{г.ц.}$ і $N_{х.ц.}$ – кількість працюючих за добу відповідно в гарячих і холодних цехах.

Якщо в формулу (1.3.1.3) підставити кількість працюючих протягом зміни, то визначимо витрату води за зміну.

Добова витрата води $Q_{cp.4}$ на прийом душа на промислових визначається за формулою:

$$Q_{cp.4} = (q_{cp.5} \times \sum N_{gi} / n_{gi}) / 1000, \quad (1.3.1.5)$$

де $q_{cp.5}$ – норма витрати води на одну душову сітку, $q_5 = 500$ л/год.;

N_{gi} – кількість робітників в і-ій категорії виробництва;

n_{gi} – норма витрати для робітників, яка повинна прийматися в розрахунках з урахуванням і-ої категорії виробництва.

Витрата води на виробничі потреби промислових підприємств визначається з урахуванням технології виробництва.

Для попередніх розрахунків ця витрата може бути визначена за формулою:

$$Q_{cp.5} = \sum q_{cp.6.} \times \Pi_i / 1000, \quad (1.3.1.6)$$

де $q_{cp.6}$ – укрупнена норма витрати води на одиницю i -ої продукції;

Π_i – добова продуктивність підприємства для i -ої продукції.

Повна середня добова витрата води міста Q_{cp} на господарсько-питні потреби дорівнює:

$$Q_{cp} = Q_{cp.1} + Q_{cp.2} + Q_{cp.3} + Q_{cp.4} + Q_{cp.5}. \quad (1.3.1.6)$$

Витрата води на потреби пожежогасіння визначається за формулою:

$$Q_n = q_n \times n_n + q_{вн.п.}, \quad (1.3.1.7)$$

де q_n – розрахункова витрата води на гасіння однієї зовнішньої пожежі, л/с;

n_n – число одночасних пожеж;

$q_{вн.п.}$ – розрахункова витрата води на внутрішнє пожежогасіння, л/с.

Згідно із [50, п.6.2.13] тривалість гасіння пожежі слід приймати 3 год., а для будівель I і II ступенів вогнестійкості категорій Г і Д з негорючим утеплювачем – 2 год. Повна витрата води на гасіння пожежі Q'_n , м³/добу визначається за формулою

$$Q'_n = 10,8q_n \times n_n + 3,6q_{вн.п.} \quad (1.3.1.7)$$

Подача повної розрахункової витрати води на гасіння пожежі повинна бути забезпечена в годину максимального водоспоживання на інші потреби. При цьому витрати води на полив території промислових підприємств, прийняття душу, миття підлоги у виробничих будівлях та миття технологічного устаткування не враховується.

Аналіз загальних витрат та порівняння їх з продуктивністю природних джерел водопостачання дозволяє правильно вибрати джерело та систему водопостачання (єдину для всіх споживачів, якщо вимоги води до якості води для них однакові або роздільні системи для окремих груп споживачів, якщо для них потрібна вода різної якості).

? Питання для самоконтролю

1. Яким документом користуються при визначенні норм водоспоживання?
2. Які категорії споживачів існують у містах?
3. Як визначаються розрахункові витрати?
4. Як розподіляється максимальна добова витрата міста за годинами доби?
5. Як визначається повна витрата води на гасіння пожежі?

Розділ 1.2 Режими роботи системи водопостачання

Тема 1.2.1 Режим подачі розрахункових витрат елементами системи водопостачання

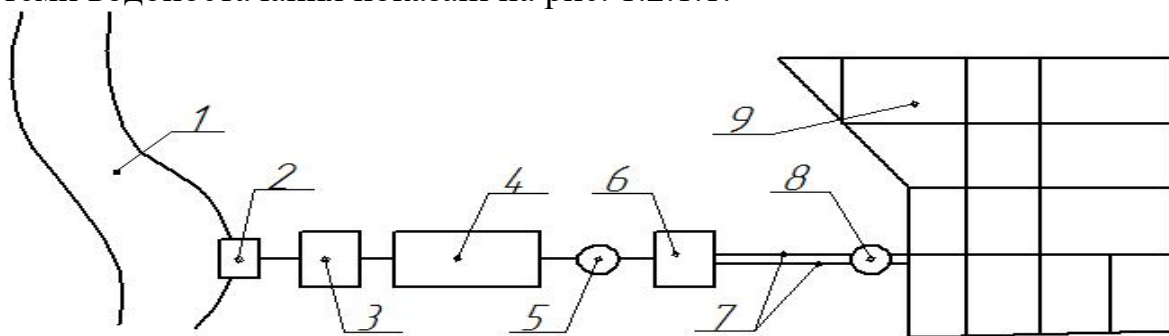
Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань про режими роботи окремих водопровідних споруд, розуміння призначення регулюючих ємностей в системі водопостачання, усвідомлення особливостей креслення сумісних графіків надходження води та її споживання, засвоєння принципів розрахунку ємностей регулюючих резервуарів.

План

- 1.2.1.1 Режим роботи окремих водопровідних споруд та їх взаємний зв'язок.
- 1.2.1.2 Застосування регулюючих ємностей в системі водопостачання.
- 1.2.1.3 Сумісні графіки надходження води та водоспоживання.
- 1.2.1.4 Визначення ємності регулюючих резервуарів.

Ключові терміни: водопровідні споруди; водонапірна вежа; режим водопостачання; резервуари чистої води питоме водоспоживання; регулюючі ємності.

1.2.1.1 Розглянемо особливості функціонування елементів системи водопостачання. Забір води з джерела виконується рівномірно [12], а з мережі вода розбирається споживачами за законом вірогідності. Всі елементи системи водопостачання розраховуються на можливість подачі води в добу максимального водоспоживання. Тому водопровідна мережа, розраховується на режим роботи, який подібний режиму водоспоживання. Основні елементи системи водопостачання показані на рис. 1.2.1.1.

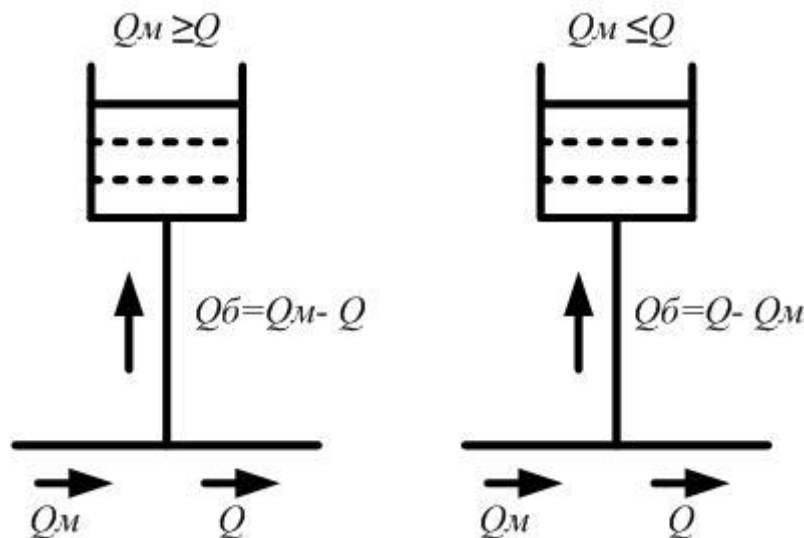


1 – джерело водопостачання, 2 – водозабірні споруди, 3 – насосна станція I підйому, 4 – очисна станція, 5 – резервуари чистої води, 6 – насосна станція II підйому, 7 – водоводи (водогони), 8 – водонапірна башта, 9 – водопровідна мережа

Рисунок 1.2.1.1 – Схема системи водопостачання міста

Вода подається в мережу міста насосною станцією II підйому. В оптимальному режимі насосна станція II підйому кожної години повинна

подавати витрату, яка дорівнює водоспоживанню. Але насосне обладнання неможливо використовувати, постійно змінюючи подачу води у точній відповідності до вірогідного графіка водоспоживання. Тому приймається ступенева робота насосів. При цьому для компенсації розбіжності режимів подачі і споживання води в окремі години доби влаштовуються водонапірні вежі, які акумулюють надлишок води за одні години та поповнюють недолік за інші години, як показано на рис. 1.2.1.2. Згідно із [56, п.15.1] запасні і регулюючі ємності(водонапірні вежі, резервуари) повинні мати запас води в об'ємі, достатньому для регулювання нерівномірності водоспоживання.



$Q_б$, Q_n , Q – подача води у вежу, подача води насосами, подача води в мережу відповідно

Рисунок 1.2.1.2 – Схема регулювання надходження води в мережу з урахуванням водонапірної вежі

1.2.1.2 Таким чином, водонапірна вежа дозволяє «ув'язати» режим водоспоживання з режимом подачі.

Від насосної станції II підйому до мережі вода подається водоводами транзитом, тобто без розбору на шляху від вузла живлення до вежі. Тому режим роботи водоводів збігається з режимом роботи насосної станції II підйому.

Насосна станція II підйому забирає воду із резервуарів чистої води (РЧВ). В оптимальному режимі треба було б забезпечити подачу води в РЧВ за графіком роботи насосної станції II підйому. Але при цьому очисні споруди мали б змінний режим роботи (тобто в години максимальної подачі насосної станції II підйому очисні споруди повинні були б подавати також більші витрати, а в години мінімальної подачі функціонувала б тільки частина споруд). Це економічно не вигідно. Тому очисні споруди, а отже і насосна станція I підйому повинні функціонувати рівномірно. Але тоді для забезпечення безперебійної подачі насосної станції II підйому РЧВ повинні мати деяку резервну ємність, яка додавала б частину води до витрат, які

надходять від очисної станції в години максимального водорозбору, і акумулювала б частину витрати в години мінімальної подачі, тобто вона як регулююча ємність працювала б так, як і відповідна ємність водонапірної вежі. Таким чином, загальна регулююча ємність резервуарів дозволяє здійснювати рівномірний забір води із джерела при вірогідному відборі з мережі. При цьому загальна регулююча ємність $W_{рег}$ розподіляється між ємністю бака водонапірної вежі і РЧВ:

$$W_{рег} = W_{рег.в.б.} + W_{рег.РЧВ}, \quad (1.2.1.1)$$

де $W_{рег.в.б.}$ – регулююча ємність водонапірної вежі;

$W_{рег.РЧВ}$ – регулююча ємність резервуарів чистої води.

Враховуючи, що вірогідність водоспоживання залежить тільки від розмірів населеного пункту і не залежить від елементів системи водопостачання, то регулююча ємність $W_{рег}$ при різних режимах роботи елементів системи водопостачання буде залишатись постійною, тобто

$$W_{рег} = const. \quad (1.2.1.2)$$

Наближаючи графік роботи насосів насосної станції II підйому до графіку водоспоживання, можна зменшити ємність баку водонапірної вежі, одночасно збільшуючи ємність РЧВ і навпаки. Вартість 1 м³ баку вежі більше, ніж вартість 1 м³ резервуару, тому проектування мінімальної ємності баку водонапірної вежі є економічно доцільним рішенням.

1.2.1.3 Ємність баку водонапірної вежі, а також РЧВ визначається за відповідними сумісними графіками водоспоживання та надходження води. Для цього застосовуються табличний або графічний методи. За табличним методом розрахунок виконується за формою таблиці 1.2.1.1.

Таблиця 1.2.1.1 – Розрахунок регулюючої ємності баку водонапірної вежі

Години доби	Витрата води містом	Подача води насосами	Надходження в бак	Витрата з баку	Залишок в баці
1	2	3	4	5	6
0 – 1	1,5	2	0,5	-	1
1 – 2	1,5	2	0,5	-	1,5
2 – 3	1,5	2	0,5	-	2
3 – 4	1,5	2	0,5	-	2,5
4 – 5	2,5	2	-	0,5	2
5 – 6	3,5	2	-	1,5	0,5
6 – 7	4,5	6	1,5	-	2
7 – 8	5,5	6	0,5	-	2,5
8 – 9	6,25	6	-	0,25	2,25
9 – 10	6,25	6	-	0,25	2,0

Продовження табл. 1.2.1.1

1	2	3	4	5	6
5 – 6	3,5	2	-	1.5	0,5
6 – 7	4,5	6	1,5	-	2
7 – 8	5,5	6	0,5	-	2,5
8 – 9	6,25	6	-	0.25	2,25
9 – 10	6,25	6	-	0.25	2,0
10 – 11	6,25	6	-	0.25	1,75
11 – 12	6.25	6	-	0,25	1,5
12 – 13	5	6	1	-	2,5
13 – 14	5	6	1	-	3,5
14 – 15	5,5	6	0,5	-	4
15 – 16	6	6	-	-	4
16 – 17	6	6	-	-	4
17 – 18	5,5	6	0,5	-	4,5
18 – 19	5	6	1,0	-	<u>5,5</u>
19 – 20	4,5	2	-	2.5	3
20 – 21	4	2	-	2	1
21 – 22	3	2	-	1	0
22 – 23	2	2	-	-	0
23 – 24	1,5	2	0,5	-	0,5

Таблицю 1.2.1.1 складено з урахуванням таблиці сумарного водоспоживання та суміщеного графіку подачі, який показано на рис.1.2.1.3.



Рисунок 1.2.1.3 – Суміщений графік подачі та водоспоживання

Графік складається таким чином, щоб режим роботи насосної станції II підйому був найбільш економічним з урахуванням мінімальної ємності баку водонапірної вежі. За цим графіком визначаються початкові дані для

заповнення таблиці 1.2.1.1. Він може коригуватися під час розрахунку регулюючої ємності.

1.2.1.4 При розрахунку регулюючої ємності $W_{рег}$ у стовпчик «2» табл.1.2.1.1 записуються відсотки погодинних витрат з таблиці сумарного водоспоживання. У стовпчик «3» записуються відсотки погодинної подачі за сумісним графіком подачі і споживання води. Значення, записані у стовпчиках «4» і «5», визначаються як різниця відповідних значень витрати води та її надходження. Для заповнення стовпчика «6» вибирається година, до закінчення якої бак буде порожнім. Найбільше із значень стовпчика «6» дає величину потрібної регулюючої ємності баку вежі. Якщо допущена помилка при визначенні години, до кінця якої слід чекати, що бак буде порожнім, то деякі із значень стовпчика «6» мають від’ємні значення. Тоді ємність визначається як сума абсолютних значень найбільшої додатної і найбільшої від’ємної величини, зазначеної у стовпчику «6».

Регулююча ємність баку водонапірної вежі може бути визначена графічним способом з урахуванням інтегральних графіків (рис. 1.2.1.4).

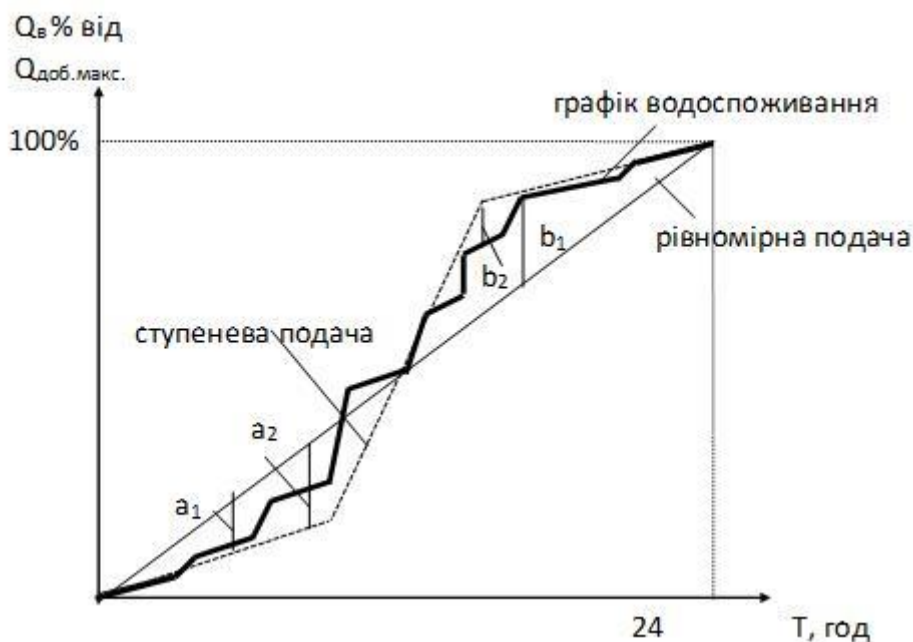


Рисунок 1.2.1.4 – Суміщений інтегральний графік подачі та водоспоживання

Регулюючі об’єми визначаються за формулами

$$W_{1рег} = a_1 + b_1, \quad (1.2.1.3)$$

$$W_{2рег} = a_2 + b_2, \quad (1.2.1.4)$$

де a_1 і a_2 – максимальна від’ємна різниця між графіками водоспоживання і подачі;

b_1 і b_2 – максимальна додатна різниця між графіками водоспоживання та подачі.

Враховуючи, що подача насосу регулюється автоматично, а відбір з мережі, витрати води та рівень води у баку змінюються, то фактичний графік подачі насосів буде дещо відрізнятись від прийнятого.

Для ступеневого режиму роботи насосів приймається ємність баку вежі в межах $2,5 \div 6$ % від $Q_{доб.макс.}$, а при рівномірній подачі – $(8 \div 15)\%$ та більше. Відповідно до [50], крім регулюючої ємності, бак повинен мати об'єм для 10-хвилинного запасу води на гасіння однієї зовнішньої та однієї внутрішньої пожежі. Якщо замість водонапірних веж застосовуються водонапірні резервуари, то їх ємність визначається аналогічно. Крім того, в резервуарах зберігають аварійні та пожежні запаси води.

Регулююча ємність резервуарів чистої води визначається за тією ж методикою, але надходження води приймається рівномірним, а розбір – відповідно до режиму роботи насосів.

При відсутності графіків регулюючий об'єм води $W_{рег}$ в ємностях визначається за формулою [50, п.13.1.2]

$$W_{рег} = Q_{доб.макс.} \times [1 - K_n + (K_z - 1) \times (K_n / K_z)^{K_z / (K_z - 1)}], \quad (1.2.1.5)$$

де $K_n = Q_{г.макс.бак} / Q_{г.макс.доб.}$ – коефіцієнт нерівномірності надходження води в резервуар, визначається за формулою

$$K_n = Q_{г.макс. бак} / Q_{г.макс.доб.}, \quad (1.2.1.6)$$

де $Q_{г.макс.бак}$ – максимальна годинна подача води в регулюючу ємність на станціях водопідготовки, насосних станціях;

$Q_{г.макс.доб.}$ – середньогодинна витрата за добу максимального водоспоживання, визначається за формулою

$$Q_{г.макс.доб.} = Q_{макс.доб.} / 2, \quad (1.2.1.7)$$

де K_z – коефіцієнт годинної нерівномірності відбору води з регулюючої ємності або з мережі водопроводу, на якому встановлена регулююча ємність:

$$K_z = Q_{від.макс.год.} / Q_{г.макс.доб.} \quad (1.2.1.8)$$

Максимальний годинний відбір води $Q_{від.макс.год.}$ на потреби споживачів, які не мають регулюючих ємностей, приймається рівним максимальному годинному водоспоживанню.

Максимальний годинний відбір води з регулюючої ємності насосами для подачі у водопровідну мережу при наявності на мережі регулюючої ємності визначається з урахуванням максимальної годинної продуктивності насосної станції.

В резервуарах чистої води, крім регулюючої ємності $W_{рег}$, зберігається запас води на гасіння пожежі тривалістю $2 \div 3$ години. При пожежі з РЧВ буде

відбиратись Q_n – витрата, яка необхідна для гасіння пожежі і $Q_{\max}$ – максимальна витрата на господарсько-питні потреби. За цей же період в резервуар буде надходити кількість води Q_1 відповідно до графіка роботи насосів і підйому. Тоді запас води на пожежогасіння становить

$$W_n = T \times Q_n + \sum Q_{\max} - T \times Q_1, \quad (1.2.1.9)$$

де $\sum Q_{\max}$ – сумарна витрата за години найбільшого водоспоживання;
 T – тривалість гасіння пожежі.

Крім того, в РЧВ зберігається запас води на промивання фільтрів очисної станції W_ϕ . Тоді повна ємність РЧВ складає:

$$W = W_{\text{рег}} + W_n + W_\phi, \quad (1.2.1.10)$$

Якщо вода в РЧВ подається одним водоводом, витрата Q_1 не повинна враховуватись.

? Питання для самоконтролю

1. Як визначити регулюючу ємність бака водонапірної вежі?
2. Як визначити регулюючу ємність резервуарів чистої води?
3. За якої умови вода надходить у бак водонапірної вежі?
4. За якої умови вода надходить у мережу з бака водонапірної вежі?
5. Як визначити регулюючу ємність, якщо режим роботи насосів рівномірний протягом доби?

Тема 1.2.2 Режим роботи системи водоспоживання при пожежогасінні

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань з основ проектування системи пожежогасіння, ознайомлення з особливостями проектування системи протипожежного водопостачання, набуття навичок з основних принципів трасування мереж системи пожежогасіння, набуття навичок з визначення напору насосів.

План

- 1.2.2.1 Види протипожежних водопроводів.
- 1.2.2.2 П'єзометричні лінії в системі водопостачання з вежею на початку мережі при пожежі.
- 1.2.2.3 П'єзометричні лінії в системі водопостачання з контррезервуаром при пожежі.
- 1.2.2.4 Визначення напору насосів.
- 1.2.2.5 Вибір характерних розрахункових режимів подачі води.

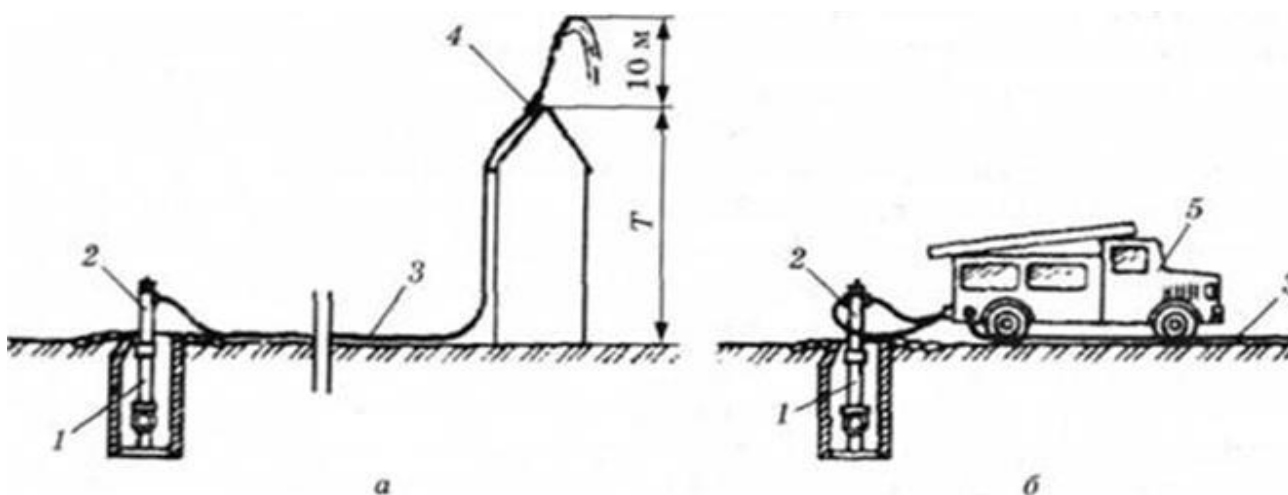
Ключові терміни: протипожежні водопроводи; система пожежогасіння високого тиску; система пожежогасіння низького тиску; протипожежне водопостачання; напір насосів при пожежогасінні.

1.2.2.1 При розрахунках систем водопостачання в режимі пожежогасіння необхідно виходити з того, що пожежа може статися в годину максимального водоспоживання біля критичного вузла, який найбільш віддалений від вузла живлення та розташований на найвищій геодезичній позначці.

За способом гасіння пожежі водопроводи поділяють на дві групи:

- водопроводи високого тиску;
- водопроводи низького тиску.

В системах пожежогасіння низького тиску водопровід повинен забезпечити лише подачу збільшеної витрати води для гасіння пожежі. Напір в пожежних струменях здійснюється пересувними пожежними насосами, які встановлені на пожежних машинах. Пожежні машини забирають воду з мережі через пожежні гідранти. З урахуванням великого водоспоживання в зоні живлення тиск падає. Відповідно до норм [50, п. 6.3.5] напір в будь-якому місці мережі при цьому повинен бути не менше 10 м. Це необхідно для забезпечення надходження води в насоси та захисту труб від забруднення внаслідок створення в них вакууму при роботі пожежних насосів. Відповідно до будівельних норм [50, п.6.3.4] необхідно проєктувати протипожежні водопроводи низького тиску. Протипожежні водопроводи високого тиску відрізняються від протипожежних водопроводів низького тиску тим, що такі водопроводи не тільки повинні подавати збільшені витрати води, але й повинні забезпечувати вільні напори в мережі, які необхідні для створення висоти компактного струменя не менше 10 м при повній пожежній витраті води на рівні найбільш високої будівлі (рис.1.2.2.1).



1 – пожежний гідрант; 2 – улаштування для надходження води; 3 – протипожежний водопровід; 4 – струмінь води; 5 – пересувний технічний засіб

Рисунок 1.2.2.1 – Схема подачі води в системі пожежогасіння високого тиску

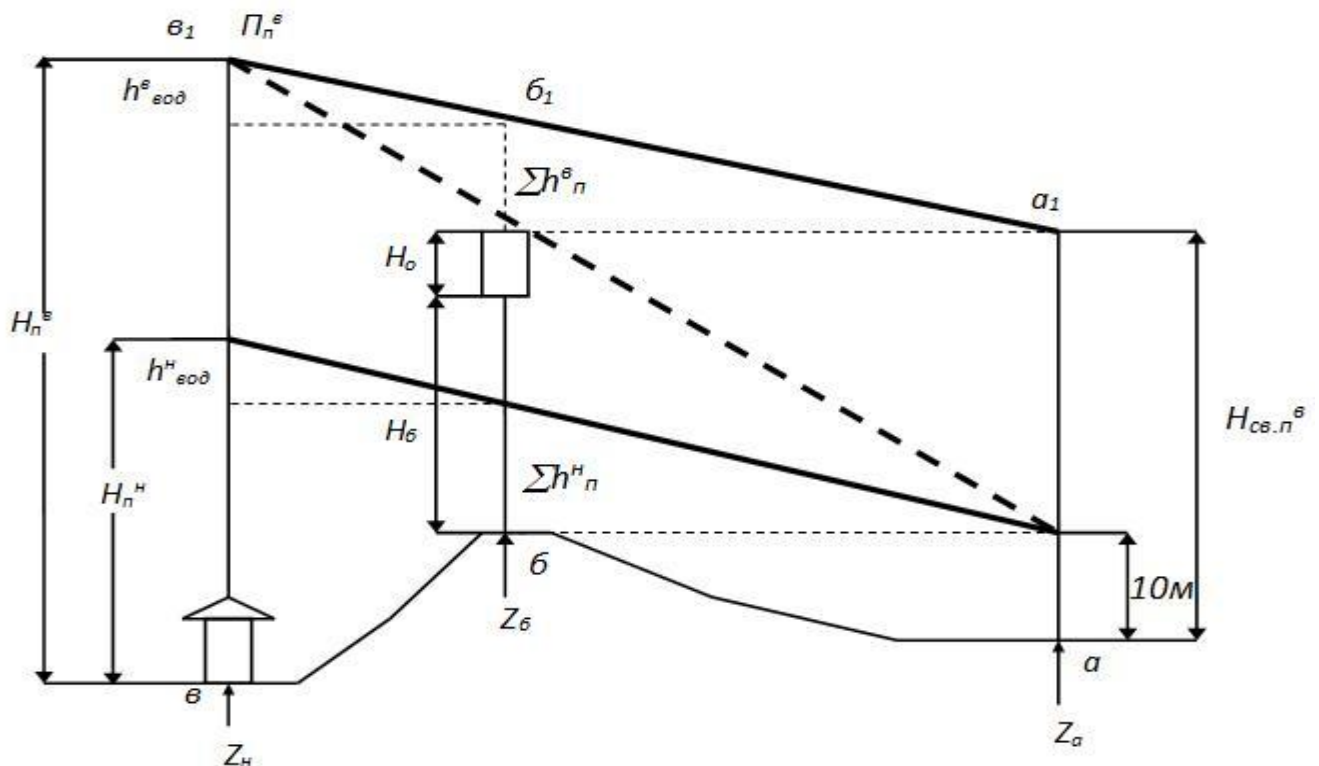
Водопроводи високого тиску проєктуються тільки при відповідному обґрунтуванні.

Водопроводи високого тиску з тимчасовим підвищенням тиску при пожежі влаштовують для промислових підприємств.

Для населених пунктів звичайно проєктують водопроводи низького тиску об'єднані з господарсько-питним водопроводом.

1.2.2.2 Водопровідна мережа при розрахунковому режимі роботи повинна забезпечувати потреби пожежогасіння. Таким чином, п'єзометричні лінії під час пожежі будуть відрізнятися від п'єзометричних ліній під час максимального водоспоживання або під час максимального транзиту води у водонапірну вежу.

Розглянемо ці зміни п'єзометричних ліній. Нехай водонапірна вежа розташована на початку мережі, а відбір води на гасіння пожежі здійснюється у вузлі «а». Тоді п'єзометричні лінії в системі водопостачання будуть розташовані так, як показано на рис. 1.2.2.2.



$H_n^ε$, $H_n^н$ – необхідний напір насосів другого підйому під час пожежі та при звичайному режимі роботи; $\Pi_n^ε$ – п'єзометрична позначка насосної станції; Z_n – геодезична позначка насосної станції; $h_{вод}^ε$, $h_{вод}^н$ – втрати напору у водоводах; $H_б$ – висота стовбура вежі; $H_о$ – висота бака; $Z_б$ – геодезична позначка вежі; Z_a – геодезична позначка біля вузла «а»; $a - б - в$ – положення п'єзометричної лінії при нормальному режимі; $a_1 - б_1 - в_1$ – положення п'єзометричної лінії під час пожежогасіння; $H_{св.п}^ε$ – вільний напір під час пожежогасіння

Рисунок 1.2.2.2 – П'єзометричні лінії в системі водопостачання з вежею на початку мережі при пожежогасінні

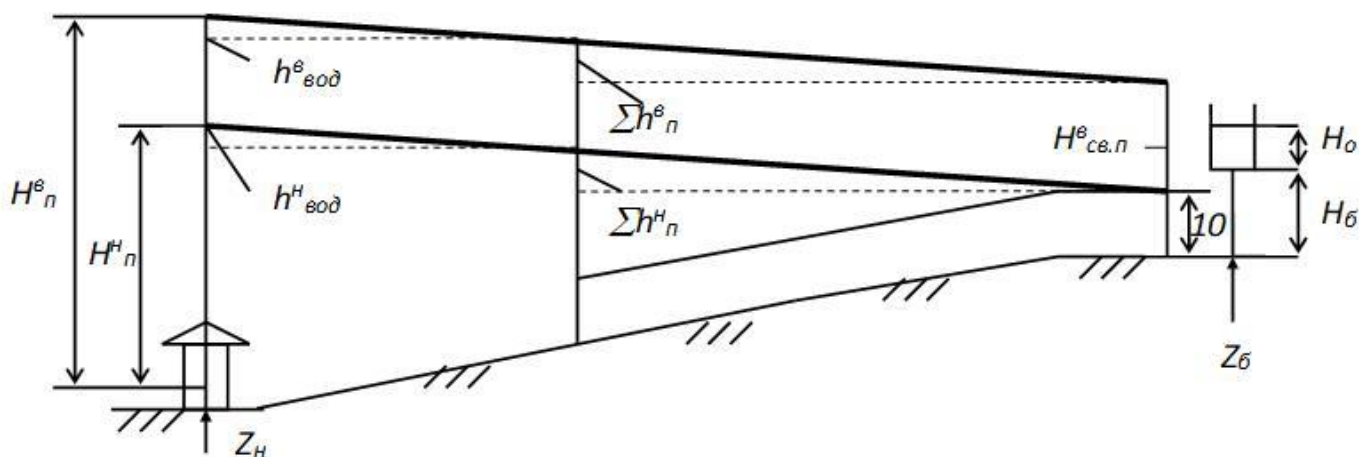
Враховуючи, що при пожежах втрати напорів на ділянках мереж збільшуються, ухил п'єзометричних ліній буде більшим, ніж при максимальному господарсько-питному водоспоживанні. Якщо втрати напору збільшаться настільки, що вільний напір біля вежі буде більше її висоти (п'єзометрична лінія $a - b_2 - v_1$), то вежу необхідно при пожежі від'єднати. Напір насосів при пожежі може бути більшим, ніж при максимальному господарсько-питному водоспоживанні. Для забезпечення роботи системи водопостачання при пожежі в такому випадку передбачаються дві групи насосів:

- господарсько-питні насоси;
- пожежні насоси.

Продуктивність пожежних насосів повинна забезпечувати подачу не тільки пожежної витрати, але й витрати води на господарсько-питні потреби.

Якщо необхідний напір насосів при пожежі в системах низького тиску буде меншим, ніж напір господарсько-питних насосів, то необхідна збільшена витрата забезпечується насосами такого ж типу, як і господарсько-питні насоси, за рахунок збільшення їх кількості.

1.2.2.3 Особливістю режиму роботи систем водопостачання з контррезервуаром при пожежі (рис.1.2.2.3) є те, що найбільш віддаленим буде вузол, розташований біля водонапірної вежі. При цьому ємність бака не впливає на режим подачі води. Бак може спорожнитися за перші 10 хвилин.



$H_n, h^h_{вод}$ – втрати води у водоводах; $\Sigma h^e_n, \Sigma h^h_n$ – втрати води у мережі; H_0 – рівень води у баку; H_6 – висота водонапірної вежі

Рисунок 1.2.2.3 – П'єзометричні лінії в системі з контррезервуаром при пожежі

В системі високого тиску буде виконуватись умова

$$H^e_n > H_n. \quad (1.2.2.1)$$

де H_n – напір насосів для господарсько-питного водоспоживання;
 H^e_n – вільний напір насосів.

В системі низького тиску напір H_n^e може бути більшим або меншим, ніж напір насосів для господарсько-питного водоспоживання H_n з урахуванням втрат напору в мережі.

Відповідно до будівельних норм [50] встановлюється розрахункова тривалість пожежі 3 години (в окремих випадках 2 години). Очисні споруди системи водопостачання розраховуються на витрату на добу найбільшого водоспоживання. Для того, щоб мати можливість збільшити витрату при пожежі, необхідно мати запас води. Такий запас зберігається в РЧВ, якщо вода забирається з річок або підземного джерела невеликої продуктивності. Якщо продуктивність підземного джерела достатня, то будуються резервні свердловини для пожежогасіння.

1.2.2.4 В системах пожежогасіння високого тиску напір H_n , необхідний для створення необхідної висоти компактного струменя, у 2÷2,5 рази перевищує необхідний вільний напір H_{z-n} на господарсько-питні потреби для будівель однакової висоти, тобто

$$H_n > H_{z-n}. \quad (1.2.2.2)$$

Втрати напору в мережі і водоводах при пожежі збільшуються, тобто

$$\sum h_n > \sum h_{z-n}. \quad (1.2.2.3)$$

Тому п'єзометрична лінія при пожежі займе положення $a_1 - b_1 - v_1$. При цьому напір у вузлі «б» буде більшим, ніж висота вежі. Тому вежу при пожежі необхідно від'єднати, інакше при збільшенні тиску вода буде виливатися з бака.

Необхідний напір насосів насосної станції другого підйому для такого випадку визначається за формулою:

$$H_n^e = P_n^e - Z_n, \quad (1.2.2.4)$$

де P_n^e – п'єзометрична позначка насосної станції при пожежі;

Z_n – геодезична позначка насосної станції.

П'єзометрична позначка насосної станції при пожежі визначається за формулою

$$P_n^e = H_{vil}^e + Z_a + (\sum h_n^e + \sum h_n^H), \quad (1.2.2.5)$$

де H_{vil}^e – вільний напір при пожежогасінні;

Z_a – вихідна геодезична позначка;

$\sum h_n^e$ – втрати напору у водоводах;

$\sum h_n^H$ – втрати напору у мережі.

Необхідний напір насосів другого підйому визначається за формулою

$$H_n^e = H_{vil.}^e + (\sum h_n^e + \sum h_n^u) + (Z_a - Z_H). \quad (1.2.2.6)$$

В системі пожежогасіння низького тиску напір насосів визначається за формулою

$$H_n^u = 10 + (\sum h_n^u + \sum h_n^u) + (Z_a - Z_H), \quad (1.2.2.7)$$

де h_n^u , h_n^u – втрати напору у водоводах в системі пожежогасіння низького тиску.

1.2.2.5. Відповідно до норм [50, п.6.2.14] максимальний час відновлення недоторканого протипожежного запасу води повинен бути не більше:

- 24 годин – в населених пунктах та на підприємствах з виробництвом, яке можна віднести за пожежною небезпекою до категорій А, Б, В;
- 36 годин – на підприємствах з виробництвами віднесеними за пожежною небезпекою до категорій Г і Д;
- 72 години – для сільськогосподарських водопроводів.

Поповнення пожежних запасів, як правило, не потребує збільшення потужності очисних споруд тому, що на період поповнення допускається зниження подачі на господарсько-питні потреби на 30%, подача води на виробничі потреби виконується за аварійним графіком. З урахуванням особливостей режимів роботи мереж водопостачання населених пунктів необхідно виконувати розрахунки сумісної роботи водоводів, водопровідних мереж, насосних станцій і регулюючих ємностей для наступних характерних режимів подачі води:

- для доби максимального водоспоживання :
- для максимальної, середньої і мінімальної годинних витрат, а також максимальної годинної витрати і розрахункової витрати води для пожежогасіння;
- для доби середнього водоспоживання :
- для середньої годинної витрати;
- для доби мінімального водоспоживання :
- для мінімальної годинної витрати.

Для мереж з водонапірною вежею на початку мережі, для безбаштових системах водопостачання гідравлічні розрахунки виконують для наступних режимів:

- для режиму максимального господарсько-питного водоспоживання;
- для режиму пожежогасіння в годину максимального водоспоживання.

Водопровідні мережі з контррезервуарами розраховують:

- в режимі максимального господарсько-питного водоспоживання;
- в режимі максимального транзиту у вежу;
- при пожежі в годину максимального водоспоживання.

Споживання води на виробничі потреби характеризується незначною нерівномірністю. Тому такі мережі, як правило, не мають регулюючих ємностей. Вільні напори у виробничих мережах задаються технологіями і

можуть мати перепади у межах від одного до сотні метрів. Відсутність регулюючих ємностей визначають однозначний ухил п'єзометричних ліній. Правила їх побудови аналогічні міським системам водопостачання.

В окремих випадках при наявності в системі водопостачання промислового підприємства водонапірних веж п'єзометричні лінії визначаються особливістю роботи мереж і призначенням водонапірних веж.

? Питання для самоконтролю

1. Який напір необхідно забезпечити в невідгідному вузлі мережі в системі пожежогасіння низького тиску?
2. Що буде з баком водонапірної вежі під час гасіння пожежі в системі водопостачання з вежею, розташованою на початку мережі?
3. Чим пояснюється однобічний ухил п'єзометричної лінії в мережі з вежею на її початку при пожежі в системі пожежогасіння низького тиску?
4. Яким чином змінюється необхідний напір насосної станції II підйому у випадку пожежогасіння?

Розділ 1.3. Основи проєктування водопровідних мереж

Тема 1.3.1 Напори у водопровідних мережах

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань про необхідні і фактичні напори у водопровідних мережах, ознайомлення з особливостями знаходження критичного вузла в мережі, набуття навичок з основних принципів креслення п'єзометричних ліній в системі з вежею на початку мережі, набуття навичок з визначення висоти вежі і напору насосів в мережі з контррезервуаром.

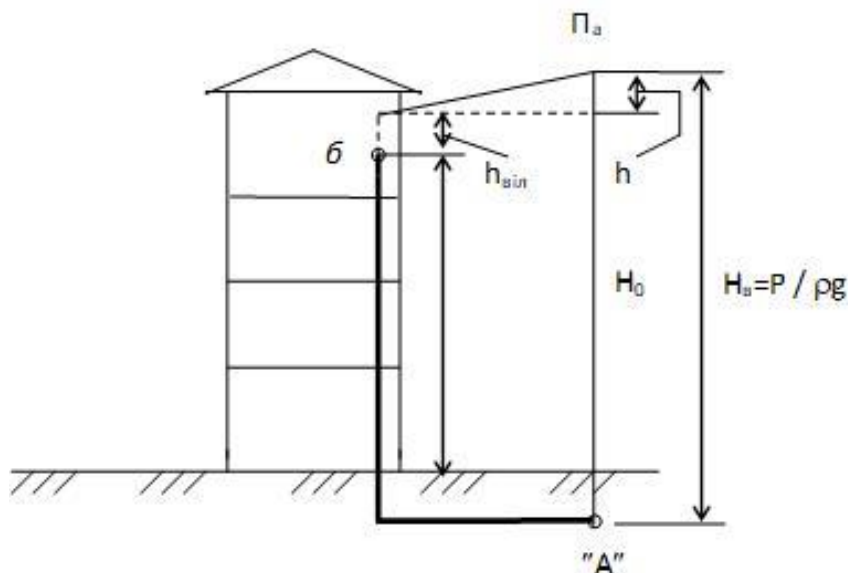
План

- 1.3.1.1 Поняття про необхідні і фактичні напори у водопровідних мережах.
- 1.3.1.2 Невідгідний вузол в мережі і його знаходження.
- 1.3.1.3 Характер п'єзометричних ліній в системі з вежею на початку мережі.
- 1.3.1.4 Характер п'єзометричних ліній в системі з контррезервуаром при господарсько-питному водоспоживанні.

 **Ключові терміни:** необхідний напір; вільний напір; критичний вузол; геометрична висота; водонапірна вежа; напірно-запасні баки.

1.3.1.1 Для того, щоб можна було забезпечити споживачів водою, її необхідно подавати з деяким напором, який залежить як від конструкції мережі, так і від геометричної висоти розташування споживачів над поверхнею землі. Розглянемо будинок з внутрішніми водорозбірними вузлами (рис.1.3.1.1).

Для того, щоб вода піднялась до найвище розташованого санітарно-технічного приладу «б», тиск у вузлі «А» повинен бути достатнім для підйому води на задану висоту і на вилив, а, крім того, він повинен забезпечувати подолання всіх втрат напору на шляху руху води від вузла «А» до споживача.



$h_{віль}$ – вільний напір; h – сумарні втрати напору; H_0 – геометрична висота; H_e – вільний напір; P – тиск води у трубопроводі

Рисунок 1.3.1.1 – Схема подачі води в будинок

Необхідний напір визначається за формулою

$$H_n = H_0 + h + h_{віль}, \quad (1.3.1.1)$$

де H_0 – геометрична висота підйому до водорозбірного вузла;

h – сумарні втрати напору в трубопроводах від вузла «А» до вузла водоспоживання;

$h_{віль}$ – вільний напір, який необхідно забезпечити перед водорозбірними кранами для виливу;

H_n – мінімальний необхідний напір для нормального водопостачання.

Якщо напір у вуличній магістралі буде не менше необхідного H_n , то вода буде надходити до приладів безпосередньо з вуличної мережі. Напір у вуличній магістралі у вузлі підключення внутрішньої водопровідної системи називається вільним напором.

Для відомої величини тиску P у вуличній магістралі вільний напір або висота, на яку підніметься вода в п'єзометричній трубці, якщо її встановити у даному вузлі, визначається за формулою

$$H_e = P / (\rho \times g), \quad (1.3.1.2)$$

де P – тиск води в трубопроводі;

Z – абсолютна позначка;
 ρ – густина води;
 g – прискорення вільного падіння.

Величина п'єзометра визначається за формулою

$$\Pi = Z + P/(\rho g), \quad (1.3.1.3)$$

де Z – позначка поверхні землі.

Якщо значення тиску P вимірюється у кг/см^2 , то вільний напір становить

$$H_g \cong 10 P \text{ м.вод.ст.} \quad (1.3.1.4)$$

Якщо значення тиску P вимірюється в Мпа, то вільний напір становить

$$H_g \cong 100 P. \quad (1.3.1.5)$$

При проектуванні системи водопостачання значення вільного напору H_v приймають рівним значенню необхідного напору H_n :

$$H_g = H_n. \quad (1.3.1.6)$$

Очевидно, що величина H_n залежить від кількості поверхів в будинку. Відповідно до норм [50, п.6.3.1] для одноповерхової забудови вільний напір повинен бути не менше 10 м, а при більшій кількості поверхів на кожен поверх додають 4 м. Тоді напір визначається за формулою

$$H_n = 6 + 4 \times n, \quad (1.3.1.7)$$

де n – кількість поверхів у будівлі.

1.3.1.2 У всіх вузлах водопровідної мережі при нормальній роботі повинні бути забезпечені необхідні напори. Якщо всі будинки в місті будуть мати однакову кількість поверхів, то необхідні вільні напори для них будуть однаковими. Неможливо забезпечити напори рівними необхідним у всіх вузлах мережі. Якщо забезпечити необхідний вільний напір у вузлі, розташованому у найбільш несприятливому місці, то у будь-якому іншому вузлі буде виконуватися умова:

$$H_g > H_n. \quad (1.3.1.8)$$

Такими несприятливими вузлами можуть бути найвищі та найбільш віддалені вузли від місця надходження води в мережу. В загальному випадку для забезпечення необхідного напору в найбільш несприятливому або

критичному вузлі треба забезпечити найбільшу п'єзометричну позначку у вузлі підключення водоводів до мережі.

Для визначення критичного вузла треба перевірити найбільш віддалені вузли, визначити п'єзометричну позначку у вузлі підключення водоводів $\Pi_{1(i)}$, по відношенню до цих вузлів за формулою

$$\Pi_{1(i)} = Z_i + H_{н.і.} + \sum h_{i-1}, \quad (1.3.1.9)$$

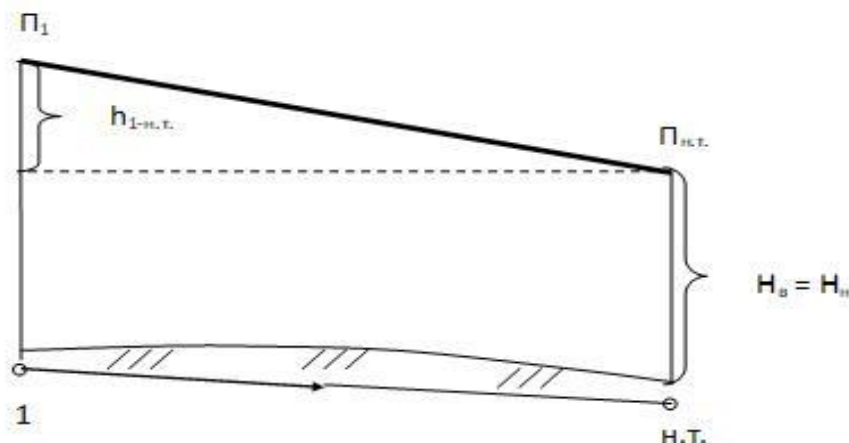
де Z_i – геодезична позначка i -ого вузла;

$H_{н.і.}$ – необхідний мінімальний напір в i -му вузлі;

$\sum h_{i-1}$ – сумарні втрати напору на шляху від i -го вузла до вузла, в якому водоводи приєднуються до мережі.

Вузол, відносно якого була визначена максимальна п'єзометрична позначка, i є критичним або невідгідним.

Критичний вузол визначає не тільки напори в мережах, але й напори для інших споруд. Розглянемо шлях руху води від невідгідного вузла до вузла приєднання водоводів (рис. 1.3.1.2). Нехай профіль має такий вигляд, як показано на рисунку 1.3.1.2.



Π_1 – п'єзометрична позначка у вузлі 1; $\Pi_{н.т.}$ – п'єзометрична позначка у невідгідному вузлі; $H_н$ – необхідний напір; $H_в$ – вільний напір; $\sum h_{1-н.т.}$ – втрати напору на ділянці від вузла 1 до невідгідного вузла

Рисунок 1.3.1.2 – П'єзометрична лінія від вузла 1 до критичного вузла

В критичному вузлі необхідний напір дорівнює вільному.

$$H_в = H_н \quad (1.3.1.10)$$

Для того, щоб вода з вузла 1 надійшла до критичного вузла, необхідно, щоб п'єзометричний напір у вузлі 1 був більший, ніж напір у критичному вузлі на величину втрат напору на шляху від вузла 1 до критичного, тобто

$$\Pi_1 = \Pi_{н.т.} + h_{1-н.т.} = Z_{н.т.} + H_{н.н.т.} + h_{1-н.т.}. \quad (1.3.1.11)$$

де $\Pi_{н.т.}$ – п'єзометрична позначка в критичному вузлі;

$h_{1-н.т.}$ – втрати напору від вузла 1 до критичного вузла;

$Z_{н.т.}$ – геодезична позначка в критичному вузлі;

$H_{н.н.т.}$ – необхідний напір в критичному вузлі.

Ухил лінії, яка з'єднує позначку п'єзометра у вузлі 1 з позначкою п'єзометра в критичному вузлі, показує падіння напору в мережі за даний період. Враховуючи, що найбільші витрати води відбуваються у години максимального водоспоживання, максимальні втрати напору також будуть спостерігатися в цей час доби.

Необхідний тиск у вузлі 1 може бути забезпечений двома способами:

- насосами другого підйому,
- насосами другого підйому та водонапірною вежею, яка встановлена у вузлі 1 за умови $Z_1 > Z_{н.т.}$.

В першому випадку п'єзометрична позначка у вузлі 1 є вихідною для визначення напору насосів другого підйому. В цьому випадку мережа і водоводи не відокремлені, тому позначка п'єзометра в місці розташування насосів другого підйому визначається за формулою

$$\Pi_n = Z_{н.т.} + H_{н.н.т.} + h_{1-н.т.} + h_{вод}, \quad (1.3.1.12)$$

де $h_{вод}$ – втрати напору у водоводах.

Тоді напір насосів H_n буде визначатись за формулою

$$H_n = (Z_{н.т.} - Z_n) + H_{н.н.т.} + (h_{1-н.т.} + h_{вод}), \quad (1.3.1.13)$$

де Z_n – позначка осі насосів другого підйому,

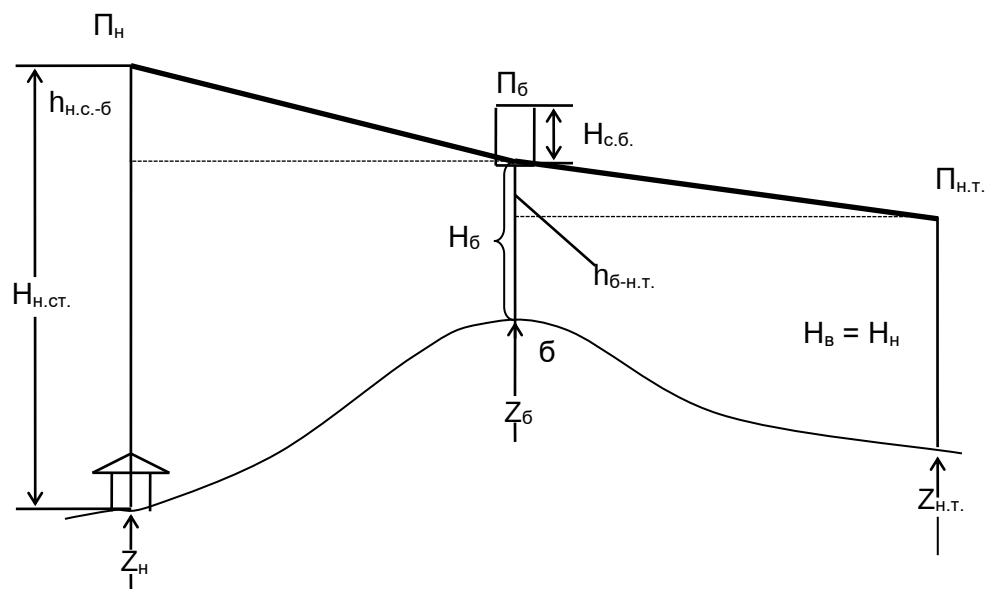
H_n – напір насосів.

Розглянута схема надходження води в мережу без водонапірної вежі проектується при рівномірному відборі води з мережі, що має місце в системах водопостачання промислових підприємств або в системах господарсько-питного водопостачання з незначною нерівномірністю водоспоживання. Регулювання роботи насосів в мережі без водонапірної вежі здійснюється шляхом зміни напору, який визначається характеристикою Q–H насосу. При застосуванні подібної схеми роботи насосів може спостерігатись перевитрата електроенергії.

1.3.1.3 .Найчастіше застосовують системи з регулюючими ємностями. Залежно від місця розташування водонапірної вежі розрізняють системи водопостачання:

- з вежею, розташованою на початку мережі;
- з вежею, розташованою в кінці мережі (мережа з контррезервуаром);
- з вежею, розташованою в середині району водопостачання.

Якщо найбільші геодезичні позначки місцевості розташовані на початку мережі, проектується водопровідна мережа з водонапірною вежею на її початку. Це необхідно для зменшення висоти водонапірної вежі. Розглянемо профіль водопроводу з найвищими позначками місцевості на її початку (рис.1.3.1.3).



Π_b – п’єзометрична позначка у вузлі приєднання водонапірної вежі; Z_b – геодезична позначка у вузлі приєднання водонапірної вежі; H_b – висота водонапірної вежі; $h_{b-n.t.}$ – втрати напору на шляху від вежі до критичного вузла; H_v – вільний напір; $H_{н.ст.}$ – напір біля насосної станції

Рисунок 1.3.1.3 – П’єзометричні лінії в системі з вежею, розташованою на початку мережі

П’єзометрична позначка критичного вузла дорівнює:

$$\Pi_{н.т.} = Z_{н.т.} + H_{н.н.т.} \quad (1.3.1.14)$$

П’єзометрична позначка у вузлі приєднання водонапірної вежі буде:

$$\Pi_b = Z_b + H_b \quad (1.3.1.15)$$

З іншого боку

$$\Pi_b = \Pi_{н.т.} + h_{b-n.t.} = Z_{н.т.} + h_{b-n.t.} + H_{н.н.т.} \quad (1.3.1.16)$$

Тоді

$$Z_b + H_b = Z_{н.т.} + h_{b-n.t.} + H_{н.н.т.}, \quad (1.3.1.17)$$

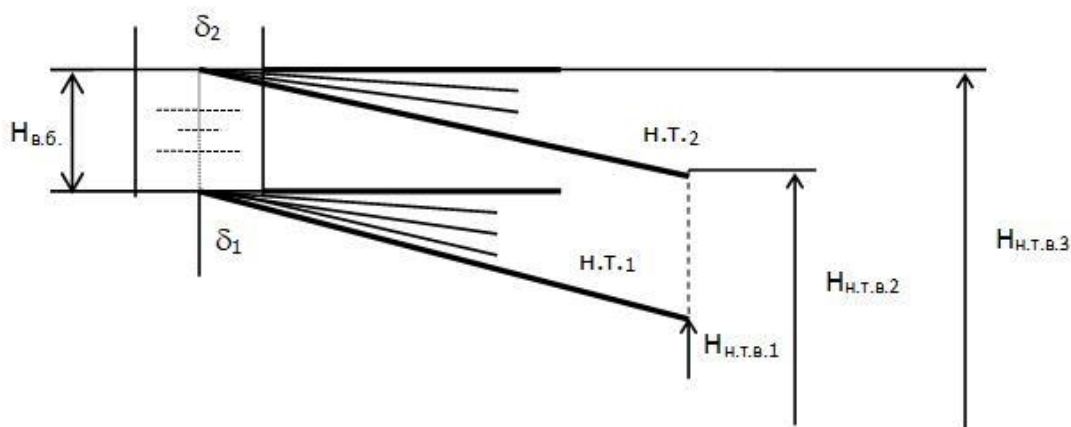
звідки

$$H_b = H_{н.н.т.} + h_{b-n.t.} - (Z_b - Z_{н.т.}). \quad (1.3.1.18)$$

З формули (1.3.1.18) виходить, що зі збільшенням позначки Z_6 висота вежі H_6 зменшується. За умови $H_6 \leq 0$ замість вежі встановлюється напірний резервуар.

При наявності вежі тиск у водопровідній мережі також змінюється. При цьому зміна тиску пояснюється не тільки зміною втрат напору в мережі, але й тим, що змінюється рівень води у баку водонапірної вежі. Максимальне водоспоживання може спостерігатись не тільки при порожньому, але й при повному баку. Тоді п'єзометричні лінії будуть розташовані, як показано на рисунку 1.3.1.4.

Якщо водоспоживання буде менше розрахункового максимального, то і градієнт п'єзометричної лінії буде знижуватись та при зупинці споживання дорівнюватиме нулю. На графіку п'єзометрична лінія обертатиметься навколо точок δ_1 і δ_2 або навколо проміжної точки між ними. Таким чином, п'єзометричні лінії для всіх годин укладатимуться між горизонтальною лінією та лінією з максимальним градієнтом. Якщо п'єзометрична лінія розрахована на годину максимального водоспоживання, то п'єзометричні позначки у вузлах мережі будуть задовольняти умові (1.3.1.8).



$\delta_1 \div \delta_2$ – рівні води у баку; н.т.1, н.т.2 – невідгідні вузли; $H_{н.т.в.1} \div H_{н.т.в.3}$ – необхідний напір біля невідгідного вузла

Рисунок 1.3.1.4 – Коливання напорів у мережі при різному наповненні баку водонапірної вежі

Вільні напори в господарсько-питних водопровідних мережах не повинні бути більше 45 м [50, п.6.3.3], тому що вся арматура внутрішніх систем водопостачання розрахована на максимальний тиск 0,45 Мпа.

Вільні напори у вузлах мережі повинні відповідати умові

$$45 \geq H_6 \geq H_n. \quad (1.3.1.20)$$

Необхідний напір насосів для такої системи при порожньому баку визначається за формулою:

$$H_n = \Pi_n - Z_n = \Pi_{\delta} + h_{nc-\delta} - Z_n = H_{\delta} + h_{nc-\delta} + Z_{\delta} - Z_n, \quad (1.3.1.21)$$

або

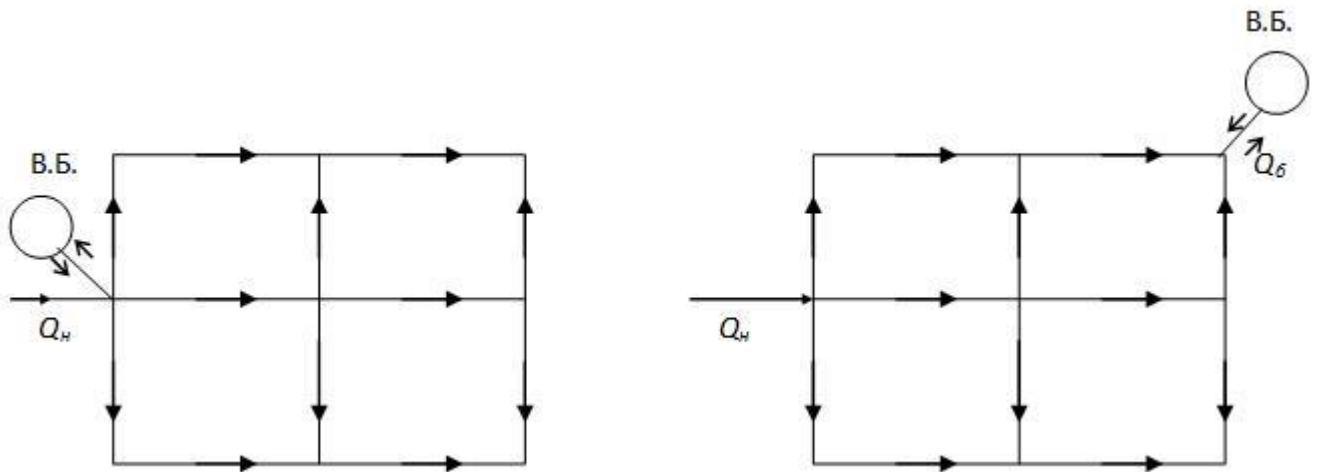
$$H_n = \Pi_{nT} + h_{\delta-nT} + h_{nc-\delta} - Z_n = H_{n.nT} + h_{\delta-nT} + h_{nc-\delta} + Z_{nT} - Z_n. \quad (1.3.1.22)$$

При повному баку напір насосів визначається за формулами

$$H_n = H_{\delta} + h_{nc-\delta} + H_{\delta\delta} + Z_{\delta} - Z_n, \quad (1.3.1.23)$$

$$H_n = H_{n.nT} + h_{\delta-nT} + h_{nc-\delta} + H_{\delta\delta} + Z_{nT} - Z_n. \quad (1.3.1.24)$$

1.3.1.4 Режим роботи мережі з контррезервуаром відрізняється від режиму роботи мережі з вежею на її початку. Така система проектується за умови, що найвищі позначки місцевості знаходяться в протилежному кінці від вузла приєднання водоводів до мережі. Розглянемо, чим відрізняються режими роботи водопровідних мереж з вежею, розташованою на початку (рис. 1.3.1.5, А) та в кінці мережі (рис. 1.3.1.5, Б).



В.Б. – водонапірна вежа; Q_n – подача води від насосної станції; Q_{δ} – подача води у вежу

Рисунок 1.3.1.5 – Схеми надходження води

Для різних значень витрат води, які надходять у мережу від насосної станції Q_n та витрат, які споживається містом Q_m можливі наступні ситуації:

- $Q_n > Q_m$ – вода надходить у вежу, тобто $Q_{\delta} = Q_n - Q_m$;
- $Q_n < Q_m$ – вода витрачається з вежі, тобто $Q_{\delta} = Q_m - Q_n$.

В системах з вежами, розташованими на початку мережі, зони розбору води не утворюються тому, що в початковий вузол мережі завжди надходять тільки ті витрати, які повністю розбираються споживачами.

В системах водопостачання з контррезервуаром живлення мережі забезпечується з двох боків, як показано на схемі (рис.1.3.1.6).

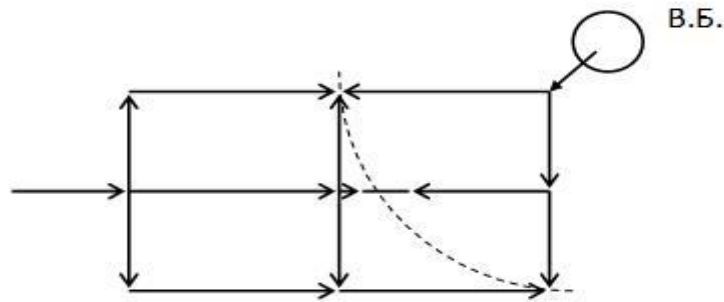
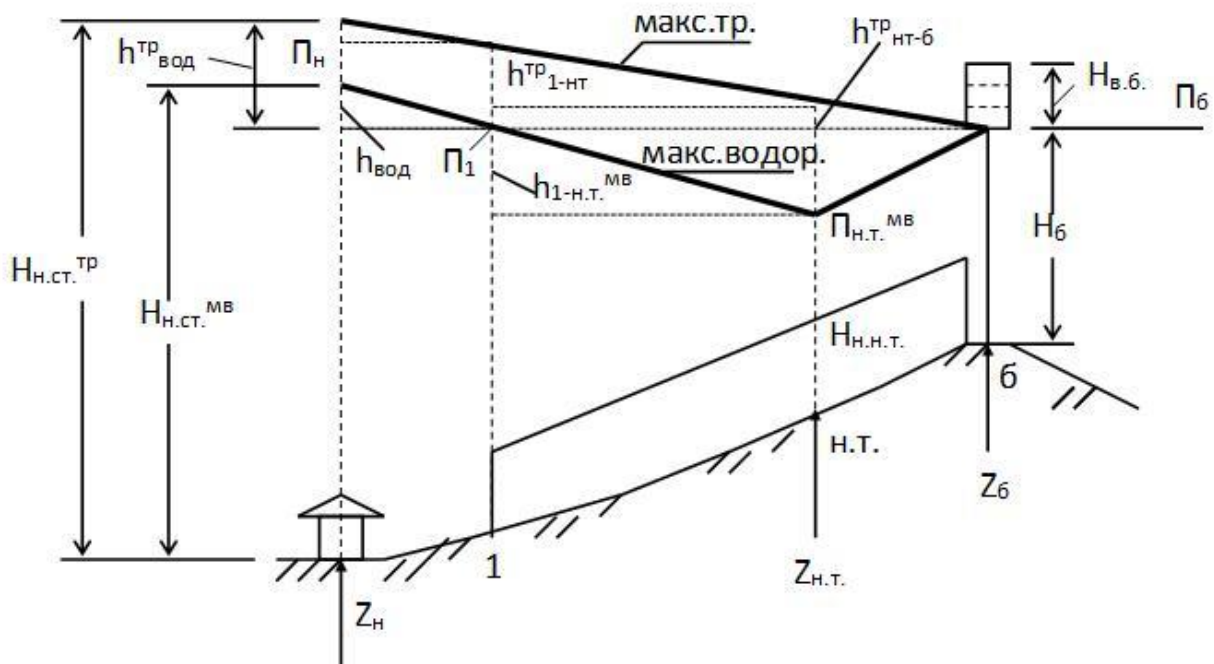


Рисунок 1.3.1.6 – Схема водопровідної мережі з контррезервуаром в годину максимального водоспоживання

Величини витрат, які надходять від насосів та вежі за розрахункову годину визначають за суміщеним графіком споживання та подачі води насосами.

Для відомих величин Q_n і Q_6 можна визначити межі районів живлення від насосів і від водонапірної вежі. При двосторонньому живленні змінюється також розташування п'єзометричних ліній. Розглянемо, який вигляд мають п'єзометричні лінії в системі водопостачання з контррезервуаром (рис.1.3.1.7).



макс. тр – режим максимального транзиту води у вежу; макс. водор. – режим максимального водоспоживання; $h_{вод}^{тр}$ – втрати напору у водоводах під час транзиту води у вежу; $h_{1-нт}^{тр}$ – втрати напору у водоводах від вузла приєднання водоводів до критичного вузла під час транзиту; $h_{1-нт}^{макс}$ – втрати напору у водоводах від вузла приєднання водоводів до критичного вузла під час максимального водоспоживання; $h_{нт-6}^{тр}$ – втрати напору у водоводах від критичного вузла до вежі під час транзиту води у вежу

Рисунок 1.3.1.7 – П'єзометричні лінії в системі з контррезервуаром

Найменші п'єзометричні позначки спостерігатимуться на межі зон живлення, а критичним буде вузол, який знаходиться на цій межі та відносно якого визначено максимальну п'єзометричну позначку у вузлі приєднання водоводів.

У критичному вузлі необхідний напір дорівнює вільному напору. Для того, щоб вода з вежі надійшла у критичний вузол, напір у вузлі «б», як показано на рис. 1.3.1.7, повинен перевищувати п'єзометричну позначку в критичному вузлі на величину $h_{HT-б}^{TP}$. Але вода від насосної станції, повинна подаватись під напором, достатнім для того, щоб у критичному вузлі залишався напір $\Pi_{н.т.}$. Для забезпечення роботи системи вежа повинна мати висоту

$$H_{\delta} = \Pi_{\delta} - Z_{\delta}. \quad (1.3.1.25)$$

П'єзометрична позначка для водонапірної вежі визначається за формулою

$$\Pi_{\delta} = \Pi_{нт} + h_{HT-\delta} = H_{н.н.т} + h_{нт-\delta} + Z_{нт}, \quad (1.3.1.26)$$

Тоді висота вежі

$$H_{\delta} = H_{н.н.т} + h_{HT-\delta} + Z_{нт} - Z_{\delta} = H_{н.н.т} + h_{нт-\delta} - (Z_{\delta} - Z_{нт}). \quad (1.3.1.27)$$

Формула (1.3.1.27) показує, що чим більша буде позначка Z_{δ} , тим нижче буде висота водонапірної вежі. Напір насосів H_n^M при максимальному водоспоживанні та порожньому баку дорівнюватиме

$$H_n^M = \Pi_n^M - Z_n = \Pi_{н.т.}^M + h_{1-нт}^{макс} + h_{вод}^{макс} - Z_n \quad (1.3.1.28)$$

Режим роботи мережі з контррезервуаром за години мінімального водоспоживання відрізняється від режиму роботи мережі з вежею, розташованою на початку мережі. Якщо вежа знаходиться на початку мережі, то при зменшенні водоспоживання надлишок води надходить до неї, не потрапляючи в мережу. Розташування п'єзометричних ліній не змінюється, але зменшується їх ухил. В системі з контррезервуаром надлишок води, яка подається насосами другого підйому, при зменшенні водоспоживання надходить у вежу, проходячи транзитом через всю мережу. При цьому п'єзометрична лінія приймає однозначний ухил по всій довжині у бік водонапірної вежі, її вид буде таким самим, як і у випадку, коли вежа розташована на початку мережі.

Година максимального транзиту визначається за суміщенням графіком водоспоживання та подачі води.

За цей час по ділянках мережі біля межі живлення проходитимуть більші витрати, ніж за годину максимального водоспоживання. Це приводить до

збільшення втрат напору в мережі, також збільшується довжина потоку води та необхідний напір насосів другого підйому при транзиті води у вежу. Тому розрахунок мережі з контррезервуаром виконується не тільки при максимальному водоспоживанні, але й при максимальному транзиті.

Якщо водонапірна вежа знаходиться в середині району водопостачання, то режим роботи мережі і п'єзометричні графіки залишаються аналогічними графікам, побудованим для схеми мережі з контррезервуаром, але зона живлення від вежі на графіку буде двосторонньою.

Якщо вежа розташована поблизу вузла, в який подається вода, то кількість води, яка надходить з баку вежі, може бути недостатньою для утворення зони живлення. В цьому випадку профіль п'єзометричної лінії для мережі буде таким же, як і в мережах з вежею на їх початку.

? Питання для самоконтролю

1. Як визначити необхідний вільний напір у водопровідній мережі?
2. Як визначити критичний вузол?
3. З якою метою вежа встановлюється на найвищих позначках місцевості?
4. Чим пояснюється однобічний ухил п'єзометричної лінії в мережі з вежею на її початку?
5. Які фактори впливають на значення необхідного напору у водопровідній мережі при господарсько-питному водоспоживанні?
6. Як визначаються п'єзометричні позначки у вузлах водопровідної мережі?

Тема 1.3.2 . Основи проєктування водопровідних мереж

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань про норми проєктування водопровідних мереж, ознайомлення з різними видами конфігурації мереж, засвоєння принципів трасування водопровідних мереж, розуміння принципів складання розрахункових схем мереж, усвідомлення алгоритмів розрахунку витрат води та визначення діаметрів ділянок водопровідної мережі.

План

- 1.3.2.1 Задачі, які вирішуються при проєктуванні водопровідних мереж.
- 1.3.2.2 Конфігурація водопровідних мереж.
- 1.3.2.3 Принципи трасування водопровідних мереж.
- 1.3.2.4 Розрахункова схема розбору води з мережі.
- 1.3.2.5 Визначення розрахункових витрат на ділянках мережі.
- 1.3.2.6 Визначення діаметрів ділянок і втрат напору в них.



Ключові терміни: проектування водопровідних мереж; трасування мереж; розрахункова схема; вузлові відбори води; розрахункові витрати води; діаметри ділянок водопровідних мереж.

1.3.2.1 Водопровідна мережа – один з елементів системи водоспоживання, який тісно пов'язаний з іншими елементами. Зміна гідравлічного режиму мережі впливає на роботу всіх елементів. Крім того, мережа розподіляє воду між окремими споживачами. Тому мережа повинна відповідати наступним вимогам:

- забезпечувати подачу заданих об'ємів води до всіх споживачів під необхідним напором;
- забезпечувати надійність водопостачання;
- ці вимоги повинні бути забезпечені при мінімальних капітальних та експлуатаційних витратах.

Виконання цих вимог досягається правильним вибором типу мережі та її елементів.

При проектуванні мережі водопостачання необхідно розв'язувати наступні задачі:

- а) вибір типу мережі;
- б) трасування мережі та вибір місця розташування вежі;
- в) вибір матеріалу труб мережі;
- г) визначення розрахункових витрат на всіх ділянках мережі;
- д) визначення діаметрів всіх ділянок мережі;
- е) визначення витрат напорів в мережах;
- ж) визначення п'єзометричних позначок у вузлах мережі та побудова п'єзометричних ліній;
- з) визначення необхідної висоти водонапірної вежі та напорів насосів, які подають воду в мережу;
- і) конструювання водопровідної мережі та вибір обладнання.

Тип водопровідної мережі при її проектуванні вибирається з урахуванням вимог споживачів.

1.3.2.2 З урахуванням необхідної надійності водопровідні мережі бувають [6]:

- тупиковими або розгалуженими (рис.1.3.2.1, А);
- кільцевими (замкнутими) (рис.1.3.2.2, Б);
- комбінованими (змішаними) (рис.1.3.2.2, В).

При аваріях на головних ділянках тупикової (розгалуженої) мережі надходження води в наступні за ними ділянки припиняється. При аварії на головних ділянках кільцевої мережі аварійна ділянка відключається, але до інших ділянок подається вода.

В кільцевій мережі зменшується кількість гідравлічних ударів. Але кільцева мережа має більшу вартість, бо вона довша. Тому кільцева мережа проектується у випадках, коли необхідно забезпечити безперебійність

водопостачання (господарсько-питні мережі, об'єднані господарсько-питні й протипожежні мережі, виробничі мережі, протипожежні мережі).

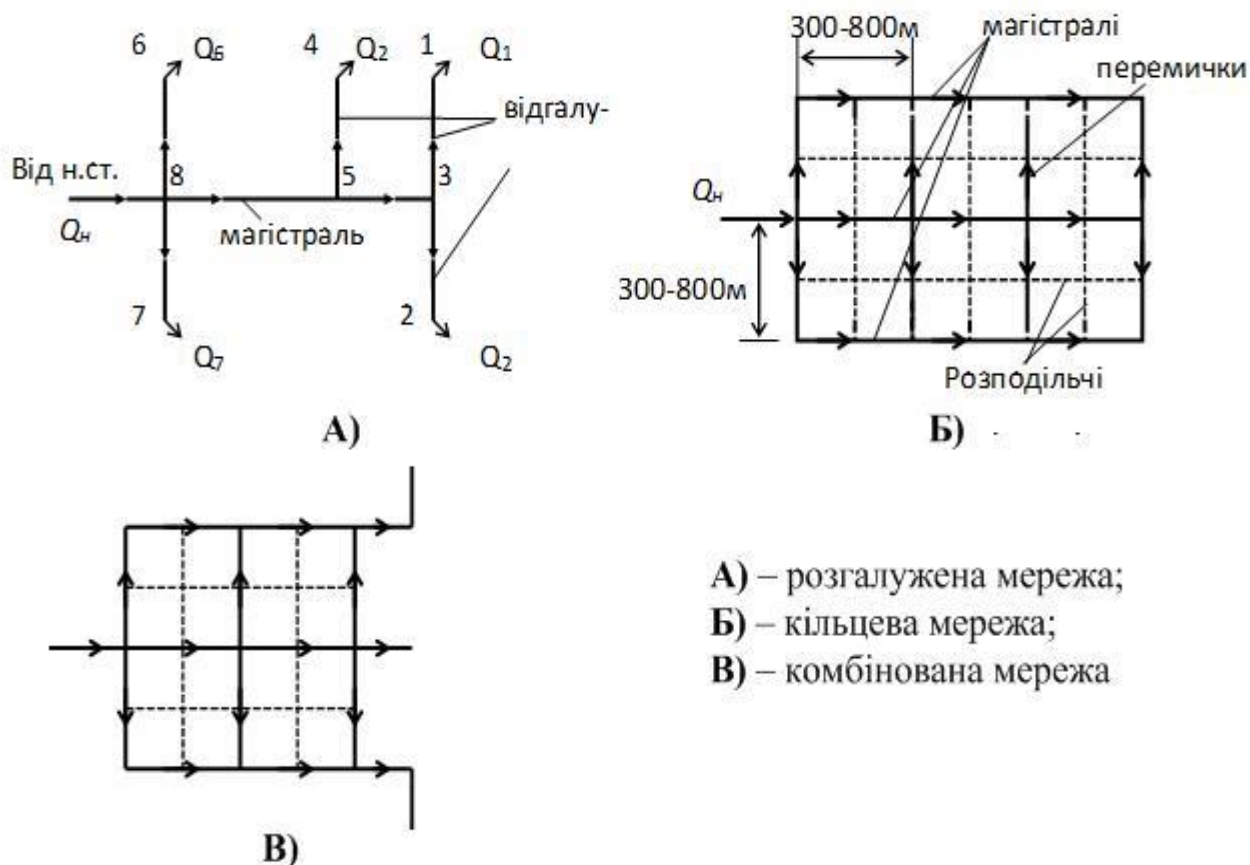


Рисунок 1.3.2.1 – Види водопровідних мереж

Тупикові мережі проєктують у тих випадках, коли безперебійність водопостачання не є визначальною (для невеликих населених пунктів, виробничих водопроводів).

1.3.2.3 Рациональність трасування мереж, їх геометричний нарис у плані впливають на техніко-економічні показники роботи.

Трасування водопровідної мережі визначається: з урахуванням наступних факторів:

- планування об'єкту водоспоживання, розміщення окремих споживачів води, проїздів, форми та розмірів житлових кварталів, зелених насаджень;
- природних і штучних перешкод під час прокладання труб (річок, каналів, ярів, залізничних колій);
- рельєфу місцевості.

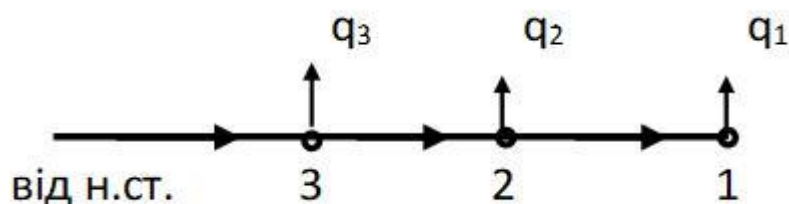
При трасуванні водопровідних мереж слід виходити з того, що магістральні лінії повинні рівномірно охоплювати об'єкт водопостачання. Вони повинні проходити по головним напрямкам руху води. Крім того, необхідно забезпечити подачу води в окремі райони та до великих підприємств найбільш короткими шляхами, але не менше, ніж за двома напрямками. Магістралі слід прокладати по місцевості з найвищими геодезичними позначками перпендикулярно до перешкод. Відстань між поздовжніми магістральними лініями та магістральними перемичками повинна бути в межах

300÷800 м. Розподільчі мережі трасують вздовж проїздів так чином, щоб відстань між ними була в межах 250÷300 м. Враховуючи значну протяжність водопровідних мереж, фахівці роблять висновок про доцільність розподілу мереж водопостачання на менші підсистеми – сектори [3].

Після трасування водопровідної мережі на місцевості з найвищими геодезичними позначками встановлюється водонапірна вежа.

Вибір матеріалу та класу міцності труб для водоводів і водопровідних мереж слід здійснювати за результатами гідравлічного розрахунку з врахуванням санітарних умов, агресивності ґрунту і води, а також умов експлуатації трубопроводів. Для напірних водоводів і мереж, як правило, слід використовувати неметалеві труби: залізобетонні напірні, азбестоцементні водопровідні, поліетиленові, а також чавунні напірні труби. Для водоводів можуть також використовуватись сталеві труби.

1.3.2.4 Для визначення розрахункових витрат на окремих ділянках водопровідної мережі необхідно визначити фактичні витрати води у вузлах мережі. Якщо кількість водорозбірних вузлів невелика і витрата в кожному вузлі визначена, то в розрахунковій схемі можна врахувати всі ці витрати, що не можна зробити при розрахунку мереж з великою кількістю вузлів.



q_1, q_2, q_3 – вузлові витрати води; н.ст. – насосна станція

Рисунок 1.3.2.2 – Схема розбору води з тупикової мережі

Розглянемо ділянку такої мережі. Точку відбору води з мережі будемо називати вузлом, лінію між двома вузлами – ділянкою мережі. Нехай вода надходить у вузол 3 від насосної станції та рухається мережею в заданому напрямку, як показано на рис. 1.3.2.2. Тоді витрата води на кожній ділянці визначається за формулами

$$q_{1-2} = q_1; \quad (1.3.2.1)$$

$$q_{2-3} = q_1 + q_2; \quad (1.3.2.2)$$

$$q_{н.ст.} = q_1 + q_2 + q_3, \quad (1.3.2.3)$$

Для ділянок міських водопровідних мереж з урахуванням приєднання розподільних мереж схема фактичного розбору води з мережі бути виглядати так, як показано на рис. 1.3.2.2.

Витрати води, які відбираються з окремих вузлів, називаються зосередженими витратами. Фактична схема відбору води з мережі буде мати дуже велику кількість зосереджених витрат.

Щоб зменшити кількість розрахунків мереж, застосовують спрощену схему водоспоживання з них. Для цього умовно приймається, що вода

рівномірно розбирається з одиниці довжини мережі. Витрата, яка відбирається з одиниці довжини, називається питомою витратою і визначається за формулою

$$q_{\text{пит.}} = Q_M / \sum l, \quad (1.3.2.4)$$

де Q_M – загальна витрата води в мережі для розрахункового режиму, л/с;
 $\sum l$ – сумарна довжина ліній, м.

При визначенні питомої витрати окремі споживачі повинні враховуватись у вигляді зосереджених відборів. Тоді питома витрата буде визначатися за формулою

$$q_{\text{пит.}} = (Q_M - Q_{\text{зос}}) / \sum l, \quad (1.3.2.5)$$

де $Q_{\text{зос}}$ – сумарна зосереджена витрата міста, л/с.

В містах питомі витрати визначаються окремо для кожного району.

Виконується гідравлічний розрахунок тільки магістральної мережі, тому у сумі $\sum l$ враховується тільки довжина магістралей. При цьому в значення суми $\sum l$ не слід зараховувати довжину магістралей, які забезпечують тільки транспортування, а не розбір води (ділянки, які проходять по незабудованій території, ділянки, якими відбувається транспортування води транзитом) [15]. При односторонньому відборі води з ділянки магістральної мережі у сумі $\sum l$ враховується тільки половина довжини цієї ділянки.

При розрахунку мережі питома витрата визначається за окремі розрахункові години (годину максимального водоспоживання, годину максимального водоспоживання при пожежі, годину максимального транзиту води у вежу для мереж з контррезервуарами).

Фактична схема розбору води показана на рис. 1.3.2.4.

Витрата, яка рівномірно розподіляється по довжині ділянки, називається шляховою витратою.

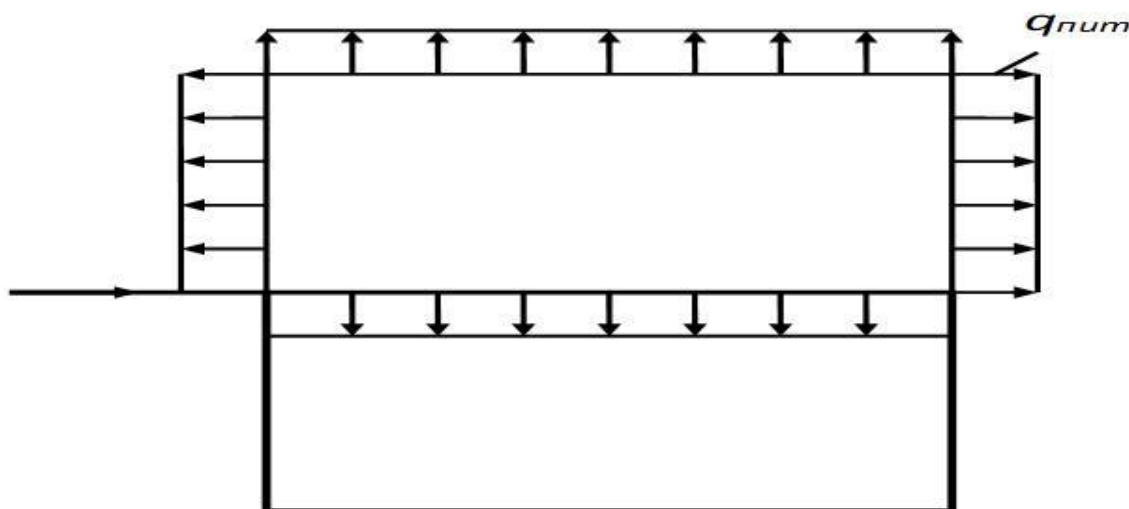


Рисунок 1.3.2.4 – Схема фактичного розбору води з кільцевої водопровідної мережі

Шляхова витрата дорівнює:

$$Q_{шл} = q_{нит.} \times l_{діл.}, \quad (1.3.2.6)$$

де $l_{діл.}$ – довжина ділянки.

Якщо вся мережа міста поділена на ділянки і для кожної ділянки визначені значення шляхових витрат $Q_{шл}$, то для всієї мережі сумарні шляхові витрати $\Sigma Q_{шл}$ можна визначити за формулою

$$\Sigma Q_{шл} = Q_M - Q_{зос.}, \quad (1.3.2.7)$$

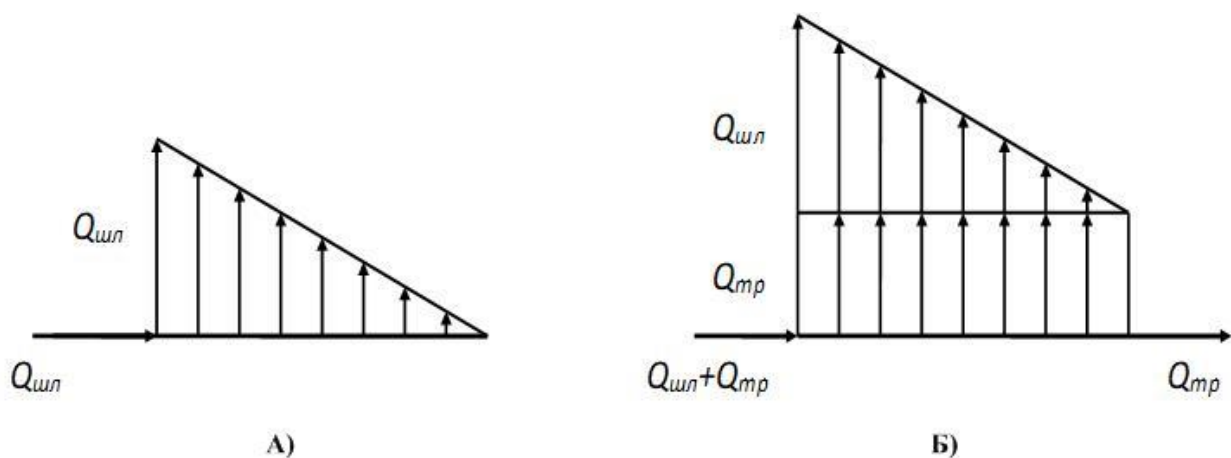
де $\Sigma Q_{шл}$ – сума шляхових витрат;

Q_M – загальна витрата води в мережі;

$Q_{зос.}$ – зосереджена витрата.

Якщо фактичну схему розбору води з мережі замінити рівномірним відбором, то її ділянками проходитимуть змінні витрати. У початковий вузол ділянки надходить витрата $Q_{шл}$, яка повністю розбирається на цій ділянці, як показано на рис.1.3.2.5, А. Якщо цією ділянкою проходитиме ще й транзитна витрата, то вона залишиться в кінці ділянки (рис.1.3.2.5, Б).

Виходить, що треба визначати втрати напору для змінних витрат води.



$Q_{тр}$ – транзитна витрата; $Q_{шл}$ – шляхова витрата

Рисунок 1.3.2.5 – Розрахункові схеми відбору води в мережі

При визначенні втрат напору на ділянці зі змінною витратою за розрахункову приймається еквівалентна витрата, тобто постійна витрата, при якій спостерігаються такі ж втрати напору, як і при інших витратах:

$$Q_{екв} = \alpha \times Q_{шл.}, \quad (1.3.2.8)$$

де α – коефіцієнт, який враховує довжину ділянки.

1.3.2.5 Якщо взяти не кінцеву, а середню ділянку мережі, тоді розрахункова витрата буде визначатись за формулою

$$Q_{dil} = Q_{mp} + \alpha \times Q_{шл}. \quad (1.3.2.9)$$

Коефіцієнт еквівалентності α залежить від співвідношення між значенням транзитної витрати і шляхової, приймається в межах $0,5 \div 0,58$. Із збільшенням значення $Q_{mp}/Q_{шл}$ коефіцієнт α наближається до значення $\alpha=0,5$, а зі зменшенням – до $\alpha=0,58$. Для спрощення розрахунків приймається значення $\alpha=0,5$. Тоді розрахункова витрата ділянки Q_p визначається за формулою

$$Q_p = Q_{mp} + 0,5 \times Q_{шл}. \quad (1.3.2.10)$$

Якщо замінити рівномірно розподілений розбір води з ділянки відбором на її початку і в кінці, тобто, вузловими витратами, то всі шляхові витрати на ділянках замінюються двома рівними зосередженими витратами на початку і в кінці ділянки. Значення вузлових витрат води $Q_{вузл.}$ визначаються за формулою

$$Q_{вузл.} = 0,5 \times Q_{шл}. \quad (1.3.2.11)$$

Для вузлів, до яких приєднується більше однієї ділянки, вузлові витрати визначаються за формулою

$$Q_{вузл.} = 0,5 \times \sum Q_{шл.}, \quad (1.3.2.12)$$

де $\sum Q_{шл.}$ – сума шляхових витрат ділянок, які приєднуються до вузла.

Враховуючи, що значення питомої витрати q_{num} для окремого міського району є величиною постійною, можна визначити значення витрати $Q_{вузл}$ без визначення шляхової витрати $Q_{шл}$ за формулою

$$Q_{вузл.} = 0,5 \times q_{num} \sum l, \quad (1.3.2.13)$$

де $\sum l$ – сума довжин ділянок, які приєднуються до вузла.

Для вузлів, які розташовані на межі двох районів, вузлові витрати визначаються за формулою

$$Q_{вузл.} = 0,5 \times q'_{num} (\sum l' + 0,5 \times \sum l_{заг}) + 0,5 \times q''_{num} (\sum l'' + 0,5 \times \sum l_{заг}), \quad (1.3.2.14)$$

де q'_{num} – питома витрата першого району;

q''_{num} – питома витрата другого району;

$\sum l'$ – сума довжин ділянок, які приєднуються до вузла і розташовані в першому районі;

$\sum l''$ – сума довжин ділянок, які і приєднуються до вузла і розташовані у другому районі;

$\sum l_{заг}$ – сума довжин ділянок, які приєднуються до вузла і розташовані на межі між районами.

Таким чином, кінцева розрахункова схема відбору води з кільцевої мережі з урахуванням вузлових витрат наведена на рис. 1.3.2.6.

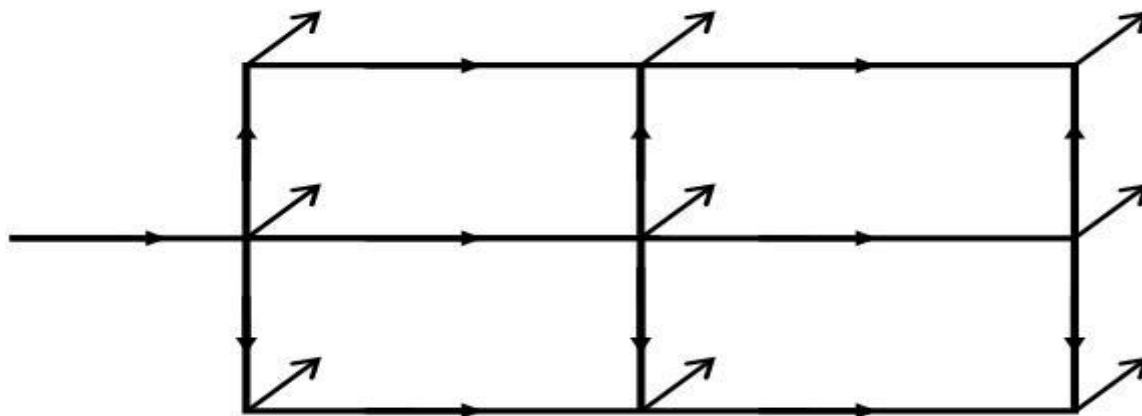


Рисунок 1.3.2.6 – Розрахункова схема розбору води з кільцевої водопровідної мережі

1.3.2.6 Розрахункова схема дозволяє визначити витрати на ділянках, розрахунок треба починати з вузлів, в яких сходяться потоки води. За відомими розрахунковими витратами можна визначити діаметри цих ділянок. Витрата води визначається за формулою

$$Q = v \times w = (\pi D^2 / 4) \times v = 0,785 D^2 \times v, \quad (1.3.2.15)$$

$$D = (4 \times Q / \pi \times v)^{0,5} = (1,27 \times Q / v)^{0,5}, \quad (1.3.2.16)$$

де Q – витрата води;

v – швидкість руху води;

w – площа поперечного перетину;

D – діаметр ділянки.

З урахуванням забезпечення герметичності трубопроводів максимальна швидкість руху води $V_{\text{макс}}$ у металевих трубах приймається $V_{\text{макс}} = 8$ м/с, у неметалевих – $V_{\text{макс}} = 4$ м/с. Але така швидкість є небезпечною, тому що зростає вірогідність гідравлічного удару. Тому фактичні швидкості повинні бути менше, ніж максимальна.

Зі зменшенням швидкості збільшується діаметр, отже, і вартість ділянки. Але зі зменшенням швидкості руху води в трубах зменшуються витрати енергії на підйом води, тому що зменшуються втрати напору в трубопроводах.

В мережах зовнішніх водопроводів визначаються тільки втрати напору на тертя в трубах, тому що втрати напору в місцевих опорах відносно незначні.

Втрати напору на тертя в трубах визначаються за формулою Дарсі-Вейсбаха [34]

$$h = \lambda \frac{l}{D} \times \frac{v^2}{2g}, \quad (1.3.2.17)$$

$$h = \lambda \times l/D \times v^2/2g$$

Формулу (1.3.2.17) можна записати у вигляді

$$h = \lambda \frac{l}{D} \times \frac{(4Q/\pi D^2)^2}{2g} = \lambda \times \frac{l}{D} \times \frac{8Q^2}{\pi^2 D^4 g} = k \frac{Q^2 l}{D^5}, \quad (1.3.2.18)$$

або

$$h = k \times Q^\beta \times l/D^m, \quad (1.3.2.19)$$

де l – довжина ділянки, м;

g – прискорення сили тяжіння;

λ і k – коефіцієнти втрат напору.

Значення коефіцієнтів k і λ визначаються з урахуванням режиму руху води за емпіричними формулами, для водопровідних труб – за формулами Н.Н. Павловського [34]

$$k = 8 \times \lambda / (g \times \pi^2) \approx 0,083 \times \lambda, \quad (1.3.2.20)$$

$$\lambda = 8gn_o^2 / (D/4)^3 \sqrt{n_o}, \quad (1.3.2.21)$$

де n_o – коефіцієнт шорсткості.

Якщо позначити величину k/D^m як s_o – питомий опір, то втрати напору в трубопроводі можна визначити за формулою [23]:

$$h = s_o \times l \times Q^2, \quad (1.3.2.22)$$

або

$$h = s_o \times l \times Q^\beta. \quad (1.3.2.23)$$

Втрати напору також визначаються за формулою

$$h = S \times Q^2 = S \times Q^\beta, \quad (1.3.2.24)$$

де S – опір ділянки.

З урахуванням коефіцієнту K_1 , втрати напору визначаються за формулою

$$h = K_1 \times s_o \times l \times Q^2, \quad (1.3.2.25)$$

де $K_1 = 0,852 \times (1 + 0,867/v)^{0,3}$.

Втрати напору в азбестоцементних трубах

$$h = K_1 \times K_2 \times s_o \times l \times Q^2, \quad (1.3.2.26)$$

де K_2 —коефіцієнт, який враховує товщину труби.

Втрати напору в залізобетонних трубах визначаються за формулою

$$h = K_1 \times s_o \times l \times Q^2 \times \varphi, \quad (1.3.2.27)$$

де φ — коефіцієнт шорсткості залізобетонних труб [46].

Коефіцієнти K_1 , K_2 визначаються з урахуванням матеріалу труб [46].

? Питання для самоконтролю

1. Від чого залежить висота водонапірної вежі, якщо вона розташована на початку мережі?
2. Як визначити шляхову витрату?
3. Як визначаються питомі витрати?
4. В яких межах може змінюватися напір в системі водопостачання з контррезервуаром?
5. Як визначити втрати напору в залізобетонних трубах?

Розділ 1.4 Гідравлічні розрахунки водопровідних мереж



Тема 1.4.1 Гідравлічний розрахунок тупикових водопровідних мереж

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань про принципи гідравлічного розрахунку тупикових водопровідних мереж, розуміння принципів розрахунку простого відгалуження, усвідомлення особливостей техніко-економічного розрахунку тупикової магістралі, засвоєння принципів визначення «граничних» витрат і швидкостей, усвідомлення принципів техніко-економічного розрахунку складного відгалуження тупикової мережі.

План

- 1.4.1.1 Принципи гідравлічного розрахунку тупикових водопровідних мереж.
- 1.4.1.2 Розрахунок простого відгалуження.
- 1.4.1.3 Техніко-економічний розрахунок тупикової магістралі.
- 1.4.1.4 Поняття про «граничні» витрати і швидкості.
- 1.4.1.5 Техніко-економічний розрахунок складного відгалуження тупикової мережі.



Ключові терміни: тупикові водопровідні мережі; просте відгалуження мережі; техніко-економічний розрахунок; «граничні» витрати і швидкості; складне відгалуження тупикової мережі.

1.4.1.1 В розгалуженій тупиковій мережі вода може надходити до кожного водорозбірного вузла лише з однієї сторони. Схема розгалуженої мережі показана на рис. 1.4.1.1.

Напрямок руху води в тупиковій мережі показано стрілками. При розрахунках подібних мереж розглядаються три типи задач:

- розрахунок простого відгалуження, в якому відомі вільні напори на початку і в кінці відгалуження, але відбору води між цими вузлами немає;
- розрахунок головної магістралі, в якій вільний напір відомий тільки в кінцевому вузлі;
- розрахунок складного відгалуження, в якому відомі вільні напори на початку і в кінці відгалуження, а у всіх інших вузлах напори невідомі.

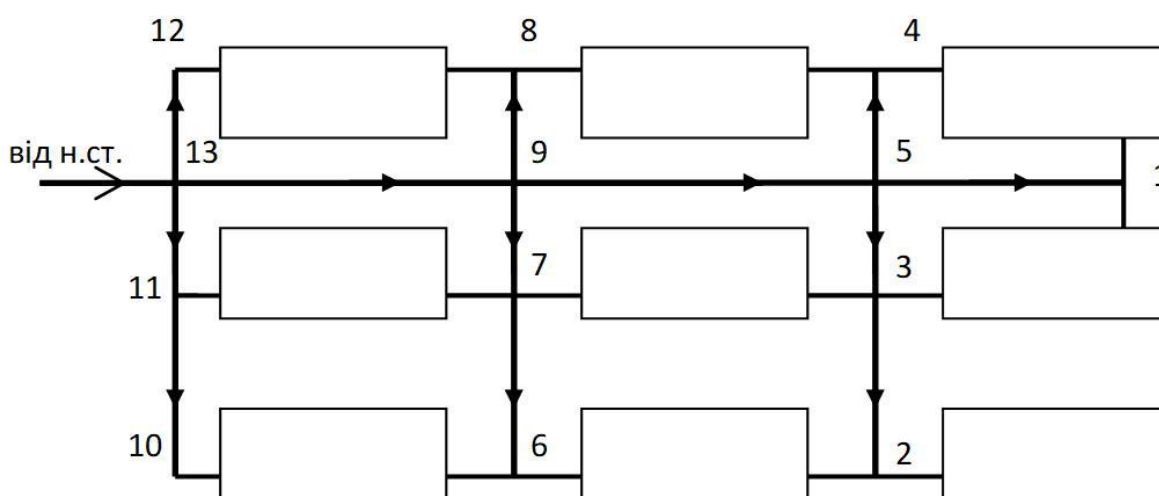
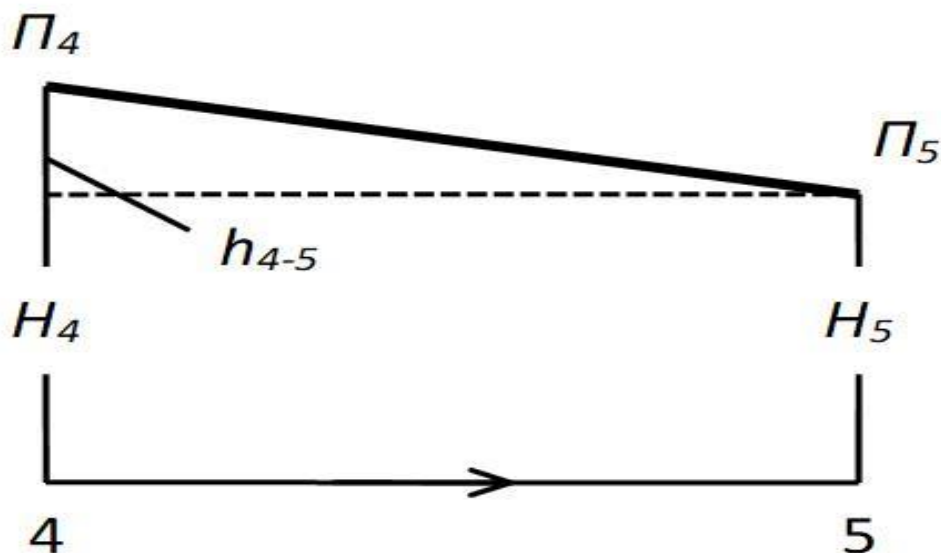


Рисунок 1.4.1.1 – Схема розгалуженої мережі населеного пункту

Необхідні напори в кінцевих вузлах мережі визначаються з урахуванням поверховості будинків [50, п. 6.3.3.]. Вільні напори у вузлах, розташованих на початку кожного з відгалужень, визначаються після розрахунку головної магістралі.

1.4.1.2 Найбільш простим є перший тип задач. Якщо відомі вільні напори у вузлах, розташованих в кінці ділянки, тоді відомі й втрати напору на цій ділянці. Розглянемо п'єзометричну лінію простого відгалуження (рис. 1.4.1.2).



$\Pi_4; \Pi_5$ – п'єзометричні позначки у вузлах 4 і 5; $H_4; H_5$ – вільні напори у вузлах 4 і 5; h_{4-5} – втрати напору на ділянці 4-5

Рисунок 1.4.1.2 – П'єзометрична лінія для ділянки 4-5

Втрати напору на ділянці 4-5 визначаються за формулою

$$h_{4-5} = \Pi_4 - \Pi_5 = H_4 - H_5 + Z_4 - Z_5. \quad (1.4.1.1)$$

Суть завдання полягає в тому, щоб визначити найменший діаметр, при якому втрати на ділянці не перевищать допустимих значень h_{4-5} .

Для будь-якої ділянки втрати напору визначаються за формулою

$$h = s_0 \times l \times Q^2 = i \times l. \quad (1.4.1.2)$$

Тоді питомий опір визначається за формулою

$$s_0 = h / (l \times Q^2). \quad (1.4.1.3)$$

За таблицями [46] з урахуванням значення s_0 знаходимо діаметр трубопроводу D .

Також можна спочатку визначити питомі втрати напору i за формулою

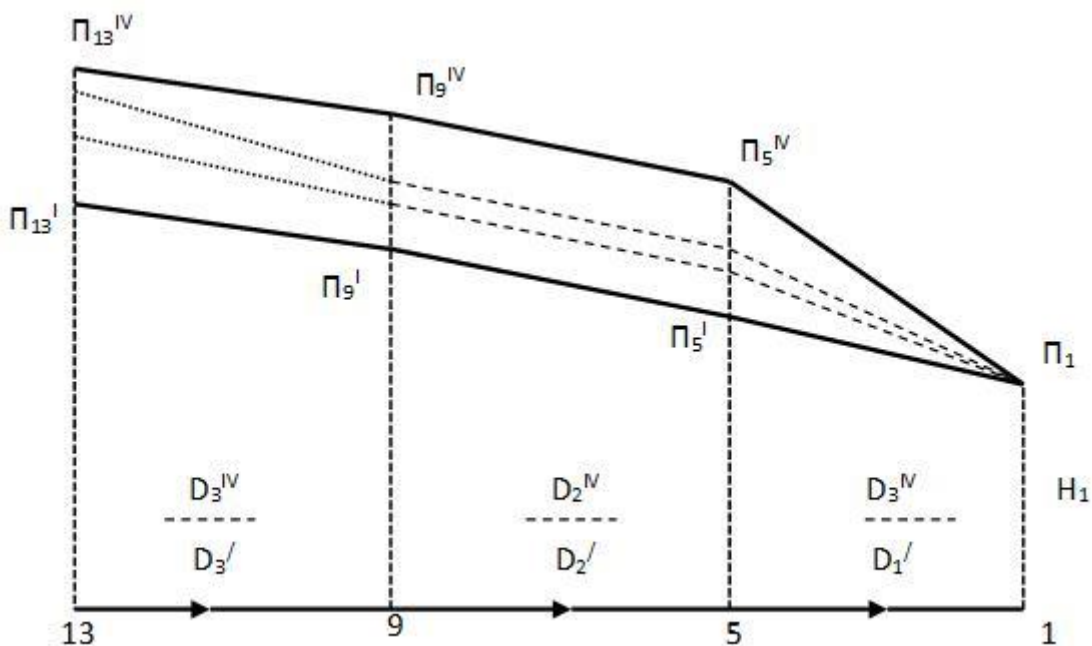
$$i = h / l, \quad (1.4.1.4)$$

а потім за таблицями [46] вибрати діаметр ділянки.

Значно складніше розрахувати головну магістраль. Якщо відомий вільний напір тільки в кінцевому вузлі H_1 , то вільний напір у початковому вузлі буде визначатися з урахуванням діаметрів кожної ділянки (рис.1.4.1.3).

Але за вартістю всі розглянуті варіанти будуть різними. Дійсно, якщо прийняти на всіх ділянках великі діаметри, то капітальні витрати теж будуть

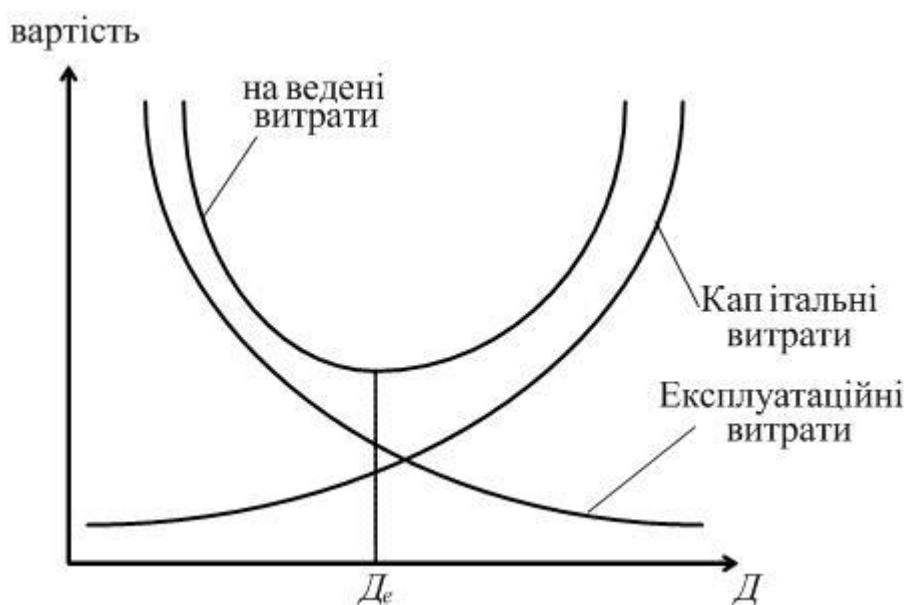
значними, але за рахунок незначних втрат напорів експлуатаційні витрати будуть меншими. Графічно це залежності показані на рис.1.4.1.4.



$\Pi_1^I, \Pi_5^I, \Pi_9^I, \Pi_{13}^I, \Pi_1^{IV}, \Pi_5^{IV}, \Pi_9^{IV}, \Pi_{13}^{IV}$ – п'єзометричні позначки для різних п'єзометричних ліній; $D_1^I, D_2^I, D_3^I, D_1^{IV}, D_2^{IV}, D_3^{IV}$ – діаметри ділянок мережі

Рисунок 1.4.1.3 – П'єзометричні лінії на головній магістралі

Якщо одночасно враховувати капітальні та експлуатаційні витрати, то можна побудувати третій графік – графік наведених витрат. Цей графік має мінімум, який відповідає найбільш економічному рішення.



D_e – економічний діаметр

Рисунок 1.4.1.4 – Графік зміни капітальних витрат

1.4.1.3 Таким чином, алгоритм розрахунку головної магістралі повинен бути таким:

- визначити рівняння для функції наведених витрат з урахуванням діаметрів всіх ділянок магістралі;
- виконати аналіз розрахунків для визначення екстремальних значень;
- визначити економічні діаметри для всіх ділянок мережі.

Розрахунковий термін окупності – це термін, протягом якого економія на експлуатаційних витратах за одним варіантом компенсує зайві капіталовкладення, тобто витрати на будівництво за іншим варіантом. Найбільш вигідним з можливих варіантів за величиною загальних витрат буде той, який відповідає умові

$$C_{\delta} + t \times C_{ек} \rightarrow \min, \quad (1.4.1.5)$$

де C_{δ} – будівельна вартість ділянок;

$C_{ек}$ – щорічні витрат;

t – термін окупності.

Загальна величина витрат W , яка віднесена до одного року розрахункового терміну t , визначається за формулою

$$W = \frac{1}{t} \times C_{\delta} + C_{ек} = E \times C_{\delta} + C_{ек}, \quad (1.4.1.6)$$

де E – коефіцієнт ефективності.

Витрати на експлуатацію впродовж року поділяють на два види:

- витрати на поточний ремонт $C_{н.р}$,
- витрати на електроенергію $C_{ел}$.

Тоді експлуатаційні витрати $C_{ек}$ визначаються за формулою

$$C_{ек} = C_{н.р} + C_{ел}. \quad (1.4.1.7)$$

Витрати на поточний ремонт визначаються за формулою

$$C_{н.р} = p \times C_{\delta}, \quad (1.4.1.8)$$

де p – відсотки відрахувань від будівельної вартості на поточний ремонт.

Тоді

$$W = 1/t \times C_{\delta} + p \times C_{\delta} + C_{ел} = (1/t + p) \times C_{\delta} + C_{ел}. \quad (1.4.1.9)$$

Загальна величина витрат

$$W = 0,01(E + p)C_{\delta} + C_{ел}. \quad (1.4.1.10)$$

де $E = 1/t$.

Економічним варіантом буде той варіант, для якого значення вартості W буде мінімальним. Для визначення економічного діаметру необхідно наведену вартість W проаналізувати як функцію діаметру. Будівельна вартість ділянки водопроводу визначається за формулою

$$C_{\delta} = C_{\text{вод}} + C_n, \quad (1.4.1.11)$$

де $C_{\text{вод}}$ – будівельна вартість водоводу;

C_n – будівельна вартість насосної станції.

Будівельна вартість водоводу визначається за формулою

$$C_{\text{в}} = \sum_{i=1}^n (a + bD_i^{\alpha}) \times l_i, \quad (1.4.1.12)$$

де n – кількість ділянок;

a, b – коефіцієнти, які визначають вартість 1 м водопроводу;

D_i, l_i – діаметр і довжина ділянки відповідно.

Будівельна вартість насосної станції визначається за формулою:

$$C_n = f \times N_o = f \times r \times N, \quad (1.4.1.13)$$

де f – вартість насосної станції, яка віднесена до 1 кВт встановленої потужності;

N_o – встановлена потужність (потужність діючих і резервних агрегатів), кВт;

r – коефіцієнт запасу насосного устаткування:

$$r = N_o / N. \quad (1.4.1.14)$$

Тоді

$$C_{\delta} = \sum_{i=1}^n (a + bD_i^{\alpha}) \times l_i + f \times r \times N. \quad (1.4.1.15)$$

Величина $C_{\text{ел}}$ – це в основному витрати на електроенергію, витрати на зарплату персоналу, але їх можна не враховувати, бо вони не залежать від діаметра ділянки. Тоді

$$C_{\text{ел}} = \gamma \times N \times T \times \sigma_1 + r \times N \times \sigma_2, \quad (1.4.1.16)$$

де σ_1 і σ_2 – вартість 1кВт-год використаної електроенергії і 1кВА встановленої потужності відповідно;

T – кількість годин роботи устаткування за рік, $T = 24 \times 365 = 8760$ годин.

Якщо вартість 1кВт-год і 1кВА визначати у гривнях, одержимо

$$C_{\text{ел}} = 0,01(8760 \times \gamma \times N \times T \times \sigma_1 + r \times N \times \sigma_2). \quad (1.4.1.17)$$

Тоді значення повної величини витрат W можна записати у вигляді формули

$$W = 0,01[(E+p) \sum_{i=1}^n (a + bD_i^{\alpha}) \times l_i + (E+p') frN + 8760\gamma N\sigma_1 + rN\sigma_2], \quad (1.4.1.18)$$

де p' – відсоток відрахувань на поточний ремонт насосної станції;

γ – коефіцієнт, який враховує нерівномірність витрат енергії на підйом води.

Потужність, необхідна для перекачування води, визначається за формулою

$$N=Q \times H / 102 \times \eta = Q \times H \times \rho \times g / 1000 \times \eta, \quad (1.4.1.19)$$

де Q – витрата в л/с або у м³/с;

H – напір в м;

η – коефіцієнт корисної дії насосної установки.

Напір насосу визначається за формулою

$$H = H_0 + \sum_{i=1}^n h_i. \quad (1.4.1.20)$$

де H_0 – геометрична висота підйому;

h_i – втрати напору на ділянках водопроводу.

З урахуванням формул (1.4.1.16) та (1.4.1.17) запишемо формулу (1.4.1.18) у вигляді

$$W=0,01[(E+p) + ((E+p')fr+8760\gamma\sigma_1+r\sigma_2)/102\eta \times (H_0 + \sum_{i=1}^n h_i)Q]. \quad (1.4.1.21)$$

Позначимо

$$((E+p')fr+8760\gamma\sigma_1+r\sigma_2)/102\eta = P \quad (1.4.1.22)$$

Тоді формулу (1.4.1.21) можна записати у вигляді

$$W=0,01[(E+p) \sum_{i=1}^n (a+bD_i^\alpha) \times l_i + P \times (H_0 + \sum_{i=1}^n h_i)Q]. \quad (1.4.1.23)$$

Підставивши значення $h_i = k \frac{Q_i^\beta l_i}{D_i^m}$ у формулу (1.4.1.23), отримаємо:

$$W=0,01[(E+p) \sum_{i=1}^n (a+bD_i^\alpha) \times l_i + P \times (H_0 + \sum_{i=1}^n k \frac{Q_i^\beta l_i}{D_i^m})Q]. \quad (1.4.1.24)$$

Знайдемо мінімум функції W . Для цього виконуємо диференціювання функції W за D_i та прирівняємо часткову похідну нулю:

$$\frac{\partial W}{\partial D_i} = 0,01[(E+p)\alpha b D_i^{\alpha-1} l_i - m P k \frac{Q_i^\beta l_i}{D_i^{m+1}}]Q = 0, \quad (1.4.1.25)$$

Далі отримаємо

$$(E+p)\alpha b D_i^{\alpha-1} l_i - m P k \frac{Q_i^\beta l_i}{D_i^{m+1}} = 0, \quad (1.4.1.26)$$

звідки

$$(E+p)\alpha b D_i^{\alpha+m} - m P k Q_i^\beta Q = 0. \quad (1.4.1.27)$$

Тоді значення діаметру визначається за формулою

$$D_i^{\alpha+m} = \frac{m P k}{(E+p)\alpha b} Q_i^\beta Q. \quad (4.1.28)$$

Постійна для даних умов величину

$$\frac{m P k}{(E+p)\alpha b} = \mathfrak{E}, \quad (1.4.1.29)$$

де $\mathfrak{E}$ – економічний фактор.

Екстремальне значення D_i визначається за формулою

$$D_i = \mathfrak{E}^{\frac{1}{\alpha+m}} Q^{\frac{1}{\alpha+m}} Q_i^{\frac{1}{\alpha+m}}. \quad (1.4.1.30)$$

Перевіримо, чи буде екстремум функції мінімальним:

$$\frac{\partial^2 W}{\partial D_i^2} = 0,01[(E+p)\alpha(\alpha-1)b D_i^{\alpha-1} l_i + m(m+1)P k \frac{Q_i^\beta l_i}{D_i^{m+2}}]Q > 0. \quad (1.4.1.31)$$

Враховуючи, що $\frac{\partial^2 W}{\partial D_i^2} > 0$, визначена величина діаметру буде

мінімальною.

Величина показника α майже не відрізняється для різних труб та умов їх прокладання і може бути прийнята рівною $\alpha=1,8$. Відповідно до [34] приймається значення $m=5,34$. Тоді формулу (1.4.1.30) можна записати у вигляді

$$D_i = \mathfrak{E}^{0,14} Q^{0,14} Q_i^{0,28}. \quad (1.4.1.32)$$

Величина економічного фактору залежить від вартості електроенергії, від вартості труб та умов їх прокладання. Особливим випадком економічного розрахунку водопровідної мережі є розрахунок водоводів. У водоводах здійснюється тільки у кінцевому вузлі, тобто $Q = Q_i$.

Тоді економічний діаметр водоводу визначається за формулою

$$D_\epsilon = \mathfrak{E}^{\frac{1}{\alpha+m}} Q^{\frac{1+\beta}{\alpha+m}}, \quad (1.4.1.33)$$

або

$$D_6 = \mathfrak{E}^{0,14} Q^{0,42}. \quad (1.4.1.34)$$

1.4.1.4 Водопровідні труби мають стандартні діаметри, тому треба приймати за економічний найближчий до стандартного діаметр, який визначається за формулою (1.4.1.32). Тому формула (1.4.1.32) визначає не конкретну величину витрати, а цілу безліч витрат для кожного сортаменту труб. Граничні витрати – це найбільші та найменші витрати, при яких стандартний діаметр є найвигіднішим.

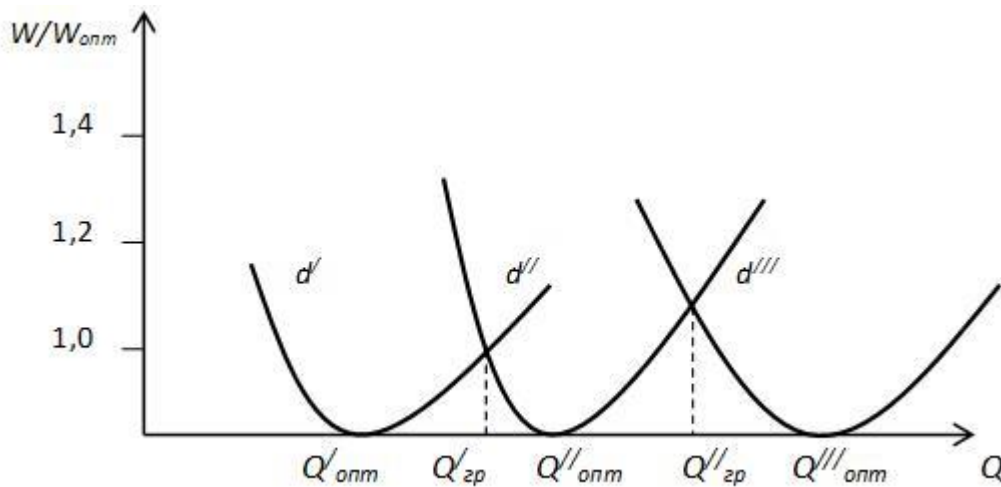
Графічно це можна показати, якщо по осі ординат відкласти відносну величину витрат, а по осі абсцис – відповідні величини діаметрів (рис.1.4.1.5). Розрахунки виконуються відповідно до таблиць граничних витрат [46]. У таблицях [46] враховується значення економічного фактора $\mathfrak{E}_m$. Для кожної ділянки наведена витрата визначається за формулою

$$q_{np} = q_{ik}(\mathfrak{E}/\mathfrak{E}_m)^{1/(1+\beta)} \approx q_{ik} \sqrt[3]{\mathfrak{E}/\mathfrak{E}_m}, \quad (1.4.1.35)$$

де q_{ik} – витрата води;

$\mathfrak{E}$ – економічний фактор, визначений за умовами будівництва та експлуатації;

$\mathfrak{E}_m$ – економічний фактор, прийнятий за таблицями граничних витрат [34].



W – оптимальні витрати для труб стандартних діаметрів; $Q_{опт}$, $Q_{гр}$ – значення оптимальних та граничних витрат для різних діаметрів d' d'' d'''

Рисунок 1.4.1.5 – Граничні витрати $Q'_{гр}$ і $Q''_{гр}$ для різних діаметрів d' .

1.4.1.5. Розглянемо п'єзометричну лінію мережі з економічними діаметрами ділянок. Гідравлічний ухил визначається за формулою

$$i = k Q_i^\beta / D_i^m. \quad (1.4.1.36)$$

Підставимо у формулу (1.4.1.36) значення для економічного діаметра:

$$i = kQ_i^\beta / (\sum_{\alpha+m}^m Q^{\alpha+m} Q_i^{\alpha+m}) =$$

$$= kQ_i^{\beta-(m\beta/(\alpha+m))} / (\sum Q)^{m/(\alpha+m)} = Q_i^{\alpha\beta/(\alpha+m)} / (\sum Q / k^{(\alpha+m)/m}) \quad (1.4.1.37)$$

Якщо прийняти, що $A = \sum / k^{(\alpha+m)/m}$, то гідравлічний ухил визначається за формулою

$$i = Q_i^{\alpha\beta/(\alpha+m)} / (AQ)^{m/\alpha+m}. \quad (1.4.1.38)$$

Якщо прийняти коефіцієнти $\alpha=1,8$, $m=5,34$, $\beta=2$, то формулу (1.4.1.38) можна записати у вигляді

$$i = Q_i^{0,5} / (AQ)^{0,75}. \quad (1.4.1.39)$$

Розрахунок складного відгалуження відрізняється від розрахунку головної магістралі тому, що значення вільних напорів відомі на початку і в кінці відгалуження. Але в інших вузлах вільні напори залежатимуть від діаметрів ділянок мережі. Якщо відомі п'єзометричні позначки у вузлах x і y , то втрати напору у відгалуженні x - y будуть визначатись за формулою

$$H = P_1 - P_4. \quad (1.4.1.40)$$

З іншого боку

$$H = \sum Q_i^{\alpha\beta/(\alpha+m)} l_i / (AQ)^{m/\alpha+m}. \quad (1.4.1.41)$$

Формули (1.4.1.40) та (1.4.1.41) застосовуються для розрахунків розгалужених та кільцевих водопровідних мереж.

Питання для самоконтролю

1. Чим пояснюється невелика надійність розгалужених мереж?
2. Чим пояснюється менша вартість розгалужених мереж?
3. Чому в розгалужених мережах частіше трапляються гідравлічні удари, ніж у кільцевих?
4. Від чого залежить діаметр водопровідної мережі?
5. Як визначаються втрати напору по довжині у водопровідних мережах?



Тема 1.4.2. Гідравлічний розрахунок кільцевих водопровідних мереж

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань про основи розрахунку кільцевих водопровідних мереж, усвідомлення алгоритму розрахунку кільцевих водопровідних мереж, розуміння алгоритмів розрахунку кільцевих водопровідних мереж різними методами.

 **Ключові терміни:** система водопостачання; водозабірні споруди; очисні споруди; резервуари чистої води; питоме водоспоживання; регулюючі ємності.

План

- 1.4.2.1 Основи теорії розрахунку кільцевих водопровідних мереж.
- 1.4.2.2 Порядок розрахунку кільцевих водопровідних мереж.
- 1.4.2.3 Розрахунок кільцевої мережі за методом проф. В.Г. Лобачова.
- 1.4.2.4 Інженерний спосіб ув'язування за методом проф. В.Г. Лобачова.
- 1.4.2.5 Ув'язування мережі за методом проф. В.П. Сироткіна.

1.4.2.1 Розрахунок кільцевих мереж суттєво відрізняється від розрахунку тупикових мереж. Схема руху води в кільцевій мережі показана на рис. 1.4.2.1. Складність задачі визначається тим, що в кільцевій мережі можна виконати безліч способів розподілу транзитних потоків. При розрахунках кільцевих мереж невідомими величинами являються:

- діаметри окремих ділянок D ;
- розрахункові витрати q окремих ділянок;
- втрати напору h в кожній ділянці.

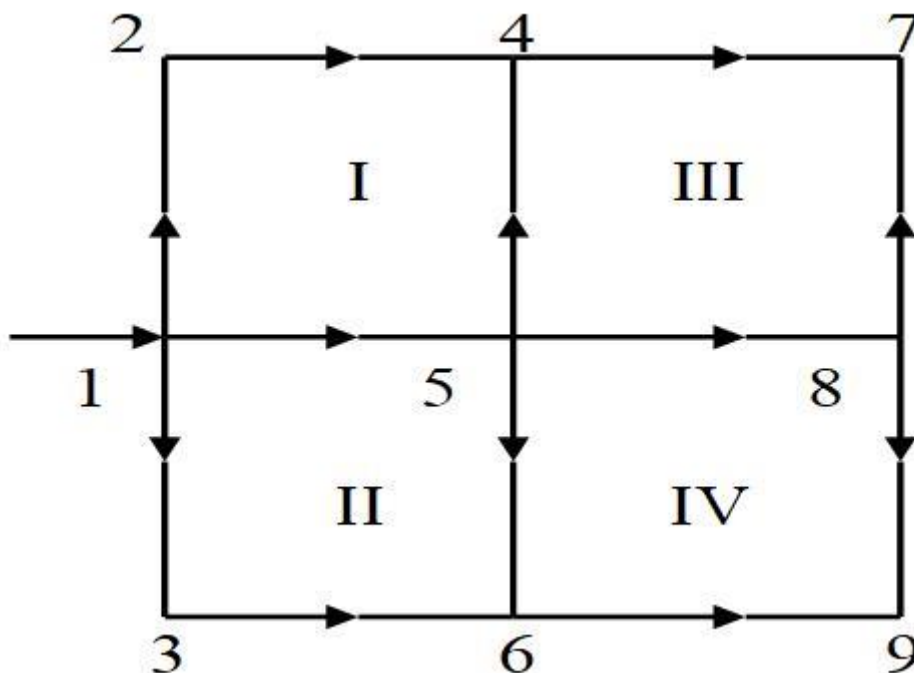


Рисунок 1.4.2.1 – Схема руху води в кільцевій мережі

Враховуючи, що втрати напору і діаметри взаємопов'язані, можна вважати, що для кожної ділянки мережі невідомими є дві величини. Якщо позначити загальну кількість ділянок через p , то загальна кількість невідомих в кільцевій мережі буде рівною $2p$. Для точного розв'язання задачі необхідно скласти таку ж кількість рівнянь. Аналізуючи розподіл потоків у кільцевій

водопровідній мережі, можна зробити висновок, що рух води здійснюється за двома умовами:

- за умовою нерозривності потоку;
- за умовою гідродинамічної рівноваги.

Ці умови аналогічні законам Кірхгофа для кільцевих електричних мереж. За умовами нерозривності потоку кількість води, яка надходить у вузол, повинна бути рівною кількості води, яка витікає з вузла. Якщо умовно рахувати вузлові витрати $q_{\text{вузл}}$, які надходять у вузол, додатними, а витрати, які виходять з вузла, від'ємними, то першу умову можна записати так:

$$\sum q_{\text{вузл}} = 0, \quad (1.4.2.1)$$

тобто, алгебраїчна сума витрат для будь-якого вузла мережі дорівнює нулю.

За умовами гідродинамічної рівноваги в кожному замкнутому контурі мережі (кільці) алгебраїчна сума витрат напору дорівнює нулю:

$$\sum h_k = 0, \quad (1.4.2.2)$$

При цьому умовно приймається, що втрати напору на ділянках, по яких вода рухається за годинниковою стрілкою, враховуються як додатні числа, а втрати напору на ділянках із протилежним рухом, як від'ємні. Розподіл потоків, який відповідає умовам (1.4.2.1–1.4.2.2), відбувається з мінімальними витратами енергії. Треба визначити, яку кількість рівнянь можна скласти за цими умовами. Кількість рівнянь, які задовольняють першій умові, дорівнюватиме кількості вузлів m без одного значення, тобто $(m - 1)$, тому, що для останнього вузла рівняння (1.4.2.1) перетворюється в тотожність і буде завжди виконуватись. Кількість рівнянь, які задовольняють умовам (1.4.2.1–1.4.2.2), дорівнюватиме кількості контурів n . Будь-яка водопровідна мережа – це граф того або іншого типу. За теоремою Ейлера для будь-якого замкнутого графа співвідношення між числом вузлів, контурів та ділянок дорівнює:

$$n + m = p + 1, \quad (1.4.2.3)$$

де n – кількість контурів;

m – кількість вузлів;

p – кількість ділянок.

Тоді для розв'язання задачі необхідно приймати за невідомі значення витрати або діаметри. Якщо приймати діаметри, то треба розв'язувати систему, яка складається з $(n+m-1)$ квадратних рівнянь.

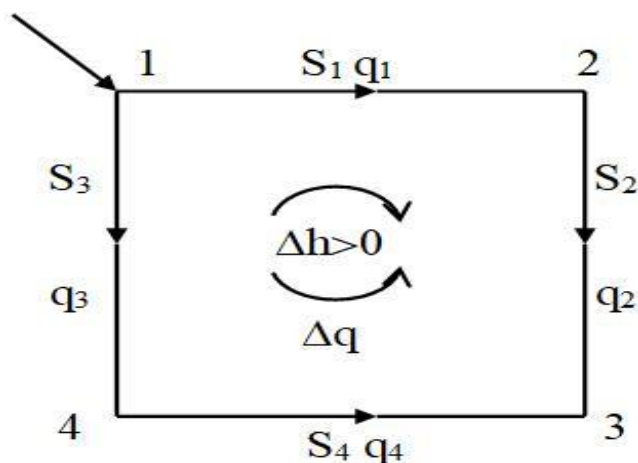
1.4.2.2 Рекомендується наступний порядок розрахунку кільцевої мережі:

- накреслити схему мережі і пронумерувати вузли та ділянки;
- визначити питомі витрати окремих районів;
- визначити шляхові витрати на всіх ділянках;
- визначити вузлові витрати;
- визначити напрямки потоків води на окремих ділянках;

- визначити розрахункові витрати води на всіх ділянках відповідно до умови (1.4.2.1).

Розрахунок кільцевих мереж слід виконувати, виходячи з принципу транспортування транзитних витрат для живлення віддалених районів найбільш короткими шляхами, враховуючи взаємозамінність ділянок. Крім того, до вузлів з великими зосередженими витратами вода повинна подаватися не менш, як двома шляхами. Далі з урахуванням попередньо прийнятих витрат води визначаються діаметри ділянок за таблицями [46]. Потім виконується гідравлічний розрахунок («ув'язування») мережі, тобто визначаються величини дійсних витрат на ділянках мережі. Попередній розподіл витрат виконувався без дотримання умови (1.4.2.2). Тому за результатами визначення витрат напорів на всіх ділянках та складання для кожного кільця рівняння виду (1.4.2.2) в кожному контурі визначається деяка величина $\Delta h_k \neq 0$, яка називається «нев'язкою». По знаку та величині невязки Δh_k можна робити висновок про те, які ділянки контуру та якою мірою перевантажені або недовантажені. Для усунення цієї невязки треба недовантажені ділянки довантажити, а перевантажені – розвантажити. Цей процес коригування розрахункових витрат води на ділянках мережі називається гідравлічним ув'язуванням мережі. Процес ув'язування мережі дуже трудомісткий. Тому при розрахунках вручну їх треба виконувати доти, поки невязка стане мінімальною, щоб бути прийнятною для розрахунку напорів насосів та висоти водонапірної вежі. Такою допустимою невязкою прийнято невязку $\Delta h_k = 0,5\text{ м}$ для кожного контуру в мережі і $\Delta h_k = 1 \div 5\text{ м}$ для контуру, що охоплює мережу.

1.4.2.3 Розглянемо способи ув'язування кільцевих водопровідних мереж. Таких способів існує багато, але вони відрізняються один від одного методом визначення ув'язувальних витрат за попередньо прийнятими їх значеннями, за способом визначення витрат напорів та оформленням результатів розрахунку. Метод ув'язування кільцевих мереж В.Г. Лобачова. Розглянемо одноконтурну водопровідну мережу, схема якої показана на рис.1.4.2.2.



S_1, S_2, S_3, S_4 – опори ділянок; q_1, q_2, q_3, q_4 – витрати на ділянках; Δq – виправна витрата

Рисунок 1.4.2.2 – Схема одноконтурної кільцевої мережі

Припустимо, що за попередніми витратами q_1, q_2, q_3, q_4 неможливо ув'язати контур, тобто

$$S_1 \times q_1^2 + S_2 \times q_2^2 - S_3 \times q_3^2 - S_4 \times q_4^2 = \Delta h \neq 0. \quad (1.4.2.4)$$

Нехай $\Delta h > 0$. Тоді ділянки 1–2 та 2–3 стануть перевантаженими, а ділянки 1–4 і 3–4 – недовантаженими.

Щоб ув'язати витрати напору у контурі, необхідно ділянки 1-2 і 2-3 розвантажити, а ділянки 1–4 і 3–4 довантажити.

При цьому умова (1.4.2.1) не повинна порушуватися. Цього можна досягнути, якщо витрати на ділянках 1–2 і 2–3 зменшити на деяку величину, а витрати на ділянках 1–4 і 3–4 збільшити на ту саму величину Δq .

Ця величина називається ув'язувальною витратою або виправною витратою. Як видно із схеми на рис. 1.4.2.2, ув'язувальна витрата надходить на ділянки зі знаком протилежним знаку нев'язки. Запишемо рівняння нев'язки з виправленими витратами:

$$S_1 \times (q_1 - \Delta q)^2 + S_2 \times (q_2 - \Delta q)^2 - S_3 \times (q_3 + \Delta q)^2 - S_4 \times (q_4 + \Delta q)^2 = 0, \quad (1.4.2.5)$$

Враховуючи, що величина Δq невелика, то значення q^2 буде ще меншими, тому членами рівняння (1.4.2.8), які мають Δq^2 , можна знехтувати. Тоді

$$\Delta q = \frac{S_1 q_1^2 + S_2 q_2^2 - S_3 q_3^2 - S_4 q_4^2}{2(S_1 q_1 + S_2 q_2 + S_3 q_3 + S_4 q_4)} = \frac{\Delta h}{2\Sigma(Sq)}. \quad (1.4.2.6)$$

Таким чином, для одного контуру ув'язувальна витрата може бути визначена. Після виправлення витрат визначаються значення Δh та нові витрати:

$$q'_1 = q_1 - \Delta q; \quad (1.4.2.7)$$

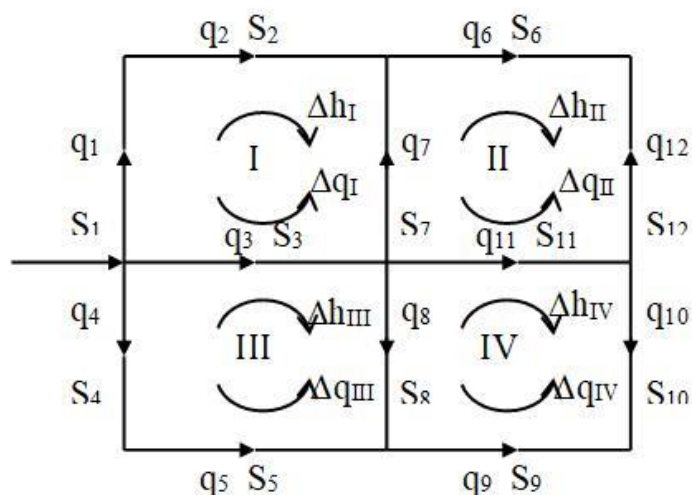
$$q'_2 = q_2 - \Delta q \quad (1.4.2.8)$$

$$q'_3 = q_3 + \Delta q; \quad (1.4.2.9)$$

$$q'_4 = q_4 + \Delta q. \quad (1.4.2.10)$$

Розглянемо мережу з чотирьох контурів, схема якої показана на рис. 1.4.2.3.

Припустимо, що нев'язки в контурах мають додатний знак $\Delta h_k > 0$. Виправимо витрати, але витрати на ділянках, які знаходяться на межі контурів, повинні бути виправлені з урахуванням сусідніх контурів.



I-IV – номери контурів мережі; $\Delta h_I, \Delta h_{II}, \Delta h_{III}, \Delta h_{IV}$ – нев'язки в контурах

Рисунок 1.4.2.3 – Схема мережі

Запишемо систему рівнянь для нев'язок в контурах:

$$\begin{cases} \Delta h_I = S_1 q_1^2 + S_2 q_2^2 - S_3 q_3^2 - S_7 q_7^2, \\ \Delta h_{II} = S_6 q_6^2 + S_7 q_7^2 - S_{11} q_{11}^2 - S_{12} q_{12}^2, \\ \Delta h_{III} = S_3 q_3^2 + S_8 q_8^2 - S_4 q_4^2 - S_5 q_5^2, \\ \Delta h_{IV} = S_{11} q_{11}^2 + S_{10} q_{10}^2 - S_8 q_8^2 - S_9 q_9^2. \end{cases} \quad (1.4.2.11)$$

Тоді для I контуру запишемо рівняння

$$q'_1 = q_1 - \Delta q_I; \quad q'_2 = q_2 - \Delta q_I; \quad q'_3 = q_3 + \Delta q_I - \Delta q_{III}; \quad q'_7 = q_7 + \Delta q_I - \Delta q_{II}, \quad (1.4.2.12)$$

для II контуру

$$q'_6 = q_6 - \Delta q_{II}; \quad q'_{12} = q_{12} + \Delta q_{II}; \quad q'_{11} = q_{11} + \Delta q_{II} - \Delta q_{IV}, \quad (1.4.2.13)$$

для III контуру

$$q'_4 = q_4 + \Delta q_{III}; \quad q'_5 = q_5 + \Delta q_{III}, \quad (1.4.2.14)$$

для IV контуру

$$q'_8 = q_8 - \Delta q_{III} + \Delta q_{IV}; \quad q'_{10} = q_{10} - \Delta q_{IV}; \quad q'_9 = q_9 + \Delta q_{IV}. \quad (1.4.2.15)$$

Підставимо ці значення (1.4.2.13 – 1.4.2.15) у рівняння (1.4.2.11):

$$S_1 (q_1 - \Delta q_I)^2 + S_2 (q_2 - \Delta q_I)^2 - S_3 (q_3 + \Delta q_I - \Delta q_{III})^2 - S_7 (q_7 + \Delta q_I - \Delta q_{II})^2 = 0, \quad (1.4.2.16)$$

$$S_7(q_7+\Delta q_I-\Delta q_{II})^2 + S_6(q_6-\Delta q_{II})^2 - S_{11}(q_{11}+\Delta q_{II}-\Delta q_{IV})^2 - S_{12}(q_{12}+\Delta q_{II})^2=0, (1.4.2.17)$$

$$S_3(q_3-\Delta q_{III}+\Delta q_I)^2 + S_8(q_8-\Delta q_{III}+\Delta q_{IV})^2 - S_4(q_4+\Delta q_{III})^2 - S_5(q_5+\Delta q_{III})^2=0, (1.4.2.18)$$

$$S_{11}(q_{11}+\Delta q_{II}-\Delta q_{IV})^2 + S_{10}(q_{10}-\Delta q_{IV})^2 - S_8(q_8-\Delta q_{III}+\Delta q_{IV})^2 - S_9(q_9+\Delta q_{IV})^2=0. (1.4.2.19)$$

Нехтуючи малими величинами другого порядку Δq^2 , $\Delta q_i \times \Delta q_k$ та згрупувавши члени рівнянь, отримаємо:

$$(S_1q_1^2 + S_2q_2^2 - S_3q_3^2 - S_7q_7^2) - 2(S_1q_1 + S_2q_2 + S_3q_3 + S_7q_7)\Delta q_I + 2S_3q_3\Delta q_{III} + \\ + 2S_7q_7\Delta q_{II} = 0, (1.4.2.20)$$

$$(S_7q_7^2 + S_6q_6^2 - S_{11}q_{11}^2 - S_{12}q_{12}^2) - 2(S_7q_7 + S_6q_6 + S_{11}q_{11} + S_{12}q_{12})\Delta q_{II} + 2S_{11}q_{11}\Delta q_{IV} + \\ + 2S_7q_7\Delta q_I = 0, (1.4.2.21)$$

$$(S_3q_3^2 + S_8q_8^2 - S_4q_4^2 - S_5q_5^2) - 2(S_3q_3 + S_8q_8 + S_4q_4 + S_5q_5)\Delta q_{III} + 2S_3q_3\Delta q_I + \\ + 2S_8q_8\Delta q_{IV} = 0, (1.4.2.22)$$

$$(S_{11}q_{11}^2 + S_{10}q_{10}^2 - S_8q_8^2 - S_9q_9^2) - 2(S_{11}q_{11} + S_{10}q_{10} + S_8q_8 + S_9q_9)\Delta q_{IV} + 2S_{11}q_{11}\Delta q_{II} + \\ + 2S_8q_8\Delta q_{III} = 0. (1.4.2.23)$$

Вирази, що стоять у перших дужках рівнянь – це величини нев'язок, які визначені для кожного контуру при початковому розподілі витрат (Δh_I , Δh_{II} , Δh_{III} , Δh_{IV}). Коефіцієнти для невідомих значень Δq_i , індекс яких відповідає номеру контуру, є виразами типу

$$2\sum(S \times q), (1.4.2.24)$$

де S – опір діляки;

q – витрата води.

Тоді всі рівняння (1.4.2.20 – 1.4.2.23) можна записати у вигляді:

$$\Delta h_I - 2\sum(Sq)_I \Delta q_I + 2S_3q_3\Delta q_{III} + 2S_7q_7 \Delta q_{II} = 0, (1.4.2.25)$$

$$\Delta h_{II} - 2\sum(Sq)_{II} \Delta q_{II} + 2S_7q_7\Delta q_I + 2S_{11}q_{11} \Delta q_{IV} = 0, (1.4.2.26)$$

$$\Delta h_{III} - 2\sum(Sq)_{III} \Delta q_{III} + 2S_3q_3\Delta q_I + 2S_8q_8 \Delta q_{IV} = 0, (1.4.2.27)$$

$$\Delta h_{IV} - 2\sum(Sq)_{IV} \Delta q_{IV} + 2S_{11}q_{11}\Delta q_{II} + 2S_8q_8 \Delta q_{III} = 0. (1.4.2.28)$$

При розв'язанні цих рівнянь відносно невідомих значень $\Delta q_I, \Delta q_{II}, \Delta q_{III}, \Delta q_{IV}$ визначаються необхідні виправні витрати, які дозволяють ув'язати мережу.

Подібну систему рівнянь можна скласти для будь-якої кількості контурів, виходячи з того, що кожному i -му контуру відповідає одне рівняння, до якого входить:

- вільний член Δh_k значення якого дорівнює значенню нев'язки кільця для попереднього розподілу витрат;
- член, який містить ув'язувальну витрату даного контуру Δq_i з коефіцієнтом типу $2\sum(S \times q)_i$;
- члени, які містять ув'язувальні витрати сусідніх контурів з коефіцієнтами типу $2\sum(S \times q)$. При значній кількості контурів система рівнянь буде складною. Тому проф. В.Г. Лобачов для розв'язування подібної системи запропонував метод послідовного наближення. При нехтуванні тих членів рівнянь, які визначають зв'язок контурів з сусідніми контурами, можна отримати систему незалежних рівнянь. Наприклад, для розглянутої мережі це будуть наступні рівняння:

$$\Delta h_I - 2\sum(Sq)_I \Delta q_I = 0, \quad (1.4.2.29)$$

$$\Delta h_{II} - 2\sum(Sq)_{II} \Delta q_{II} = 0, \quad (1.4.2.30)$$

$$\Delta h_{III} - 2\sum(Sq)_{III} \Delta q_{III} = 0, \quad (1.4.2.31)$$

$$\Delta h_{IV} - 2\sum(Sq)_{IV} \Delta q_{IV} = 0. \quad (1.4.2.32)$$

Враховуючи ці рівняння, можна визначити перше наближення виправних витрат:

$$\Delta q_I = \Delta h_I / 2\sum(Sq)_I, \quad (1.4.2.33)$$

$$\Delta q_{II} = \Delta h_{II} / 2\sum(Sq)_2, \quad (1.4.2.34)$$

$$\Delta q_{III} = \Delta h_{III} / 2\sum(Sq)_3, \quad (1.4.2.35)$$

$$\Delta q_{IV} = \Delta h_{IV} / 2\sum(Sq)_4, \quad (1.4.2.36)$$

або в загальному вигляді

$$\Delta q_i = \Delta h_i / 2\sum(Sq)_i. \quad (1.4.2.37)$$

Для неквадратичної залежності типу $h = Sq^\beta$:

$$\Delta q_i = \Delta h_i / (2\sum(Sq^{\beta-1}))_i. \quad (1.4.2.38)$$

Далі вносяться поправки в попередньо визначені витрати. За виправленими витратами визначаються нові поправки до отримання допустимих нев'язок.

1.4.2.4 Для практичних розрахунків за методом проф. В.Г. Лобачова зручно застосовувати табличну форму (таблиця 1.4.2.1). Розрахунок виконується з урахуванням питомого опору S_0 або питомих втрат напорі i .

Таблиця 1.4.2.1 – Розрахунок кільцевої водопровідної мережі

			q л/с	D мм	Δq	q	Sq	h= =Sq ²	V м/с	K ₁	S ₀	S= =S ₀ K ₁ × ×L	Sq	h= =Sq ²	Δq	q	Sq	h= =Sq ²
1	2	3	4	5	12	13	14	15	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Продовження табл.1.4.2.1

II виправлення					n виправлення				Поправка на швидкість				
Δq	q	Sq	h= =Sq ²		Δq	q	Sq	h= =Sq ²	V	K ₁	S	Sq	h
16	17	18	19		19+	20+	21+	22+x	23+	24+	25+	26	27+
					+x	+x	+x		+x	+x	+x	+x	+x

Якщо розрахунки виконуються з використанням таблиць [46], то втрати напору визначаються за формулою

$$h = i \times l. \quad (1.4.2.39)$$

Для визначення ув'язувальної витрати треба розрахувати значення $\sum S \times q$. Враховуючи, що втрати напору також визначаються за формулою

$$h = S \times q^2, \quad (1.4.2.40)$$

то необхідний добуток для кожної ділянки визначається після розрахунку втрат напору h за формулою

$$S \times q = h / q. \quad (1.4.2.41)$$

Тоді для використання таблиці 1.4.2.1 треба зробити в ній наступні зміни: починаючи зі стовпця №8, необхідно ввести стовпці 8–18, як показано в таблиці 1.4.2.2.

Таблиця 1.4.2.2 – Розрахунок за питомими втратами напору

Попередній розподіл			Перше виправлення					Поправка на швидкість		
i , мм/м	$h=iL$, м	$Sq=h/d$	Δq	q	i	$h=iL$	Sq	V	K_1	$h_1=K_1h$
8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18

Недоліком цього методу є відносна трудомісткість, перевагою – точність результатів розрахунку.

1.4.2.5 Метод ув'язки кільцевих мереж В.П. Сироткіна

Розглянемо складену раніше систему рівнянь (1.4.2.25–1.4.2.28) для мережі з чотирьох контурів. По кожному рівнянню визначаються ув'язувальні витрати

$$\Delta q_I = \Delta h_I / (2 \sum (Sq)_2 + (S_3 q_3 \Delta q_{III} + S_7 q_7 \Delta q_{II}) / \sum (Sq)_1), \quad (1.4.2.42)$$

$$\Delta q_{IV} = \Delta h_{IV} / (2 \sum (Sq)_{IV} + (S_8 q_8 \Delta q_{III} + S_{11} q_{11} \Delta q_{II}) / \sum (Sq)_4). \quad (1.4.2.43)$$

Величина, яка стоїть у чисельнику другого доданку, є сумою добутків

$$\sum (S \times q)_{\text{лін}} \times \Delta q_{\text{сум}}, \quad (1.4.2.44)$$

де $(S \times q)_{\text{лін}}$ – значення добутків $(S \times q)$ для розподільних ділянок даного контуру;

$\Delta q_{\text{сум}}$ – виправні (ув'язувальні) витрати сусідніх контурів.

Позначимо

$$1 / \sum (Sq) = C. \quad (1.4.2.45)$$

Тоді ув'язувальна витрата для будь-якого контуру дорівнює

$$\Delta q_n = 0,5 \times C_n \times \Delta h_n \pm C_n \times \sum (\times Sq)_{\text{лін}} \times \Delta q_{\text{сум}}, \quad (1.4.2.46)$$

За формулою (1.4.2.46) можна скласти систему рівнянь для будь-якої кількості контурів. При складанні цієї системи рівнянь величина $\sum (S \times q)_{\text{лін}} \times \Delta q_{\text{сум}}$ враховується зі знаком «плюс», якщо знаки ув'язувальних витрат даного і сусіднього контуру для даної ділянки є різними. Коли ж знаки ув'язувальних витрат сусідніх контурів для даної ділянки однакові, то величина $\sum (S \times q)_{\text{лін}} \times \Delta q_{\text{сум}}$ враховується зі знаком «мінус». Цю систему рівнянь доцільно розв'язувати з використанням методу послідовного наближення. Наприклад, запишемо систему рівнянь для розглянутої мережі з чотирьох контурів:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta q_I = 0,5 C_1 \Delta h_I + C_1 [S_3 q_3 \Delta q_{III} + S_7 q_7 \Delta q_{II}]; \\ \Delta q_{II} = 0,5 C_2 \Delta h_{II} + C_2 [S_{11} q_{11} \Delta q_{IV} + S_7 q_7 \Delta q_I]; \\ \Delta q_{III} = 0,5 C_3 \Delta h_{III} + C_3 [S_3 q_3 \Delta q_I + S_8 q_8 \Delta q_{IV}]; \\ \Delta q_{IV} = 0,5 C_4 \Delta h_{IV} + C_4 [S_8 q_8 \Delta q_{III} + S_{11} q_{11} \Delta q_{II}]. \end{array} \right. \quad (1.4.2.47)$$

Знаходимо у першому наближенні значення виправних витрат $\Delta q'_I$, $\Delta q'_{II}$, $\Delta q'_{III}$, $\Delta q'_{IV}$. Для другий доданок прирівнюємо нулю. Тоді виправні витрати визначаються за формулами

$$\Delta q'_I = 0,5 \times C_1 \times \Delta h_I, \quad (1.4.2.48)$$

$$\Delta q'_{II} = 0,5 \times C_2 \times \Delta h_{II}, \quad (1.4.2.49)$$

$$\Delta q'_{III} = 0,5 \times C_3 \times \Delta h_{III}, \quad (1.4.2.50)$$

$$\Delta q'_{IV} = 0,5 \times C_4 \times \Delta h_{IV}. \quad (1.4.2.51)$$

Тепер перші наближення величин $\Delta q'$ враховуються в системі рівнянь (1.4.2.47) та визначаються ув'язувальні витрати при другому наближенні $\Delta q''_I$, $\Delta q''_{II}$, $\Delta q''_{III}$, $\Delta q''_{IV}$. Знову, підставляючи ув'язувальні витрати у початкові рівняння, знаходимо ув'язувальні витрати при третьому наближенні $\Delta q'''_I$, $\Delta q'''_{II}$, $\Delta q'''_{III}$, $\Delta q'''_{IV}$. Уточнення ув'язувальних витрат виконується доти, поки останні їх значення будуть відрізнятися від попередніх несуттєво. Тоді, якщо виправити витрати на ділянках з урахуванням останніх ув'язувальних витрат, мережа повинна ув'язатися, тобто

$$\sum S(Q + \Delta q)^2 \leq \Delta h_{\text{доп.}}, \quad (1.4.2.52)$$

де Q – попередня витрата;

Δq – виправна витрата;

$\Delta h_{\text{доп.}}$ – припустима нев'язка.

Таким чином, ув'язування мережі виконується шляхом одноразового розв'язання системи квадратних рівнянь.

? Питання для самоконтролю

1. Відповідно до яких умов розподіляються витрати на ділянках кільцевої водопровідної мережі?
2. Чим пояснюється необхідність використання ітераційних методів при розрахунках кільцевих водопровідних мереж?
3. Як виконується попередній розподіл води на ділянках кільцевої водопровідної мережі?
4. За якими принципами вибираються діаметри ділянок кільцевої водопровідної мережі?
5. З якою метою виконується ув'язування кільцевої водопровідної мережі?

Розділ 1.5 Аналіз гідравлічних розрахунків водопровідних мереж



Тема 5.1 Особливості розрахунку мереж з контррезервуарами, кількома водонапірними вежами і насосними станціями

Мета вивчення теми: засвоєння особливостей складання схем водопровідних мереж з контррезервуаром, розуміння особливостей гідравлічного режиму транзиту води у вежу, усвідомлення особливостей складання розрахункової схеми мережі із зовнішніми контурами.

План

1.5.1.1 Особливості складання схем водопровідних мереж з контррезервуаром.

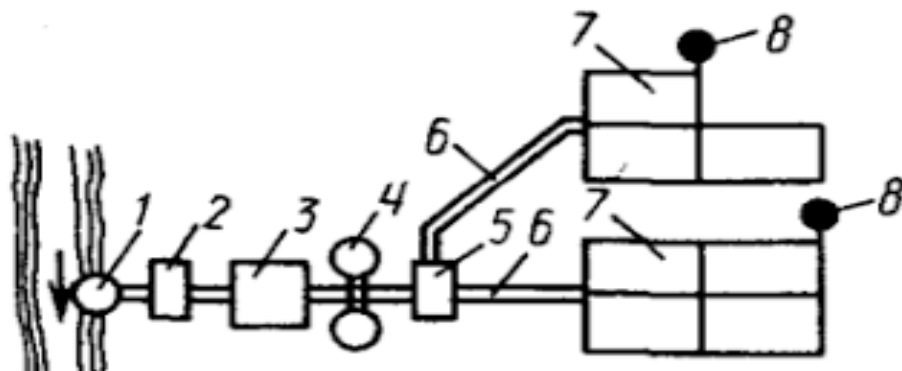
1.5.1.2 Гідравлічний режим транзиту води у вежу.

1.5.1.3 Розрахункова схема мережі із зовнішніми контурами.



Ключові терміни: схеми мереж з контррезервуарами; режим транзиту; зовнішні контури; регулюючі ємності.

1.5.1.1 Водопровідні мережі з контррезервуарами (рис.1.5.1.1) відрізняються від мереж з вежею на початку мережі.



1 – водозабірні споруди; 2 – насосна станція першого підйому; 3 – очисні споруди; 4 – резервуари чистої води; 5 – насосна станція другого підйому; 6 – водоводи; 7 – магістральна мережа 8 – водонапірна вежа

Рисунок 1.5.1.1 – Схема системи водопостачання з контррезервуаром

В мережах з контррезервуаром в години максимального споживання вода в мережу надходить від двох джерел:

- від насосної станції,
- від баку водонапірної вежі.

Витрати води, які надходять від цих джерел, відрізняються. Тому і райони, які живляться від цих джерел, також будуть різними. Під час розрахунків таких мереж для визначення розрахункових витрат ділянок

необхідно визначити межі зон живлення. Розрахунок мережі з контррезервуаром починається з визначення питомих, шляхових і вузлових витрат. Цей розрахунок не відрізняється від визначення тих же величин для мережі з вежею на початку мережі. Після цього треба прийняти головні напрямки потоків в мережі. Враховуючи, що шляхові витрати замінюються на вузлові, межа зон живлення буде проходити через ці вузли. Витрата води, яка надходить з вежі, звичайно значно менша, ніж витрата води, яка надходить від насосної станції. Тому зона живлення від вежі завжди менша, ніж зона живлення від насосної станції. Зоною живлення джерела називають територію, на яку надходить вода від певного джерела. Розрахункова витрата, яка надходить від джерела, повинна складатися з витрат у всіх вузлах водопровідної мережі. У вузлах, які розташовані на межі зон живлення, п'єзометричні позначки будуть найменшими (рис. 1.5.1.2).

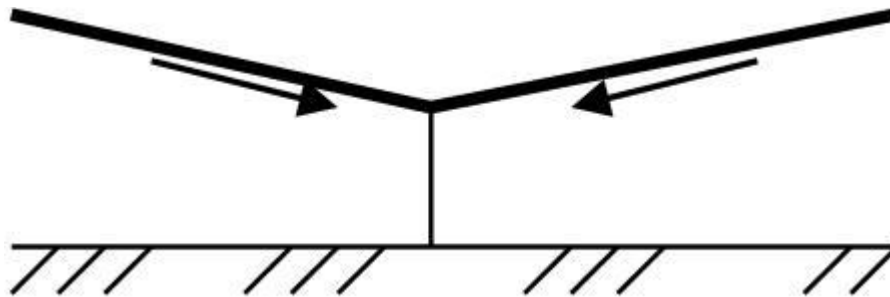


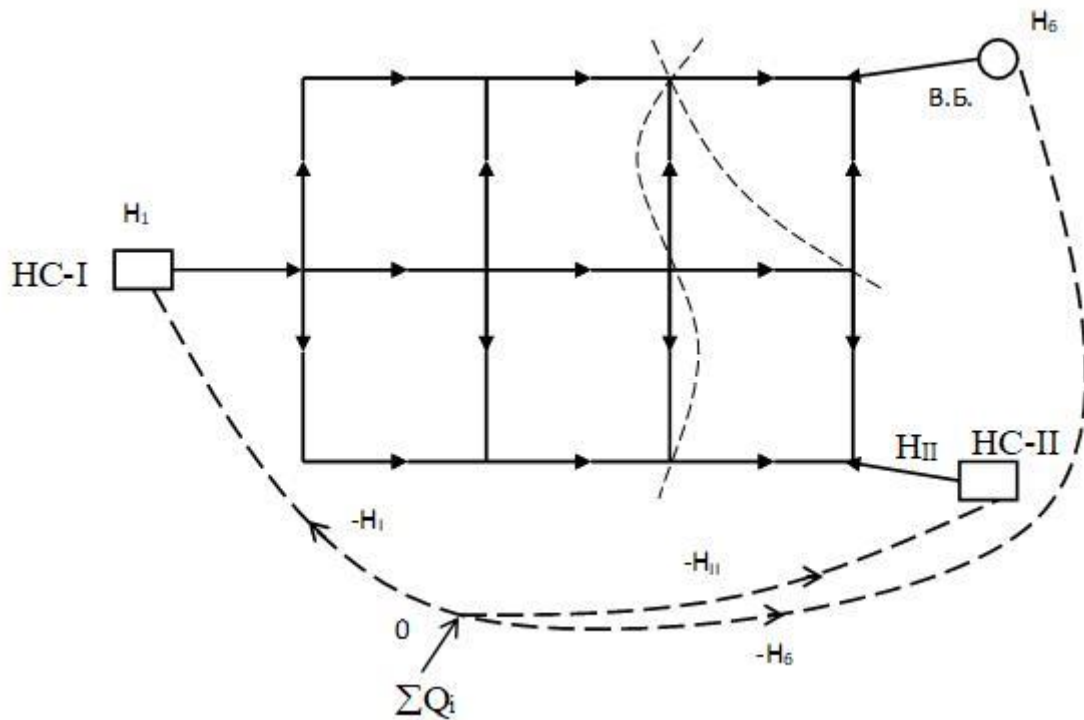
Рисунок 1.5.1.2 – Схема руху води в мережі на межі зон живлення

В процесі ув'язування початкове розташування межі зон живлення може змінюватися.

Якщо після перерозподілу витрат на всіх ділянках мережі виявиться, що до будь-якого вузла, який розташований поблизу межі зон живлення, від одного із джерел живлення надходить кількість води, яка перевищує величину цієї вузлової витрати, межа переміщується від цього вузла до сусіднього з ним. Після визначення розрахункових витрат ув'язування мережі виконується так, як розглядалося раніше.

1.5.1.2. На відміну від мережі з вежею, яка розташована на її початку, мережа з контррезервуаром розраховується також на випадок транзиту води у вежу. Це необхідно для визначення напору насосів, який буде більшим при транзиті, ніж при максимальному водоспоживанні. Крім того, ділянки мережі, які прилягають до межі зон живлення, при максимальному водоспоживанні мають незначне навантаження. Якщо діаметри цих ділянок приймати за витратами при максимальному водоспоживанні, то ділянки можуть мати недостатню пропускну здатність для транспортування транзитної витрати, значення швидкості руху води в трубах будуть перевищувати її гранично допустимі значення. Для водопровідної мережі з контррезервуаром треба виконувати гідравлічний розрахунок для режиму максимального водоспоживання при пожежі. Якщо джерел декілька, задача ускладнюється,

тому що треба визначити зони живлення для кожного джерела. Щоб розв'язати цю задачу, попередньо визначаються зони живлення, які потім уточнюються під час зовнішнього ув'язування. (рис.1.5.1.3).



НС-I, НС-II – насосні станції першого та другого підйому відповідно; В.Б. – водонапірна вежа; H_I , H_{II} , H_6 – втрати напору у зоні живлення насосних станцій та вежі відповідно; $\sum Q_i$ – загальна витрата води в мережі

Рисунок 1.5.1.3 – Розрахункова схема мережі із зовнішніми контурами

1.5.1.3 Під час розрахунку мережі з декількома джерелами треба враховувати, що загальна подача води від всіх джерел завжди дорівнює загальному водоспоживанню міста, тобто

$$Q_I + Q_{II} + Q_6 = Q_m = \sum Q_i. \quad (1.5.1.1)$$

де Q_I , Q_{II} , Q_6 – подача води насосними станціями першого та другого підйому та надходження води від вежі;

Q_m – загальне водоспоживання міста;

$\sum Q_i$ – загальна витрата води.

Таким чином, перерозподіл витрат між джерелами живлення буде виконуватись автоматично з урахуванням зон живлення. Для того, щоб визначити подачу кожного з джерел, необхідно з'єднати їх фіктивними ділянками з деяким фіктивним вузлом «0». У цей вузол умовно подається загальна витрата, яка розподіляється по фіктивних ділянках. Для кожної з фіктивних ділянок приймаються втрати напору, які відповідають напору того насоса, з яким ця фіктивна ділянка з'єднує загальний вузол.

При цьому, якщо витрата виходить з вузла, вона записується зі знаком «мінус», якщо входить у вузол, то зі знаком «плюс». Таким чином, для фіктивних ділянок втрати напору будуть дорівнювати:

$$H_I = f_I(Q), \quad H_{II} = f_{II}(Q), \quad H_6 = \text{const.} \quad (1.5.1.1)$$

Для кожного із зовнішніх контурів складається рівняння виду (1.4.2.2):

$$-H_I + h_{I6} + h_{3.1} - h_{3.2} - h_{26} + H_{II} = 0, \quad (1.5.1.2)$$

$$-H_{II} + h_{26} + h'_{3.2} - h_{3.6} - h_{66} + H_6 = 0, \quad (1.5.1.3)$$

де h_{I6} , $h_{3.1}$, $h_{3.2}$, h_{26} – втрати напору у фіктивних ділянках, які з'єднують джерело із загальним вузлом.

Рівняння (1.5.1.12–1.5.1.13) можна записати у вигляді

$$-f_I(Q) + h_{I6} + h_{3.1} - h_{3.2} - h_{26} + f_{II}(Q) = 0, \quad (1.5.1.4)$$

$$-f_{II}(Q) + h_{26} + h'_{3.2} - h_{3.6} - h_{66} + H_6 = 0. \quad (1.5.1.5)$$

Кількість таких рівнянь на одиницю менша, ніж кількість джерел водопостачання.

Підготовка мережі до розрахунку виконується, як звичайно. При цьому напрямки руху води на ділянках мережі приймається з урахуванням прийнятих подач води від джерел.

Дійсні величини надходження води від насосних станцій встановлюються після ув'язування мережі. При цьому до внутрішніх контурів додаються зовнішні контури і виконується ув'язування всіх контурів разом. В процесі ув'язування нев'язка для зовнішніх контурів визначається, як і для внутрішніх, тільки втрати напору у фіктивних ділянках визначаються відповідно до функціональної залежності $H=f(Q)$.

? Питання для самоконтролю

1. Чим відрізняються водопровідні мережі з контррезервуарами від мереж з вежею на початку мережі?
2. Чому зона живлення від вежі завжди менша, ніж зона живлення від насосної станції?
3. Для яких гідравлічних режимів виконується розрахунок мережі з контррезервуаром?
4. Як визначити подачу кожного з насосів?
5. За якими принципами складається розрахункова схема мережі із зовнішніми контурами?



Тема 1.5.2 Аналіз результатів гідравлічного розрахунку водопровідних мереж

Мета вивчення теми: засвоєння головних принципів розрахунків п'єзометричних карт водопровідних мереж, набуття навичок аналізу п'єзометричних карт, розуміння взаємозв'язку між вільними напорами у вузлах мережі та напором насосів, усвідомлення використання результатів розрахунку для надійності водопостачання мікрорайонів.

План

1.5.2.1 Розрахунок п'єзометричних карт мереж.

1.5.2.2 Аналіз вільних напорів у водопровідних мережах.

1.5.2.3 Використання результатів розрахунку для визначення напору насосів і висоти водонапірної вежі.

Ключові терміни: п'єзометричні карти; вільні напори; напір насосів; висота водонапірної вежі, водопостачання мікрорайонів.

1.5.2.1 Контролювати тиски у вузлах водопровідної мережі за фактичними витратами води на її ділянках складно. Це пояснюється не тільки відносною складністю вимірювання витрат води, але й неможливістю визначення величин вільних напорів в усіх вузлах мережі. Тому під час експлуатації мереж для контролю напору в її вузлах вимірюють тиски тільки в окремих контрольних вузлах. Якщо величини вільних напорів в мережі нанести на п'єзометричну карту та з'єднати ізолініями напорів, то отримаємо карту вільних напорів. Розрахункова п'єзометрична карта складається за результатами гідравлічного розрахунку мережі та за результатами визначення п'єзометричних позначок в її вузлах. При цьому п'єзометричні позначки можуть задаватись на розрахунковій схемі у вигляді дискретних величин у кожному вузлі або у вигляді ізоліній п'єзометрів чи вільних напорів. Такі п'єзометричні карти складаються для всіх режимів гідравлічного розрахунку водопровідної мережі та уточнюються під час експлуатації.

П'єзометрична карта розраховується в наступній послідовності:

- складається схема мережі, нумеруються вузли, визначається напрямок руху води;
- на ділянках зазначаються втрати напору;
- у кожному вузлі креслиться прямокутник, в центрі якого зазначається позначка місцевості, схема для визначення п'єзометричних позначок показана на рис.1.5.2.1;

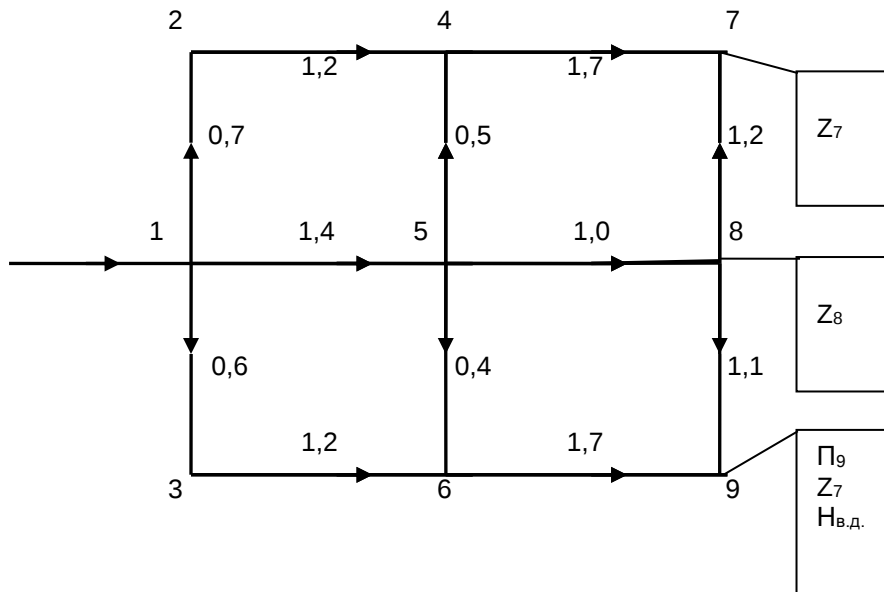


Рисунок 1.5.2.1 – Схема мережі для визначення п'єзометричних позначок

- визначається невідгінний вузол – тобто вузол, відносно якого розраховується найбільша п'єзометрична позначка у вузлі приєднання водоводів до мережі;
- виходячи з того, що у невідгінному вузлі вільний напір повинен дорівнювати необхідному напору, розраховується п'єзометрична позначка у невідгінному вузлі;
- визначаються п'єзометричні позначки Π_i в інших вузлах мережі за формулою

$$\Pi_i = \Pi_{\epsilon} \pm h_{i-\epsilon}, \quad (1.5.2.1)$$

де Π_{ϵ} – п'єзометрична позначка у вузлі, відносно якого визначається позначка сусіднього i -го вузла;

$h_{i-\epsilon}$ – втрати напору на ділянці $i-\epsilon$.

Знак «+» чи «-» приймається з урахуванням напрямку руху води;

Вільні напори $H_{\epsilon i}$ у вузлах визначаються за формулою

$$H_{\epsilon i} = \Pi_i - z_i, \quad (1.5.2.2)$$

де z_i – геодезична позначка у вузлі.

1.5.2.2. За результатами розрахунків креслиться схема, фрагмент якої наведено на рис.1.5.2.2.

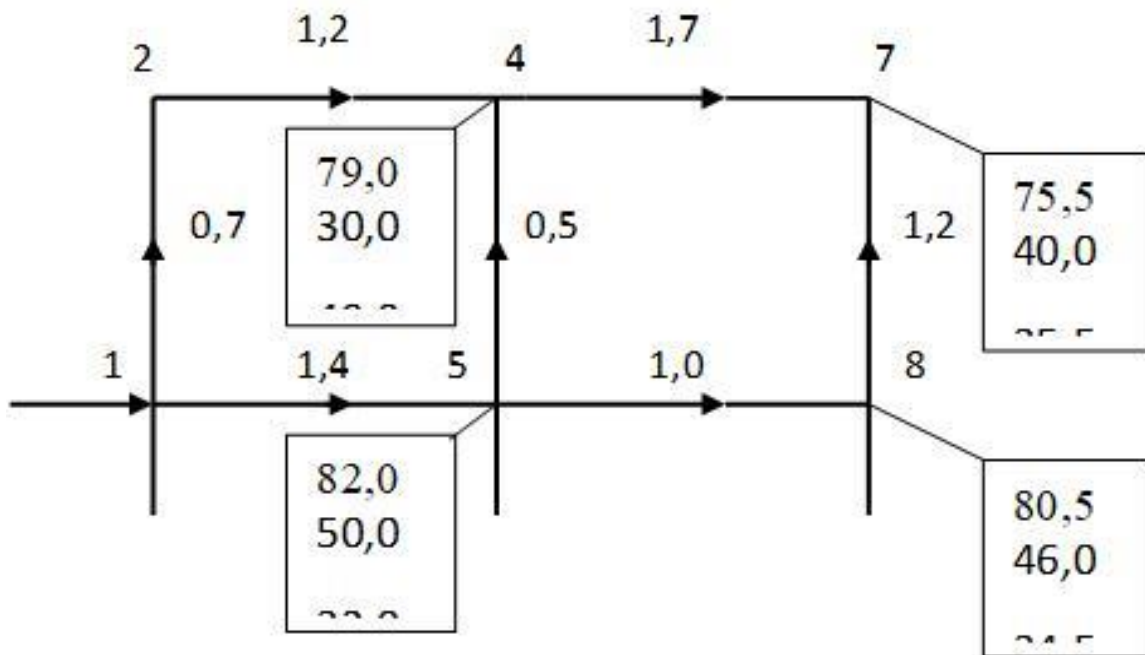


Рисунок 1.5.2.2 – Фрагмент п'єзометричної карти

Далі у вузлах мережі перевіряється виконання умови

$$H_{vi} \geq H_{необх.}, \quad (1.5.2.3)$$

де H_{vi} – вільний напір у вузлі;

$H_{необх.i}$ – необхідний напір.

Якщо в якомусь вузлі умова (1.5.2.3) не виконується, то це означає, що невідповідний вузол був визначений невірно. В даному випадку невідповідний вузол може бути розташований біля цього вузла. Якщо таких вузлів декілька, то за невідповідний вузол слід прийняти той, в якому значення ΔH_i

$$\Delta H_i = H_{vi} - H_{необх.i} \quad (1.5.2.3)$$

за абсолютною величиною буде найбільшим. Тоді всі п'єзометричні позначки і вільні напори у вузлах необхідно збільшити на величину ΔH_i .

П'єзометрична карта також складається у вигляді ізоліній п'єзометрів, як показано на рис. 1.5.2.3.

1.5.2.3 За результатами розрахунку та побудови п'єзометричних карт визначається напір насосів другого підйому за формулою:

$$H_n = \Pi_1 + h_g - Z_n, \quad (1.5.2.4)$$

де Π_1 – п'єзометрична позначка у вузлі підключення водоводів;

h_g – втрати напору у водоводах від вузла живлення до насосної станції;

Z_n – позначка осі насосів.

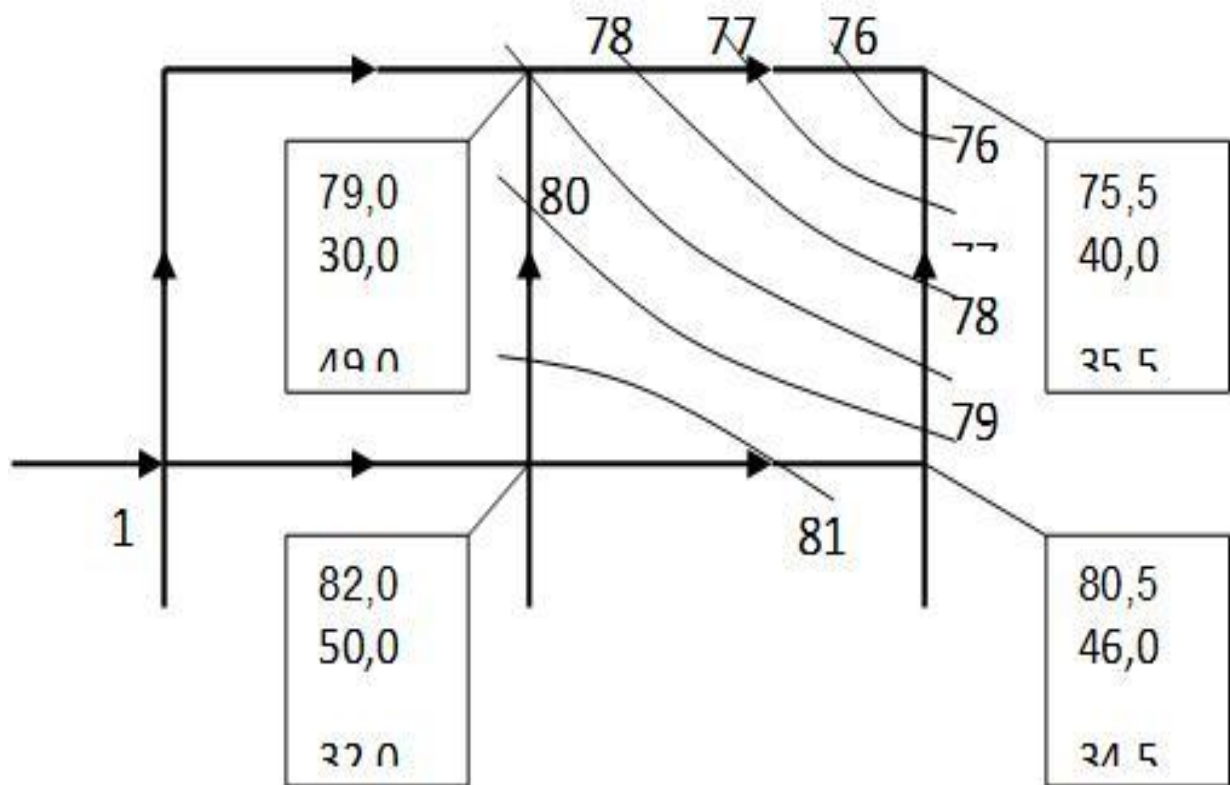


Рисунок 1.5.2.3 –Фрагмент п'єзометричної карти у вигляді ізоліній п'єзометрів

Висота водонапірної вежі визначається за формулою

$$H_{\text{в}} = P_{\text{підкл.}} + h_{\text{в}}' - Z_{\text{в}}, \quad (1.5.2.5)$$

де $P_{\text{підкл.}}$ – п'єзометрична позначка у вузлі, в якому водоводи приєднуються до вежі;

$h_{\text{в}}'$ – втрати напору у водоводах;

$Z_{\text{в}}$ – геодезична позначка водонапірної вежі.

Питання для самоконтролю

1. В якій послідовності розраховується п'єзометрична карта?
2. Що таке невідгінний вузол?
3. Як визначити розташування невідгінного вузла?
4. Як визначається необхідний напір насосів другого підйому для подачі води в мережу з контррезервуаром?
5. Як визначити висоту водонапірної вежі?

Розділ 1.6 Зонні системи водопостачання



Тема 1.6.1 Принципи техніко-економічного розрахунку кільцевих водопровідних мереж

Мета вивчення теми: усвідомлення задач техніко-економічного розрахунку кільцевих мереж, засвоєння особливостей розрахунку економічних діаметрів ділянок, засвоєння використання принципів електрогідродинамічної аналогії в розрахунках водопровідних мереж.

План

- 1.6.1.1 Сучасні методи розрахунків водопровідних мереж.
- 1.6.1.2 Розрахунок економічних діаметрів ділянок.
- 1.6.1.3 Використання принципів електрогідродинамічної аналогії в розрахунках водопровідних мереж.



Ключові терміни: кільцева водопровідна мережа; моделювання стану мереж; поетапна корекція; техніко-економічний розрахунок; економічні діаметри; електрогідродинамічна аналогія; регулюючі ємності.

1.6.1.1. Основою для гідравлічних розрахунків водопровідних мереж є моделювання стану їх роботи. На сьогодні розроблені методики побудови таких моделей. Але навіть при наявності повної інформації щодо параметрів водопровідної мережі побудувати її адекватну модель важко через її розмірність та складність отримання та обробки вихідних даних. Тому застосування математичних моделей, які враховують реальні умови водоспоживання, виконання гідравлічних розрахунків на їх основі є актуальним питанням протягом всіх етапів регулювання потокорозподілу в системах подачі та розподілу води.

Відомий метод поетапної корекції, який застосовується для параметричної ідентифікації мереж. Метод вимагає первинного гідравлічного розрахунку мережі за відомою схемою з вузловими витратами та опорами. Потім отримані п'єзометри порівнюються з фактичними, коригуються значення опорів ділянок мережі.

Незважаючи на нескладність, метод має слабку формалізацію та вимагає певного досвіду інженерів. Крім того, при розрахунках водопровідних мереж припущення щодо нульового тиску води при аварії на діючій мережі є помилковим. Під час аварії витрата води збільшується, що зафіксовано ультразвуковим витратоміром, але тиск води не знижується до нульового значення.

Для магістралей більшої довжини був розроблений метод ідентифікації розрахункової схеми «математичний витратомір». Ідея методу полягала в застосуванні даних багаторазових манометричних зйомок для різних режимів роботи мереж для отримання системи лінійних рівнянь щодо витрат на ділянках мережі. Точність результатів залежить від точності приладів, які застосовуються для вимірів тиску. Крім того, здійснювати багаторазову манометричну зйомку у всіх вузлах мережі складно, враховуючи необхідність технічного обладнання.

Для регулювання водних потоків необхідні сучасні системи діагностики мереж, вартість яких досить висока як для придбання у власність, так і для оренди, що робить їх доступними для регулярного застосування лише комунальними службами найбільших міст. За результатами такої комплексної діагностики складається анкета, в якій вказуються відомості про населений пункт, стан трубопроводу, стан навколишнього середовища, кількість аварій на мережі. Кінцевим результатом досліджень є висновок про вплив часового й інших факторів на старіння трубопроводу та надійність його роботи. У нашій країні подібна діагностика трубопроводів не має широкого застосування через високу вартість її проведення. Концепцією визначення першочергового об'єкта відновлення ділянок мережі, а також напрямку регулювання потоків є узагальнення та використання архівних матеріалів з експлуатації мереж, використання необхідного математичного апарату та автоматизованої системи оцінки. Необхідною умовою здійснення оперативного керування є наявність пакету розрахункових програм. У кожному окремому випадку диспетчеру необхідно ввести інформацію про нові вихідні дані, скласти задачу розрахунку, вибрати необхідну програму та прорахувати всі можливі варіанти, щоб вибрати найбільш оптимальний.

1.6.1.2 Задачею виконання техніко-економічного розрахунку водопровідної мережі є визначення мінімального значення функції

$$W = (1 / t) \times C_б + C_{ек}, \quad (1.6.1.2)$$

де t – термін окупності;

$C_б$ – будівельні витрати;

$C_{ек}$ – експлуатаційні витрати.

Як було показано раніше, економічний діаметр визначається за формулою

$$D_i = \sqrt[\alpha+m]{\frac{1}{\varepsilon} \frac{1}{Q} \frac{1}{Q_i^{\alpha+m}}}. \quad (1.6.1.3)$$

Але при розрахунках кільцевих водопровідних мереж значення величин Q_i є невідомими. Тому не можна визначити діаметр ділянки D_i за формулою (1.6.1.2). Кількість невідомих для кільцевої водопровідної мережі становить $2p$. Співвідношення між числом ділянок p , вузлів m та контурів n дорівнює

$$p = n + m - 1. \quad (1.6.1.4)$$

Відповідно до умови визначення оптимального діаметру:

$$\partial W / \partial D_i = 0 \text{ або } \partial W / \partial h = 0 \quad (1.6.1.5)$$

можна скласти p рівнянь. Таким чином, кількість рівнянь дорівнює кількості невідомих. Але при цьому визначити оптимальні економічні діаметри для найбільш оптимального поточкорозподілу у мережі не можна. Значення розподілу витрат води на ділянках кільцевої мережі, яке відповідає екстремальному значенню функції її вартості, є максимальним, а не мінімальним. Таким чином, поточкорозподіл, який відповідає цьому значенню, буде найменш оптимальним. Оптимальною є не кільцева, а тупикова мережа. У рівнянні (1.6.1.4) повністю не враховуються технічні характеристики мережі. Тому оптимізацію мереж виконують для заданого поточкорозподілу. При цьому задача зводиться до розв'язування рівнянь типу

$$\partial W / \partial D_i = 0 \quad (1.6.1.5)$$

за дотримання умов ув'язки

$$\sum h_i = 0 \quad (1.6.1.6)$$

для всіх контурів мережі.

Для окремого водоводу щорічні витрати визначаються за формулою

$$W = 0,01[(E+p)\sum(a+bD_i^\alpha)l_i + P(H_0 + \sum h_i)Q], \quad (1.6.1.7)$$

де E – коефіцієнт порівняльної ефективності, який визначається за формулою

$$E = 1/t, \quad (1.6.1.8)$$

де t – розрахунковий термін окупності;

a і b – коефіцієнти, які залежать від матеріалу труб і місцевих умов;

l_i і D_i – довжина ділянки та її діаметр відповідно;

H_0 – геометрична висота підйому;

$\sum h_i$ – сума втрат напору на ділянках, які з'єднують початковий і кінцевий вузли мережі за одним з можливих напрямків;

Q – витрата води;

P – параметр, який визначається за формулою

$$P = \frac{(E + \delta') \times f \times r + 8760 \times \sigma \times \gamma}{102 \times \eta}, \quad (1.6.1.9)$$

де f – вартість станції за 1кВт встановленої потужності;

r – коефіцієнт запасу використання насосного обладнання;

γ – коефіцієнт нерівномірності споживання електроенергії;

δ' – витрати на поточний ремонт насосної станції.

Якщо у формулі (1.6.1.7) записати значення втрат напору h_i через параметри D_i і Q_i та виконати диференціювання рівняння (1.6.1.7) за параметром D_i , то отримаємо систему рівнянь для визначення діаметрів.

Економічно найвигідніший діаметр ділянки кільцевої мережі визначається за формулою

$$D_i = \frac{1}{\alpha+m} (x_i Q)^{\frac{1}{\alpha+m}} Q_i^{\frac{\beta}{\alpha+m}}, \quad (1.6.1.10)$$

де x_i – фіктивна витрата, яка проходитьме ділянками мережі при транспортуванні умовної транзитної витрати, яка дорівнює одиниці.

Коефіцієнти x_i визначають розташування окремих ділянок та їх вплив на загальну роботу мережі. Якщо знайти коефіцієнти x_i та визначити найбільш вигідні діаметри мережі, то можна визначити мінімальну величину витрат води для всієї системи. З урахуванням необхідності використання стандартних діаметрів замість розрахункових витрат у формулі (1.6.1.10) приймаються значення x_i , які визначаються при першому розподілі потоків відповідно до умови (1.4.2.1).

1.6.1.3 Принципи електрогідродинамічної аналогії були успішно використані у дослідженні шляхів фільтрації води через гідротехнічні споруди [12, 17, 25]. Ці ж принципи з деякими змінами застосовуються для розрахунку водопровідних мереж.

Падіння потенціалу в мережі згідно закону Ома дорівнює

$$U = r \times J. \quad (1.6.1.11)$$

де U – напруга струму;

R – опір;

J – сила струму.

Падіння потенціалу є процес аналогічний втратам напору, сила струму – витраті води Q , а опір провідника – гідравлічному опору трубопроводу S . Втрати напору у ламінарному потоці визначаються за формулою

$$h = S \times Q. \quad (1.6.1.12)$$

Але режим руху води в трубах не ламінарний, а турбулентний та визначається за формулою

$$h = S \times Q^\beta. \quad (1.6.1.13)$$

де β – показник ступеня, який залежить від матеріалу труб.

Опір провідника визначається за формулою

$$r = S \times J^{\beta-1}. \quad (1.6.1.14)$$

Тоді

$$U = S \times J^{\beta-1} \times J = S \times J^\beta. \quad (1.6.1.15)$$

Таким чином, якщо замінити ділянки водопровідних мереж резисторами та визначати опір за формулою (1.6.1.15), у вузли надходження води подати струм відповідної сили, із вузлів відбору води відвести струм, то сила струму на кожній ділянці дорівнюватиме витратам води на відповідних ділянках водопровідної мережі. У таблиці 1.6.1.1 наведені аналогії між рухом води та рухом струму.

Таблиця 1.6.1.1. Аналогії між рухом води та рухом струму

Для електричної мережі	Для водопровідної мережі:
Напруга $U = r \times J^B$,	Втрати напору $h = S \times Q^B$,
Сума значень сили струму у вузлах $\sum J_{\text{вузл.}} = 0$,	Сума вузлових витрат води $\sum Q_{\text{вузл.}} = 0$,
Сума значень напруги на ділянках кільцевої електричної мережі $\sum U_k = 0$.	Сума втрат напору на ділянках кільцевої водопровідної мережі $\sum h_k = 0$.

Джерело постійного струму з квадратичним внутрішнім опором моделює характеристику Q-H відцентрових насосів. Заряд ємності та процес наповнення резервуару описуються рівняннями одного виду.

У сфері управління роботою водопровідних мереж застосовуються програмні продукти, які орієнтовані на геоінформаційні технології, придатні для формування вихідних даних шляхом імпорту файлів з існуючих геоінформаційних систем, надається увага удосконаленню систем подачі та розподілу води із врахуванням зміни їх параметрів в процесі експлуатації.

Імпорт необхідних даних з електронних моделей для виконання гідравлічних розрахунків здійснюється для невеликих мереж, при цьому складно забезпечити адекватність розрахункових схем та водопровідних мереж.

Програма EPANET, розроблена Льюїсом Росманом (Відділ водних ресурсів та водопостачання Національної дослідницької лабораторії управління ризиками Цинцинатті, США) [34] виконує гідравлічні розрахунки на основі «градієнтного алгоритму» з визначенням втрат напору за формулами Хазена-Вільямса, Дарсі-Вейсбаха, Шезі-Манінга, аналізує зміни якості води: концентрації хімічних речовин в мережі протягом тривалого часу, має підоснову для складання топографічних схем, задає зміни режимів водоспоживання. Програма має перелік статистичних помилок, це дозволяє оцінити відхилення від нормативних параметрів та визначити пріоритетність напрямку коригування.

Комплексна топографічно-інформаційна система для комунального господарства Watercad 6.0 проєктує системи водопостачання, моделює роботу водопровідних мереж для різних гідравлічних режимів, має можливість контролю якості води у будь-якому вузлі, виконує економічні розрахунки

системи. Функція візуального відтворення зон розподілу тиску дозволяє оцінити ситуацію при зміні умов водоспоживання та визначити розташування контрольних вузлів.

Шляхи модернізації водопровідних мереж зосереджуються на дослідженні стану внутрішньої поверхні трубопроводів та їх ресурсу, моделюванні аварійних ситуацій, знаходженні місць витоків при наявності повної інформаційної бази, застосуванні інформаційних систем для контролю гідравлічних характеристик мережі.

? Питання для самоконтролю

1. В чому полягає принцип застосування методу поетапної корекції?
2. В чому полягає принцип застосування методу ідентифікації розрахункової схеми «математичний витратомір»?
3. Чим відрізняється метод наближених розрахунків від контурного та вузлового методу?
4. Як визначити економічно вигідний діаметр ділянки водопровідної мережі?
5. Яким чином застосовується метод ЕГДА для розрахунків водопровідних мереж?

Тема 1.6.2 Особливості проєктування та розрахунку зонних систем водопостачання

Мета вивчення теми: усвідомлення сфер застосування зонних водопроводів, засвоєння техніко-економічного обґрунтування зонування водопроводів, засвоєння принципів зонування гравітаційних систем, розуміння особливостей розрахунку зонних водопроводів.

План

- 1.6.2.1 Сфери застосування зонних водопроводів.
- 1.6.2.2 Техніко-економічне обґрунтування зонування водопроводів.
- 1.6.2.3 Зонування гравітаційних систем водопостачання.
- 1.6.2.4 Особливості розрахунку зонних водопроводів.

 **Ключові терміни:** зонні водопроводи; техніко-економічне обґрунтування; гравітаційні системи водопостачання; техніко-економічний розрахунок; економічні діаметри; регулюючі ємності.

1.6.2.1. Зонна система водопостачання утворюється при роз'єднанні централізованої системи водопостачання на окремі райони, кожний з яких має джерело водопостачання. Зонування водопровідних мереж застосовують у двох випадках:

- якщо вільний напір в окремих вузлах мережі більше, ніж 45 м;

- якщо зонна система водопостачання за приведеними витратами дешевша, ніж централізована.

Зонування водопровідних мереж буває вертикальним та горизонтальним.

Вертикальне зонування застосовують, якщо місцевість має значний перепад геодезичних позначок. Якщо необхідно забезпечити вільний напір H_v у найвищому вузлі, то напір у найнижчому вузлі для незонованої системи визначається за формулою

$$H_{\max} = (Z_{\max} - Z_{\min}) + H_v + h, \quad (1.6.2.1)$$

де $Z_{\max}$; $Z_{\min}$ – максимальна та мінімальна геодезична позначка місцевості (рис.1.6.2.1);

h – максимальні втрати напору в мережі.

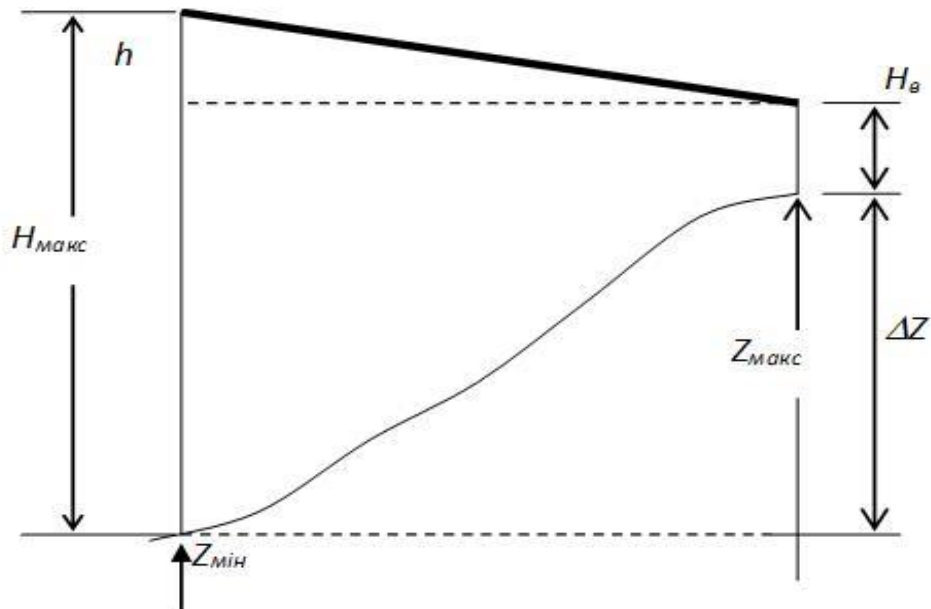


Рисунок 1.6.2.1 – Формування напорів в незонованій водопровідній мережі

Якщо значення напору $H_{\max}$ більше, ніж 45 м [50, п.6.3.3], то необхідно розділити мережу на зони з таким розрахунком, щоб в межах кожної зони напір був не більше 45 м. При значній протяжності водопровідної мережі застосовується її горизонтальне зонування. Але великі втрати напору можуть привести до випадку, коли $H_{\max} > 45\text{м}$ (рис.1.6.2.2).

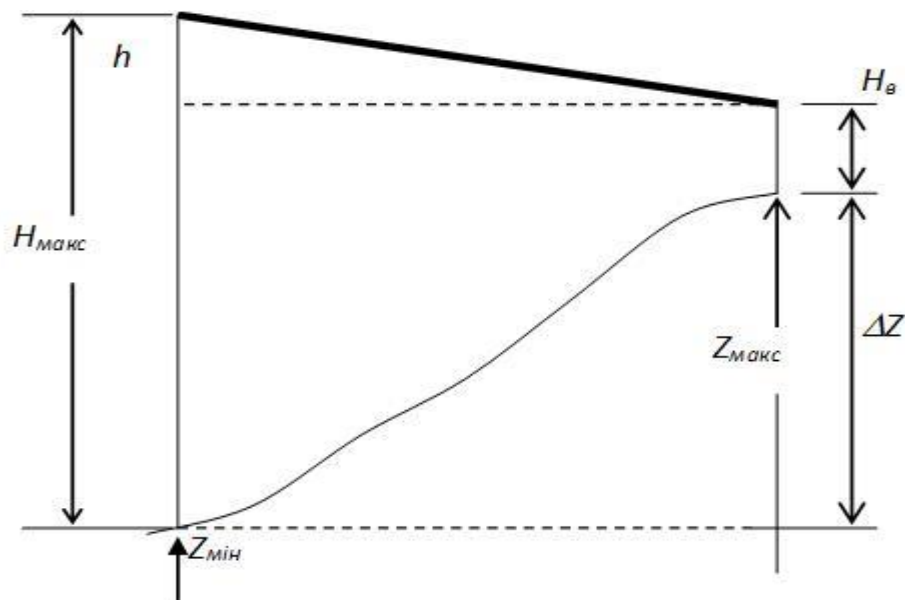
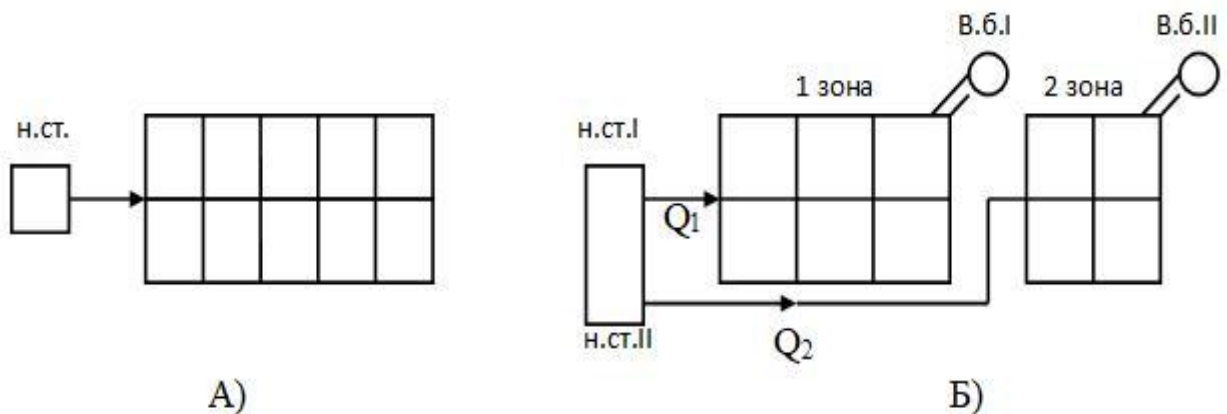


Рисунок 1.6.2.2 – Схема формування напорів для водопровідної мережі великої протяжності

Залежно від організації надходження води в зону, розрізняють наступні види зонування: паралельне зонування; послідовне зонування.

При паралельному зонуванні всі відокремлені зони є автономні (рис.1.6.2.3 – 1.6.2.4).



А) незонувана система

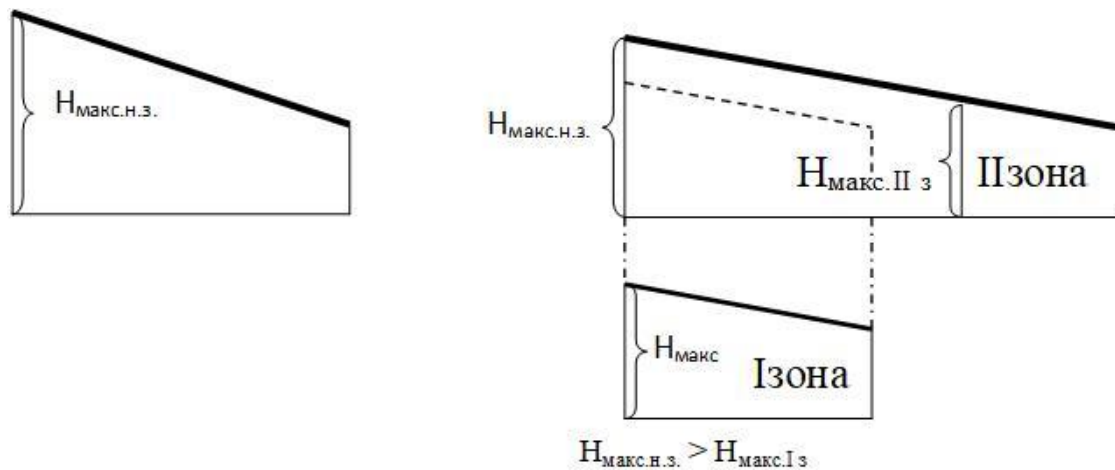
Б) паралельне зонування

н.ст. I, н.ст. II – насосна станція першого та другого підйому відповідно; Q_1 , Q_2 – подача води в I та II зонах; В.б. I, В.б. II – водонапірні вежі, розташовані у I та II зонах

Рисунок 1.6.2.3 – Схеми водопровідних мереж

Розташування п'єзометричних ліній при паралельному зонуванні наведено на рис. 1.6.2.4.

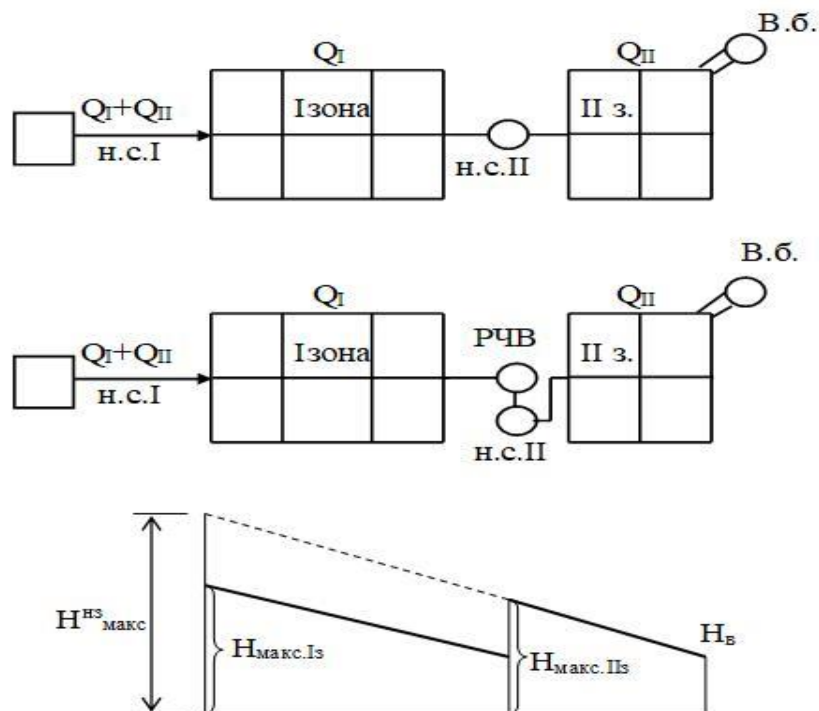
При паралельному зонуванні вода подається в мережу кожної зони окремими групами насосів, які можуть бути встановлені на одній насосній станції, але насоси мають окремі водоводи та різні напори.



$H_{\text{макс.н.з.}}$ – максимальний напір у незонуваній системі; $H_{\text{макс.Із}}$ – максимальний напір у першій зоні; $H_{\text{макс.ІІз}}$ – максимальний напір у другій зоні;

Рисунок 1.6.2.4 – П’єзометричні лінії при паралельному зонуванні

Подачі насосів можуть бути однаковими. За рахунок зонування напір в зонах знижується, але напір у водоводах може залишатися незмінним, як показано для ІІ зони на рис. 1.6.2.4. У кожній зоні за необхідності повинна бути окрема водонапірна вежа. При послідовному зонуванні через нижні зони проходять транзитом витрати води із зон, які розміщені вище. Послідовна схема зонування показана на рис. 1.6.2.5.



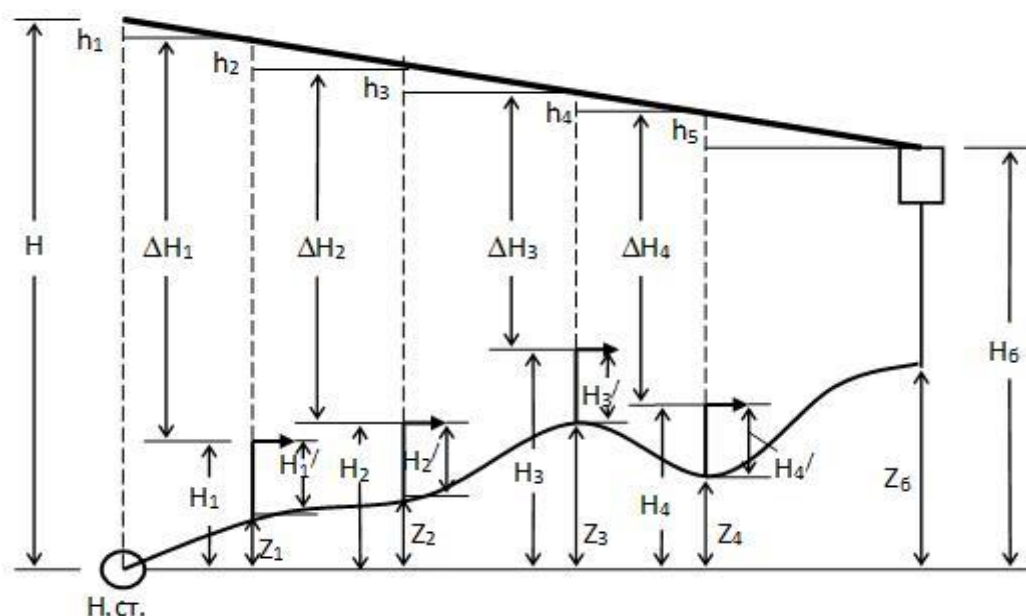
$H_{\text{макс.Із.}}$, $H_{\text{макс.ІІз.}}$ – максимальний напір у першій та другій зонах; Q_I , Q_{II} – витрата води у першій та другій зонах

Рисунок 1.6.2.5 – П’єзометричні лінії при послідовному зонуванні

Напори насосних станцій при необхідності можуть бути однаковими але можуть і відрізнятися. Насоси верхньої зони можуть забирати воду безпосередньо з мережі нижньої зони або з додаткового резервуару, який одночасно може бути джерелом живлення насосів другої зони і контррезервуаром для верхньої зони.

1.6.2.2 Під час зонування систем водопостачання загальна потужність насосних станцій знижується, зменшується витрата енергії, знижуються експлуатаційні витрати.

Головним недоліком централізованої системи водопостачання є той факт, що напір насосів визначається за необхідним напором у невіддаленому вузлі, який є найвіддаленіший від вузла живлення мережі. В інших вузлах мережі напори будуть більшими за необхідний. Розглянемо, як витрачається енергія у водоводі з кількома відборами Q_i та одним насосом (рис. 1.6.2.6).



$h_1 \div h_5$ – втрати напору у різних зонах водопровідної мережі; $\Delta H_1 \div \Delta H_5$ – перепади напорів у різних зонах водопровідної мережі; $Z_1 \div Z_4$ – геодезичні позначки місцевості; Z_6 – геодезична позначка водонапірної вежі; H_6 – висота водонапірної вежі

Рисунок 1.6.2.6 – Формування напорів у незонуваній системі

Загальна кількість енергії, яка витрачається за одиницю часу насосом, який подає витрату Q на загальну висоту підйому H , визначається за формулою

$$E = Q \rho g H. \quad (1.6.2.2)$$

Ця енергія витрачається:

- на підйом об'ємів води Q_i до необхідних висот H_i , які складаються з позначки землі Z_i та висоти розташування вузла відбору над рівнем землі H'_i :

$$E_G = \sum_1^n Q_i \times H_i \times \rho \times g, \quad (1.6.2.3)$$

де E_G – енергія, витрачена на підйом води;

n – кількість вузлів відбору;

- на подолання гідравлічних опорів у трубах при транспортуванні необхідних об'ємів води до місць її відбору:

$$E_T = \sum_1^n q_{i-k} \times h_{i-k} \times \rho \times g, \quad (1.6.2.4)$$

де E_T – енергія, витрачена на подолання опорів;

q_{i-k} і h_{i-k} – розрахункові витрати води та втрати напору на ділянках мережі;

- на забезпечення надлишкових напорів:

-

$$E_H = \sum_1^n Q_i \Delta H_i \rho g, \quad (1.6.2.5)$$

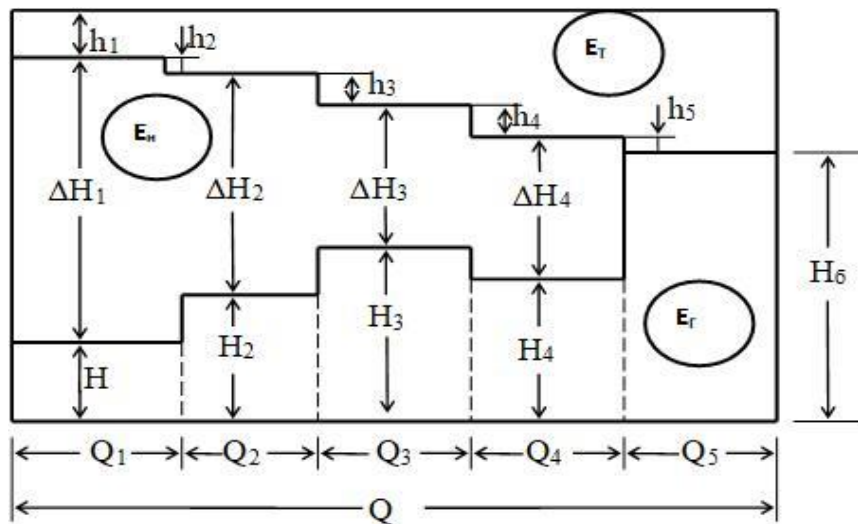
де E_T – енергія, витрачена на забезпечення надлишкових напорів.

Загальна кількість енергії, яка витрачається за одиницю часу насосом, визначається за формулою

$$E = E_G + E_T + E_H. \quad (1.6.2.6)$$

З цих трьох компонентів тільки перший E_G – це корисно витрачена енергія, яка є заданою величиною для розрахункової години і не змінюється.

Графік використання енергії наведено на рис. 1.6.2.7.



$h_1 \div h_5$ – втрати напору у різних зонах водопровідної мережі; $\Delta H_1 \div \Delta H_4$ – перепади напорів у різних зонах водопровідної мережі; $Q_1 \div Q_5$ – витрати води у різних зонах водопровідної мережі; $H_1 \div H_5$ – напори у різних зонах; H_6 – висота водонапірної вежі

Рисунок 1.6.2.7 – Схема використання енергії у незонованій системі

Другий компонент E_T – це енергія, яка необхідна для транспортування води. Величина цього компоненту визначається після техніко-економічного розрахунку мережі та вибору економічних діаметрів труб. Зі зменшенням параметру E_T зменшується значення h_i та порушується найвигідніше співвідношення між будівельними та експлуатаційними витратами.

Третій компонент E_H – недолік централізованих систем водопостачання. Для забезпечення потреб споживачів, які відбирають воду з мережі на різних позначках місцевості Z_i , напір насосів другого підйому повинен бути максимальним з урахуванням найвищих геодезичних позначок. Показник ефективності використання енергії у централізованих системах водопостачання визначається за формулою

$$\varphi = \frac{E_G + E_T}{E} = 1 - \frac{E_H}{E}. \quad (1.6.2.7)$$

Підвищити ефективність використання енергії можна за рахунок зменшення E_H . Це можна зробити шляхом зонування загальної системи водопостачання, як показано на графіку (рис.1.6.2.8). Одночасно зі зменшенням надлишкових напорів зменшуються витрати та нераціональні витрати води.

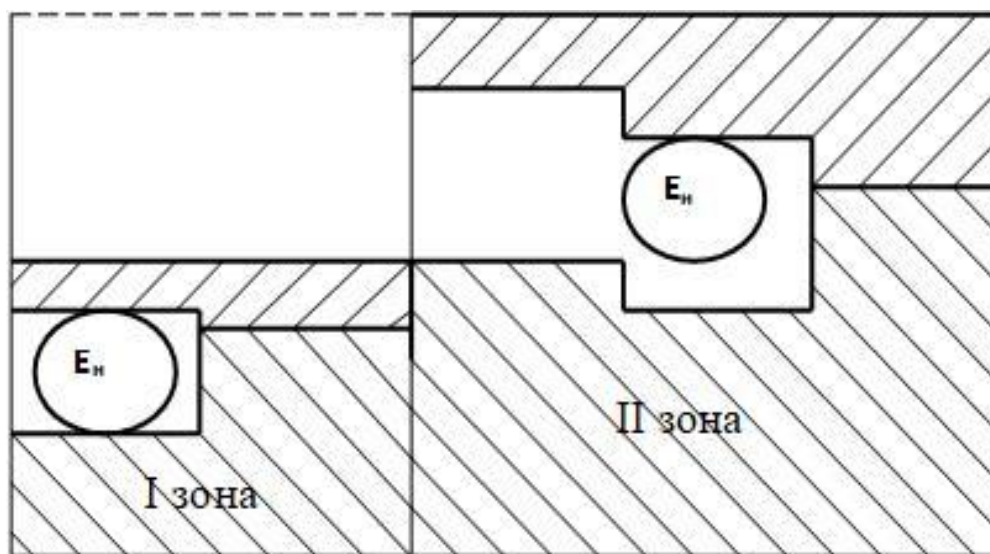


Рисунок 1.6.2.8 – Схема використання енергії у зонованій системі

1.6.2.3 Зонні системи влаштовуються також у гравітаційних системах водопостачання (рис. 1.6.2.9), якщо тиск у нижніх зонах перевищує допустимий. При цьому гасниками напору є резервуари.

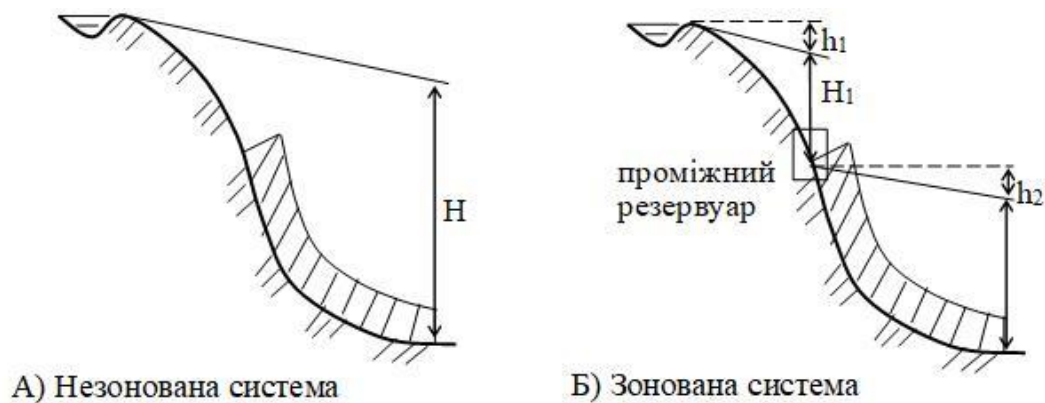


Рисунок 11.8 – Зонування гравітаційних водопроводів

Під час проєктування зонного водопроводу головним питанням є вибір числа зон та схеми зонування. Кількість зон визначається з урахуванням забезпечення розрахункових напорів у мережі. Розрахункова висота зони, тобто різниця позначок місцевості в межах зони

$$\Delta Z = Z_{\max} - Z_{\min} \quad (1.6.2.8)$$

не повинна перевищувати критичного значення $\Delta Z_{\text{кр}}$:

$$\Delta Z_{\text{кр}} = H_{\max} - H_{\text{в}} - h_{\max}, \quad (1.6.2.9)$$

де $H_{\max}$ – максимальний напір у водопровідній мережі ($H_{\max} \leq 45\text{м}$);

$H_{\text{в}}$ – необхідний вільний напір;

$h_{\max}$ – найбільші втрати напору в мережі.

За умови $\Delta Z_{\text{кр}} < \Delta Z$, необхідно здійснювати зонування водопровідної мережі. Якщо зонування приймається за економічними міркуваннями (для скорочення вартості енергії, яка витрачається на підйом води), то оптимальна кількість зон буде відповідати мінімальній величині наведених витрат на будівництво та експлуатацію системи водопостачання. Оптимальна кількість зон збільшується зі збільшенням вартості енергії, загальної продуктивності водопроводу та максимальної різниці геодезичних позначок в межах об'єкту. Для невеликих міст з незначними витратами води з урахуванням вартості енергії економічна висота зони складає 60÷100м і більше, для великих міст – 25÷40м.

Вибір типу зонування (послідовного чи паралельного) здійснюється з урахуванням конфігурації території та рельєфу місцевості.

1.6.2.4 Для гідравлічного розрахунку зонних систем застосовуються ті ж методи, що і для розрахунків незонуваних систем водопостачання, але необхідно враховувати зв'язок між верхніми та нижніми зонами. Прикладом такого зв'язку є транзит води у верхні зони (постійний або змінний з урахуванням співвідношення об'ємів водоспоживання в окремих зонах),

гасіння пожежі водою з підземних регулюючих резервуарів; поповнення пожежного запасу. Витрата для поповнення пожежного запасу повинна проходити транзитом через мережі нижніх зон.

У зонованих системах водопостачання об'єми резервуарів визначаються з урахуванням незалежного функціонування окремих зон. В таких системах резервуари, які розташовані у верхніх зонах, є регулюючими ємностями. Ці резервуари застосовують для регулювання витрат у мережі, напір забезпечується насосами. У зонних системах збільшується число розрахункових режимів для гідравлічних розрахунків. Але принципово ці розрахунки не відрізняються від однозонних систем. При розрахунках регулюючих ємностей режим надходження води визначається за водорозбором, а відбір – за режимом подачі насосів, які забирають воду з цього резервуару.

Питання для самоконтролю

1. За яких умов виконується зонування систем водопостачання?
2. Які види зонування застосовують для водопровідних мереж?
3. Як використовується енергія води у зонованих системах?
4. Як визначити оптимальну кількість зон?
5. Які принципи застосовуються для розрахунку зонованих систем?

Розділ 1.7 Особливості будівництва водопровідних мереж



Тема 1.7.1 Споруди для транспортування води від джерела до об'єкту водопостачання

Мета вивчення теми: ознайомлення із класифікацією споруд для транспортування води, усвідомлення особливостей улаштування каналів для водопостачання; засвоєння принципів розрахунку необхідної кількості перемикачів, розуміння принципів транспортування води у районних системах водопостачання.

План

- 1.7.1.1 Класифікація споруд для транспортування води та сфери їх застосування.
- 1.7.1.2 Особливості улаштування каналів.
- 1.7.1.3 Гравітаційні водоводи.
- 1.7.1.4 Напірні водоводи та їх конструкція.
- 1.7.1.5 Розрахунок необхідної кількості перемикачів.
- 1.7.1.6 Транспортування води у районних системах водопостачання



Ключові терміни: канали; гравітаційні водоводи; напірні водоводи; кількість перемикачів; районні системи водопостачання.

1.7.1.1 Для транспортування води від джерела водопостачання до мережі споживачів застосовуються канали, гравітаційні водоводи, напірні водоводи.

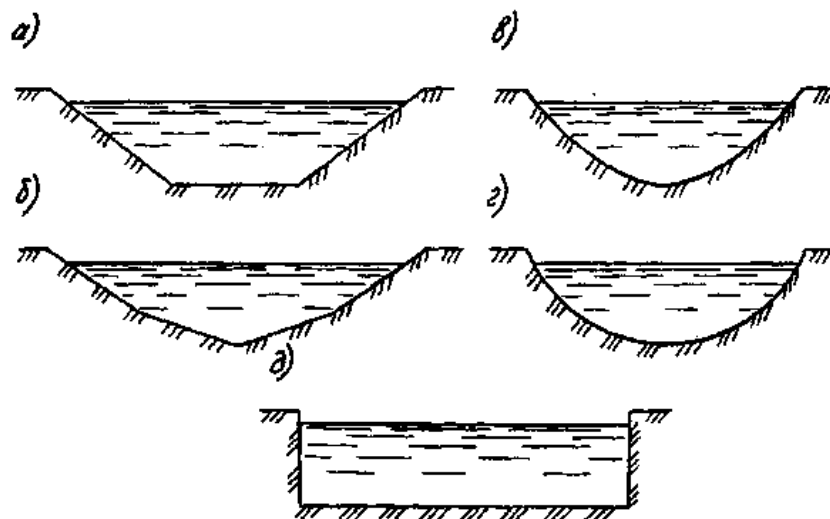
Канали влаштовуються для магістрального транспортування води, якщо необхідно подавати великі витрати води у самопливному режимі.

Гравітаційні водоводи влаштовуються за умови розташування джерела водопостачання вище розташування споживачів.

Напірні водоводи застосовуються у більшості випадків для транспортування малих та середніх витрат, якщо подача води у самопливному режимі неможлива.

Канали – це відкриті штучні русла, призначені для транспортування води для господарсько-питних потреб.

Поперечний переріз каналу поділяється на підводну та надводну частину. Форми перерізів каналів наведені на рис. 1.7.1.1 [12].

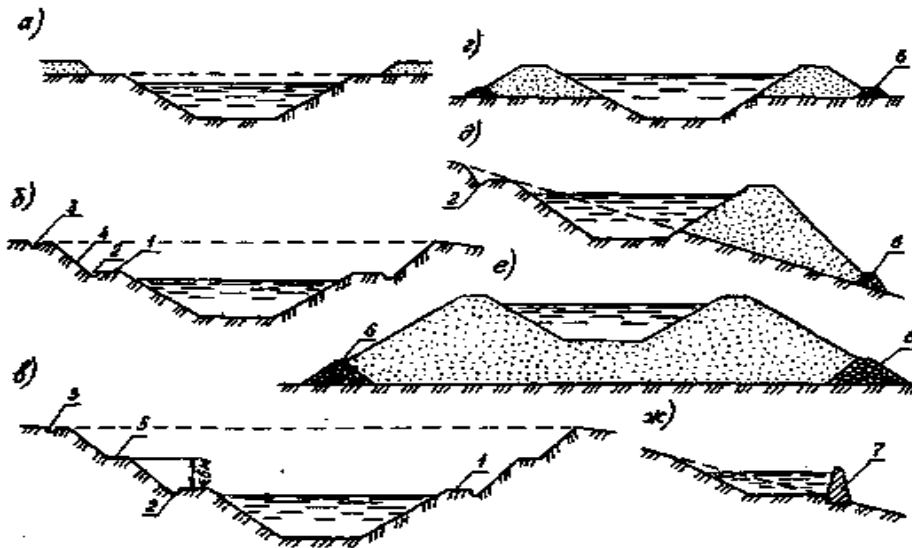


Форми перерізів: а) трапецієподібна; б) полігональна; в) параболічна; г) напівкругла; д) прямокутна

Рисунок 1.7.1.1 – Форми поперечних перерізів каналів

Канали проєктуються у виїмках, при цьому через кожні 6 м висоти каналу влаштовують непроїзні берми шириною не менше 1 м (рис. 1.7.1.2, а–в). Трапецієвидний переріз каналу влаштовується за умови його розміщення на косогорі (рис. 1.7.1.2, д), якщо круті схили, то одна сторона каналу виконується у вигляді підпірної стінки (рис. 1.7.1.2, ж). Проєктування каналів у насипку (рис. 1.7.1.2, е) є невигідним рішенням, тому що виконується великий об'єм земляних робіт.

Для захисту каналів від розмиву течією влаштовують різні облицювання та покриття: кам'яні, бетонні, залізобетонні, асфальтобетонні, глинобетонні, з полімерних матеріалів. Трасування каналів виконується з урахуванням топографічних, інженерно-геологічних умов та призначення каналу. Траси осушувальних каналів вибираються на низьких позначках місцевості, а зрошувальні канали проєктуються на високих позначках.



а, б, в – у виїмках; г, д – у напіввиїмці-напівнаси́пу; е – у на́си́пу; ж – на косо́горі; 1 – бе́рма; 2 – кюве́т; 3 – кана́ва; 4 – су́хий укі́с; 5 – промі́жна бе́рма; 6 – дрена́ж; 7 – підпи́рна сті́нка.

Рисунок 1.7.1.2 – Проєктування каналів

Канали проєктуються з урахуванням рівномірного та нерівномірного руху води.

Трапецієподібні канали проєктуються за умови:

$$b / h = 2 (\sqrt{1+m^2} - m) , \quad (1.7.1.1)$$

де b – ширина каналу низом;

h – глибина води;

$m = \operatorname{ctg} \alpha$ – коефіцієнт закладання укосу.

Середня швидкість води у каналі V_m повинна відповідати умові:

$$V_s \leq V_m \leq V_{adm} , \quad (1.7.1.2)$$

де V_s – незамулююча швидкість;

V_{adm} – нерозмивна швидкість [17].

Середня незамулююча швидкість визначається за формулою [23]:

$$V_s = e \sqrt{R} , \quad (1.7.1.3)$$

де e – коефіцієнт, який визначається за формулою І.І. Леві [33]:

$$e = 0,1 \frac{\omega}{\sqrt{d_{\text{н}}}} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho}{0,01}} \cdot \frac{0,0225}{n} , \quad (1.7.1.4)$$

де ω – гідравлічна крупність завислих наносів діаметром d_{cp} , мм;

ρ – відсоток (за масою) завислих наносів;

n – коефіцієнт шорсткості русла;

R – гідравлічний радіус, м.

Нерозмивна швидкість для каналів, які будують у незв'язаних ґрунтах, визначається за формулою Б.І. Студеничникова [17]:

$$V_{adm} = 3,6 (h d_{cp})^{0.25}, \quad (1.7.1.5)$$

де h – глибина потоку, м;

d_{cp} – середній діаметр частинок ґрунту, м.

Питома витрата води на фільтрацію визначаються для каналів без екрану за формулою Костякова [12, 17]:

$$q = K (b + 2.5 h \sqrt{1+m^2}), \quad (1.7.1.6)$$

де K – коефіцієнт фільтрації ґрунту.

За господарським призначенням канали поділяють на наступні види [12]:

- енергетичні (для транспортування води з водосховищ до дериваційних гідроелектростанцій);

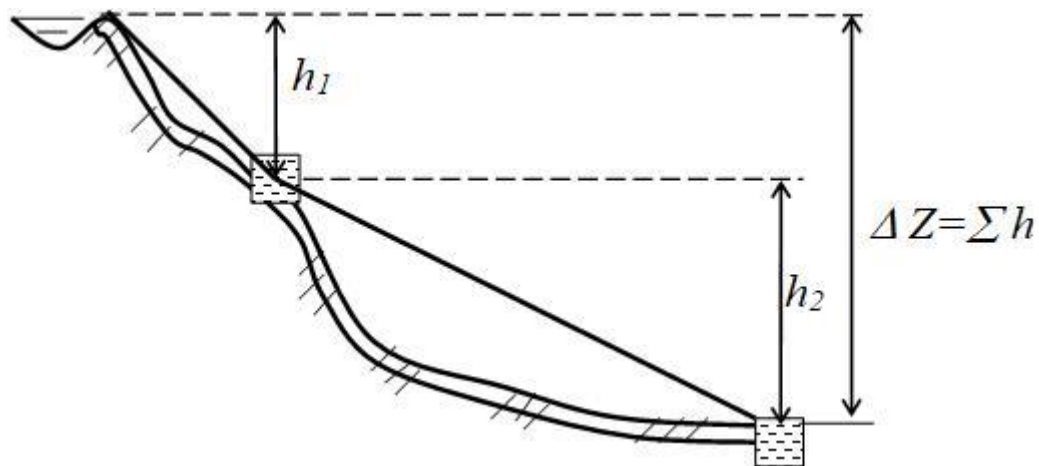
- водопровідні (для водопостачання населених пунктів);
- зрошувальні (канали, які подають воду у зрошувальні системи);
- осушувальні (для осушення заболочених територій);
- судноплавні (входять до складу водотранспортних магістралей);
- рибохідні (для подачі води в нерестилища);
- лісосплавні (для сплаву деревини).

За способом подачі води канали поділяються на самопливні та машинні, вода в які подається за допомогою насосних станцій.

За капітальністю канали поділяються на 4 класи капітальності.

За геологічними умовами канали поділяють на такі, які проходять в нескельних та скельних ґрунтах.

1.7.1.2 Якщо місцевість має дуже перетятий рельєф, то будівництво безнапірних каналів ускладнюється. В цьому випадку проектується напірні гравітаційні водоводи. Для будівництва гравітаційних водоводів застосовуються напірні залізобетонні труби. При великих перепадах позначок місцевості для зменшення тиску в трубах на трасі влаштовуються розвантажувальні резервуари (рис.1.7.1.4). Крім того, ці резервуари створюють запас води на випадок аварії.



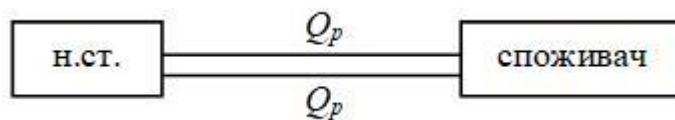
h_1, h_2 – втрати напору у різних зонах водопровідної мережі; Σh – сумарні втрати напору

Рисунок 1.7.1.4 – Зниження напору за допомогою розвантажувальних резервуарів

1.7.1.3 Найбільш універсальним методом магістрального транспортування води є застосування напірних водоводів. Надійність водоводів досягається застосуванням наступних конструктивних рішень:

- використання міцних та надійних матеріалів (сталі, чавуну, залізобетону);
- дублювання водоводів;
- прокладання водоводу в одну лінію та влаштування запасних резервуарів, насосних станцій;
- прокладання водоводів у кілька ліній, які з'єднуються перемичками.

1.7.1.4 Використання надійних труб не дає гарантії, що вони не вийдуть з ладу. Для попередження аварійних ситуацій при транспортуванні води застосовують дублювання водоводів (рис. 1.7.1.5). При дублюванні кожен водовід розраховується на повну витрату.



н.ст – насосна станція; Q_p – розрахункова витрата води;

Рисунок 1.7.1.5 – Схема дубльованих водоводів

Якщо один водовід виходить з ладу, то другий пропускає повну витрату, тому якість водопостачання не знижується. Наприклад, подібні системи водопостачання проєктується для використання у доменному виробництві.

При значній протяжності водоводів замість дублювання може бути використана схема з одним водоводом, резервуаром та насосною станцією, як показано на рис. 1.7.1.6.

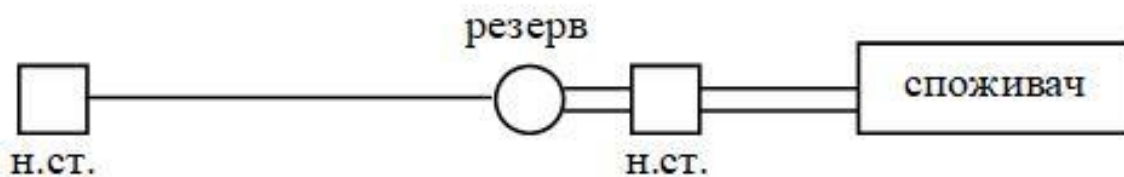
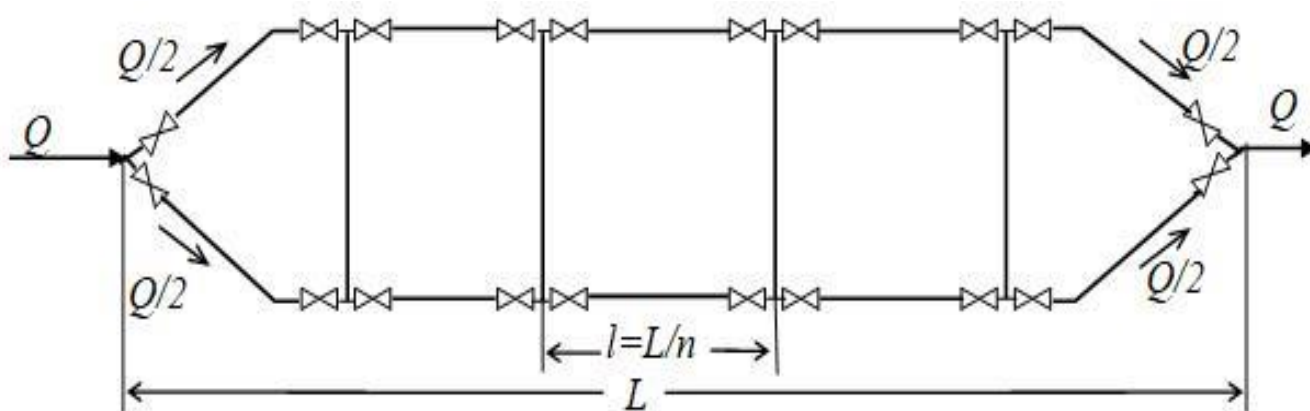


Рисунок 1.7.1.6 – Схема подачі води із запасними резервуарами на водоводах

Надійність такої системи визначається тим, що під час ліквідації аварії на водоводі споживачу подається вода з резервуару за допомогою насосної станції. При наявності води в резервуарі якість водозабезпечення споживачів залишиться незмінною. Недоліком застосування розглянутої схеми є необхідність влаштування додаткової насосної станції, що ускладнює експлуатацію системи.

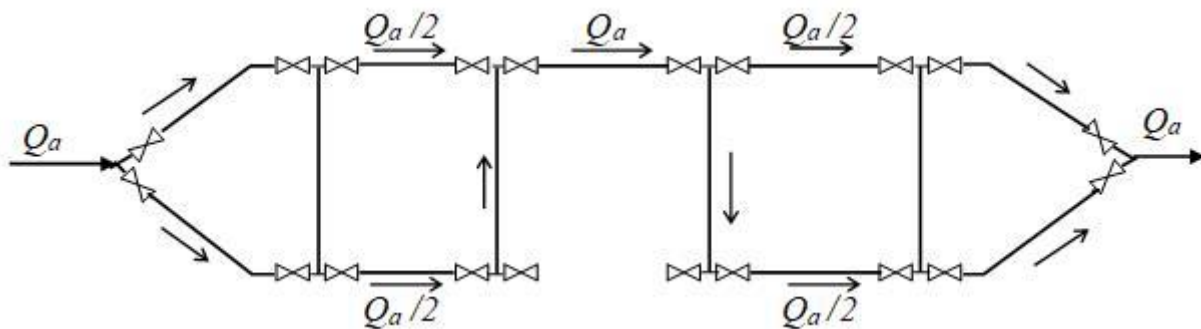
1.7.1.5 Можна забезпечити надійність подачі водоводами іншим чином. Так при улаштуванні двох водоводів, кожний з яких розрахований на половину загальної витрати, при виникненні аварійної ситуації на одному з них, другий буде подавати деяку кількість води. Зменшити вплив пошкодженої ділянки водоводу можна, якщо на ньому передбачити перемикання, як показано на рис. 1.7.1.7.



L – довжина ділянки, яка дублюється

Рисунок 1.7.1.7 – Схема подачі води водоводами з перемиканнями при нормальній роботі

На рис. 1.7.1.8 показана розрахункова схема водоводів під час аварійної ситуації.



Q_a – витрата води, яка подається під час аварійної ситуації

Рисунок 1.7.1.8 – Схема подачі води при аварії

Нехай водовід складається з двох паралельних ліній довжиною L кожна, які з'єднані перемичками через відстані l :

$$l = L / n, \quad (1.7.1.8)$$

де n – кількість ділянок водоводу.

Позначимо опір однієї ділянки через s . Тоді опір одного водоводу буде

$$S = s \times n. \quad (1.7.1.9)$$

Втрати напору на кожній лінії при нормальній роботі однакові та дорівнюють

$$h = (s \times n) \times (Q/2)^2 = (s \times n/4) \times Q^2 = S \times Q^2. \quad (1.7.1.10)$$

При аварії на одній з ділянок по кожній з $(n-1)$ ділянок буде проходити витрата $Q_a/2$, а по одній ділянці – витрата Q_a .

Нехтуючи відносно невеликою величиною втрат напору у перемичках, визначимо величину повної втрати напору в системі водопостачання при аварії:

$$h_a = s \times (n-1) Q_a^2 / 4 + s \times Q_a^2 = (s \times (n+3) / 4) Q_a^2 = S_a \times Q_a^2 \quad (1.7.1.11)$$

Формула (1.7.1.11) показує, що при аварії збільшується опір ділянки, але це збільшення буде тим меншим, чим більша кількість перемичок n . Опір ділянки під час аварії S_a визначається з урахуванням опору при нормальній роботі водоводів S :

$$S_a = \alpha \times S \quad (1.7.1.12)$$

або

$$s \times (n+3) / 4 = (s \times n / 4) \alpha, \quad (1.7.1.13)$$

звідки

$$\alpha = (n+3) / n. \quad (1.7.1.14)$$

Якщо число водоводів буде більше двох, то

$$\alpha = 1 + \frac{2m-1}{n(m-1)^2}, \quad (1.7.1.15)$$

де m – число водоводів;

n – число ділянок водоводу.

Для заданої величини допустимого зниження подачі води водоводами можна визначити потрібне число перемикачів.

Для господарсько-питних систем водопостачання відповідно до будівельних норм [50] необхідно, щоб при аварії на водоводах кожен з них подавав не менше 70% від розрахункової витрати на господарсько-питні потреби.

У межах санітарно-захисної смуги водоводів повинні бути відсутні джерела забруднення ґрунту та ґрунтових вод (вбиральні, помийні ями, приймальники сміття тощо). На ділянках водоводів, де санітарно-захисна смуга межує з вказаними забруднювачами, слід застосовувати пластмасові або сталеві труби [50. п. 15.3.4].

Аналогічний розрахунок виконується для гравітаційних систем водопостачання. Втрати напору при нормальній роботі водоводів визначаються за формулою

$$H = S \times Q^2. \quad (1.7.1.16)$$

Втрати напору при аварії

$$H = S_a \times Q_a^2. \quad (1.7.1.17)$$

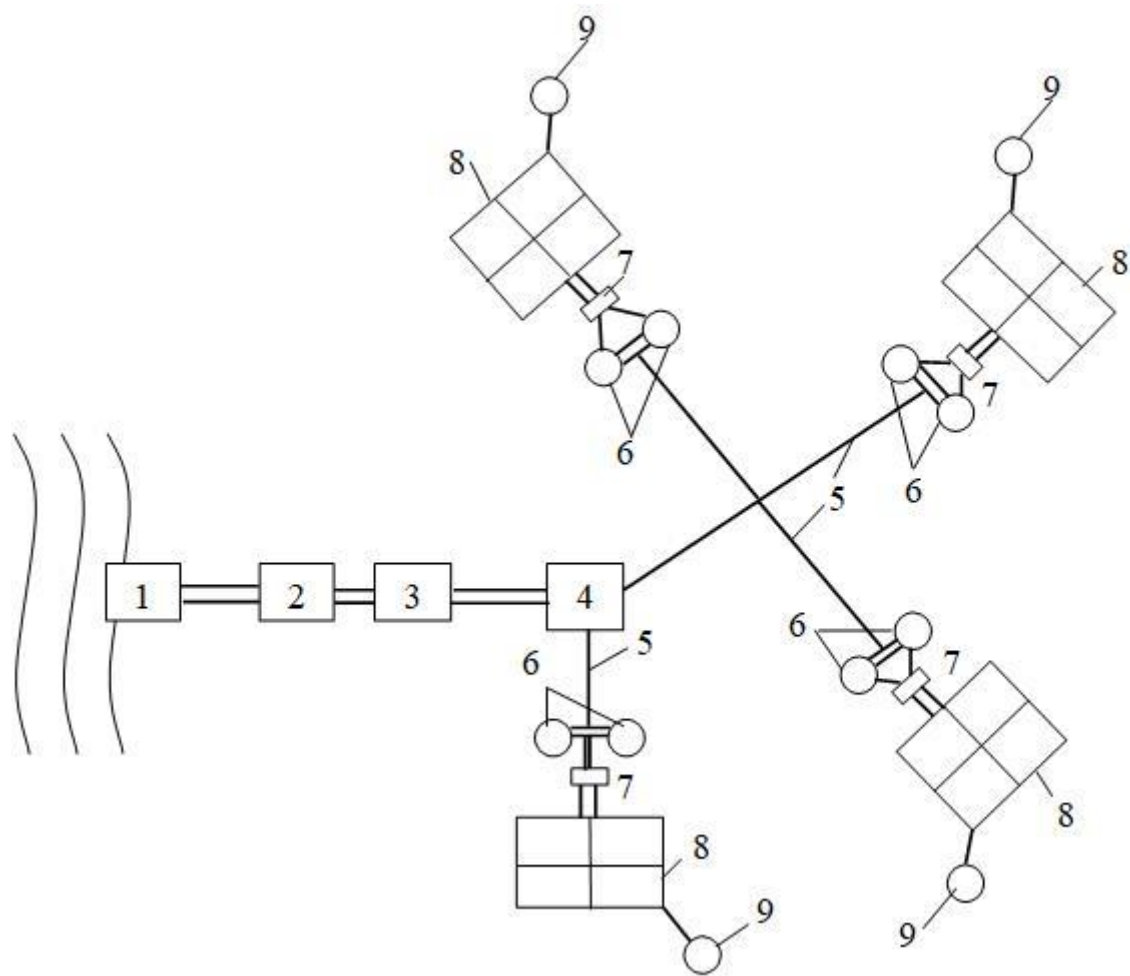
Тоді

$$S \times Q^2 = S_a \times Q_a^2, \quad (1.7.1.18)$$

звідки

$$Q_a = \sqrt{S/S_a} Q. \quad (1.7.1.19)$$

1.7.1.6 В районних системах водопостачання транспортування води набуває особливого значення. Це пояснюється значною віддаленістю джерел водопостачання від споживачів. За таких умов головні споруди (водозабір, очисні споруди) постачають воду багатьом населеним пунктам, які дуже віддалені один від одного. Схема системи районного водопостачання показана на рис. 1.7.1.9.



1 – водозабір з насосною станцією I підйому; 2 – очисні споруди; 3 – резервуари чистої води; 4 – насосна станція II підйому; 5 – магістральні водоводи; 6 – запасні резервуари; 7 – насосні станції III підйому; 8 – водопровідні мережі; 9 – водонапірні вежі

Рисунок 1.7.1.9 – Схема магістрального транспорту води в районних системах водопостачання

В районних системах для магістрального транспортування води застосовуються водоводи в одну лінію з насосними станціями та запасними резервуарами.

? Питання для самоконтролю

1. Які особливості проектування каналів для транспортування води?
2. За яких умов проектують гравітаційні водоводи?
3. Яким чином попереджаються аварійні ситуації під час транспортування води?
4. Як визначити кількість перемикань на водоводах?
5. Які особливості транспортування води в районних системах водопостачання?

Тема 1.7.2 Особливості устрою водопровідних мереж

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань з основ трасування міських водопровідних мереж, набуття навичок з визначення необхідної глибини прокладання трубопроводів; засвоєння головних принципів вибору глибини прокладання водопровідних мереж, засвоєння особливостей випробування, промивки та дезінфекції водопровідних труб.

План

1.7.2.1 Види водопровідних мереж.

1.7.2.2 Трасування водопровідної мережі.

1.7.2.3. Визначення глибини прокладання водопроводів та особливості будівництва.

1.7.2.4 Випробування, промивка та дезінфекція водопровідних труб.

 **Ключові терміни:** глибина промерзання ґрунту; трасування мережі; випробування трубопроводів; дезінфекція водопровідних труб.

1.7.2.1 Відповідно до накреслення у плані водопровідні мережі поділяють на такі види [31, 32]:

- тупикові або розгалужені (рис.1.7.2.1, А);
- кільцеві (рис.1.7.2.1, Б);
- змішані або комбіновані.

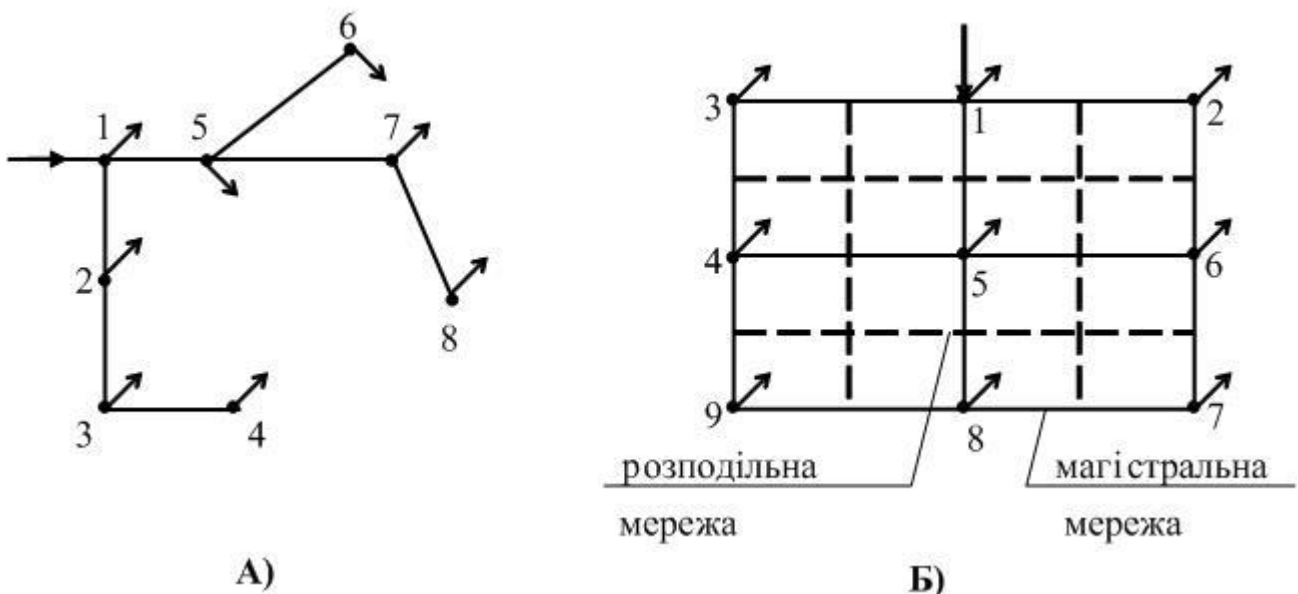


Рисунок 1.7.2.1 – Основні схеми водопровідних мереж

Тупикова мережа має меншу вартість, ніж кільцева, але вона менш надійна. Кільцева мережа більш надійна, тому що у мережі вода рухається за різними напрямками.

Тупикові водопровідні мережі проєктують в наступних випадках [2, 23]:

- якщо допускається перерва у подачі води на виробничі потреби;
- при подачі води на господарсько-питні потреби, якщо діаметр трубопроводу не перевищує 100 мм;
- при подачі води на протипожежні або на господарсько-питні потреби, якщо довжина ліній не перевищує 200 м.

1.7.2.2. Водопровідні мережі поділяють на магістральні і розподільчі [2, 24]. Магістральні мережі забезпечують розподіл основних потоків по території міста, а розподільчі мережі подають воду до кожного споживача.

Водопровідні мережі проєктують відповідно до плану забудови населеного пункту. При цьому беруть до уваги конфігурацію населеного пункту, взаємне розташування джерела водопостачання та споживачів, розташування вулиць, кварталів та зосереджених водоспоживачів, рельєф місцевості. Мережі прокладають проїздами або узбіччям доріг паралельно до лінії забудови. У поздовжньому профілі трубопроводи повторюють рельєф місцевості на певній постійній глибині. При цьому трубам надається певний ухил не менше 0,001 в напрямку до випуску, що забезпечує вивільнення мережі та випуск з неї повітря [31]. Крім водопровідних мереж, по території міст прокладають водоводи, які забезпечують магістральне транспортування води. Трасування водопровідних мереж залежить від наступних факторів [2, 43]:

- конфігурації території;
- планування об'єкту (розташування вулиць, проїздів, парків);
- рельєфу місцевості;
- місць розташування джерел водопостачання;
- наявності та розташування природних та штучних перешкод.

Головний напрямок магістральної мережі повинен відповідати конфігурації міста. По головному напрямку прокладається кілька паралельних магістральних ліній, які забезпечують необхідну надійність системи водопостачання.

Магістральні трубопроводи прокладаються на відстані 300÷800 м та з'єднуються перемичками з такою ж відстанню між ними. Мережу магістральних ліній варто прокладати рівномірно по всій території міста, щоб вона охоплювала найбільш великих споживачів – промислові підприємства. У вузли відбору води, які розташовані біля підприємств, треба забезпечити подачу води не менше, ніж по двом напрямкам.

Для невеликих населених пунктів розподіл ділянок мереж на магістральні та розподільчі не виконується. На території промислового підприємства проєктується кілька водопровідних мереж: господарсько-питна, виробнича, протипожежна.

1.7.2.3 Основа під труби повинна бути міцною та забезпечувати захист трубопроводу під час його експлуатації. Ґрунти, за виключенням скельних, пливунних, болотистих можуть служити надійною основою під труби [36]. Для визначення глибини прокладання труб необхідно знати розрахункову глибину промерзання ґрунту h_n , яка визначається на підставі багаторічних спостережень за фактичною глибиною промерзання в найбільш холодний період року. При визначенні глибини прокладання труб приймається до уваги досвід експлуатації інженерних мереж, а також можливі зміни глибини промерзання ґрунту. При відсутності таких даних глибина промерзання визначається теплотехнічними розрахунками.

Сезонне промерзання ґрунту визначається за рекомендаціями [6]. Глибина промерзання ґрунту визначається за формулою:

$$d_{fn} = d_o \cdot m_t, \quad (1.7.2.1)$$

де d_o – коефіцієнт, який залежить від типу ґрунту, для глин і суглинків $d_o = 0,23$, супісків та дрібних пісків – $0,28$, для гравистих пісків при їх крупності вище середнього показника – $0,30$, для великоуламкових ґрунтів – $0,34$; m_t – коефіцієнт, який визначається з урахуванням найбільших середньомісячних значень мінусових температур у зимовий період для даного району [650].

Таким чином, при визначенні глибини промерзання враховуються властивості ґрунтів. Якщо глибина переохолодження ґрунту перевищує рівень ґрунтових вод, цей факт треба враховувати при будівництві мереж. При замерзанні вода збільшується в об'ємі і чинить тиск на ґрунт. Під впливом льоду ґрунт буде рухатися та руйнувати трубопроводи. Якщо теплотехнічні розрахунки не виконуються, глибина прокладання труби (до низу) $h_{\text{прок}}$, приймається на $0,5$ м більше розрахункової глибини проникнення нульової температури у ґрунт:

$$h_{\text{прок}} = h_n + 0,5 \text{ м.} \quad (1.7.2.2)$$

Якщо по трубі транспортується вода з температурою вище 3°C , то глибину прокладання можна зменшити.

Мінімальна глибина прокладання трубопроводів для захисту води від нагрівання приймається не менше $0,5$ м до верху труби відповідно до вимог [50, п.15.3.4]. Якщо трубопроводи укладаються в зоні промерзання ґрунту, треба передбачати заходи для запобігання замерзання арматури та зменшення пропускної здатності трубопроводів. Матеріал трубопроводів та елементів стикових з'єднань повинен задовольняти вимогам морозостійкості [29].

Під час прокладання в траншеях водопровідних ліній, які транспортують воду питної якості, на одному рівні з паралельно розташованими каналізаційними лініями відстань між стінками труб повинна бути не менше $1,5$ м при $d \leq 200$ мм і 3 м – при $d > 200$ мм. На цих ділянках повинні використовуватись металеві водопровідні труби. При тих же умовах, але при розташуванні водопровідних ліній нижче каналізаційних, ця відстань повинна бути збільшена на різницю в глибинах прокладання трубопроводів. Під час

прокладання паралельних водопровідних ліній відстань між ними повинна бути не менше 0,7 м. Відстань між водопровідними лініями при перетині їх між собою, а також з іншими трубопроводами повинна бути не менше 0,15 м.

Водопровідні труби, якими транспортується вода питної якості, необхідно прокладати вище каналізаційних трубопроводів, які транспортують отруйні та пахучі рідини, відстань між стінками труб по вертикалі повинна бути не менше 0,4 м. Якщо водопроводи прокладають нижче каналізаційних труб, їх влаштовують у футлярах, при цьому відстань від краю футляра до лінії перетину повинна бути не менше 5 м у кожному бік в глиняних ґрунтах та не менше 10 м – у фільтруючих ґрунтах, каналізаційні лінії слід складати з чавунних труб. Глибина прокладання труб залежить від глибини промерзання ґрунту, від температури води та режиму її транспортування. Глибина промерзання ґрунту різна не тільки для окремих районів, але вона змінюється в одному і тому ж районі з урахуванням властивостей ґрунтів, наявності ґрунтових вод, рослинного покриву, наявності і товщини снігового покриву, умов нагрівання поверхні землі сонцем, ухилу місцевості.

1.7.2.4 Прочистка водопровідних труб може здійснюватись гідромеханічним, гідропневматичним (водоповітряним) способами та промиванням водою [44]. Для механічного способу прочистки застосовуються очищувачі та розпушувачі. При незначних м'яких відкладах використовуються щіткові очищувачі, які представляють собою циліндри, їх поверхня покрита щіткою, яка виготовлена з пружного сталевго дроту.

При видаленні відкладень хімічним способом [24] трубопровід заповнюється кислотою. Кислота залишається у трубопроводі протягом доби, після чого здійснюється промивання. Цей спосіб застосовується для видалення щільних відкладень кальцієвих і магнеєвих солей, а також солей заліза.

Гідропневматичний спосіб прочистки полягає в тому, що через труби пропускається суміш води і повітря у пропорції 1:6 (на 1 м³ води подається 6 м³ повітря). При перемішуванні води та повітря різко змінюється структура потоку, в результаті чого утворюються завихрення. Стиснене повітря розширюється і за рахунок своєї енергії збільшує швидкість повітряно-водяної емульсії, яка розмиває ущільнені відкладення.

Прочищені ділянки водопровідних труб промиваються і дезінфікуються. Промивання здійснюється тривалий час і закінчується тоді, коли вихідна вода не містить зважених речовин. Промивання та дезінфекція повторюються до отримання двох задовільних бактеріологічних і фізико-хімічних аналізів води.

Крім прочисток на водопровідних мережах виконуються аварійні, поточні та капітальні ремонти.

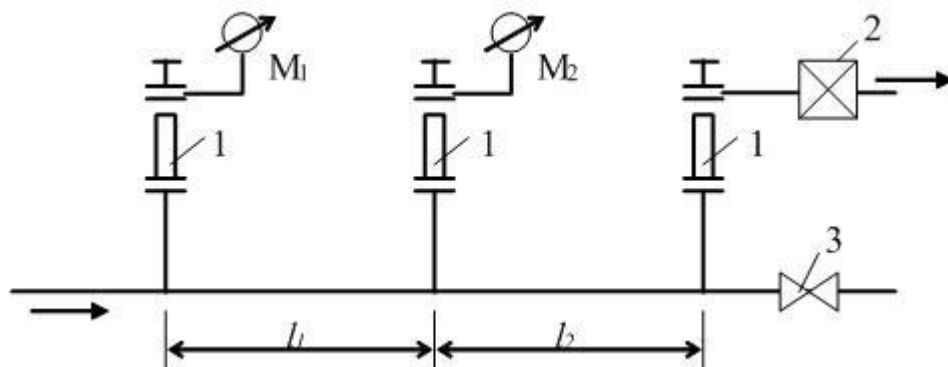
Для визначення технічного стану мереж (пропускної здатності, напорів, місць та величин витоків) проводяться контрольні випробування. Під час гідравлічних випробувань водопровідних мереж здійснюється манометрична зйомка, вимір гідравлічних опорів трубопроводів, визначення об'ємів та місць витoku води, визначення фактичних характеристик насосів. При виконанні манометричної зйомки вимірюються вільні напори у різних вузлах мережі. На

початку експлуатації мереж така зйомка дозволяє уточнити розрахункову схему мережі. Випробування здійснюються такими способами:

- скиданням води через один пожежний гідрант;
- скиданням води через кілька послідовно розташованих пожежних гідрантів;
- скиданням води через стендер зі спеціальною насадкою;
- «способом трьох манометрів».

Першим способом проводяться випробування на лініях мережі діаметром $d \leq 300$ мм. Для випробувань вибирають ділянку, на якій розташовані три пожежні гідранти. На перших двох встановлюються стендери із зразковими манометрами для фіксації напору в цих місцях та визначення втрат напору. На третьому гідранті встановлюється стендер, через який відбувається скидання води (рис. 1.7.2.2).

До початку випробувань перевіряється надійність закриття засувки 3. При закритих засувках і відсутності скидів через гідрант показання манометрів M_1 і M_2 будуть відрізнятися на величину різниці їх геодезичних позначок.



M_1, M_2 – манометри, 1 – стендери, 2 – водомір, 3 – засувка

Рисунок 1.7.2.2– Схема виміру гідравлічного опору труб діаметром $d \leq 300$ мм

Фактичний питомий опір трубопроводів визначається за формулою:

$$A_{\text{факт}} = \Delta h / (l \times Q^2), \quad (1.7.2.3)$$

де $\Delta h = (M_1 + Z_1) - (M_2 + Z_2)$ – різниця у показаннях манометрів під час скиду води, м;

l – відстань між манометрами, м;

Z_1 і Z_2 – геодезичні позначки манометрів, м;

Q – витрата води, яка скидається при випробуванні, $\text{м}^3/\text{с}$.

Ступінь заростання трубопроводу визначається за формулою

$$k_c = A_{\text{факт}} / A_{\text{табл.}}, \quad (1.7.2.4)$$

де k_c – коефіцієнт збільшення опору;

$A_{\text{табл.}}$ – питомий опір трубопроводу.

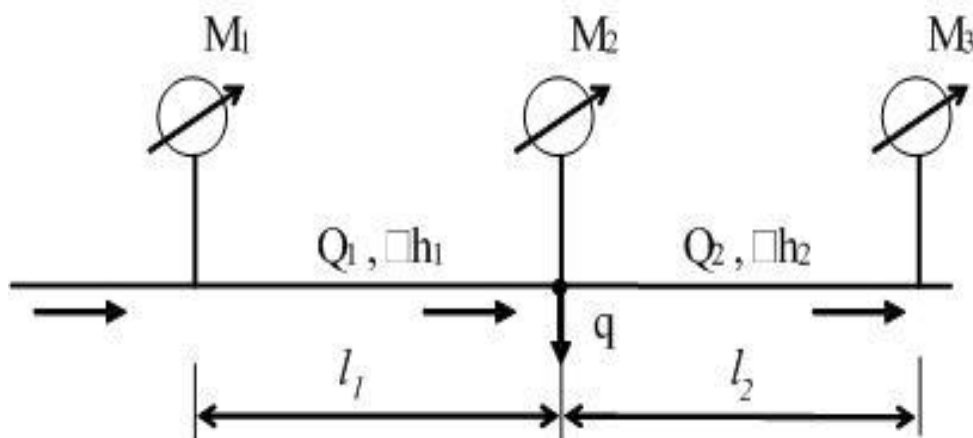
Другий і третій способи є модифікаціями першого. Вони дозволяють шляхом збільшення контрольної витрати з похибкою 5...10% визначити опори

ділянок мережі, діаметри трубопроводів яких не більше 500 мм. За «способом трьох манометрів» вибирається ділянка, на якій встановлюються три манометри, частина транзитної витрати води скидається між першим і третім приладами. При цьому контролюють напір у всіх трьох місцях.

Питомий опір визначається за формулою:

$$A_{\text{факт}} = \frac{1}{q^2} \times \left(\sqrt{\Delta h_1 / l_1} - \sqrt{\Delta h_2 / l_2} \right)^2, \quad (1.7.2.5)$$

де Δh_1 і Δh_2 – втрати напору на ділянках довжиною l_1 і l_2 відповідно.



M_1, M_2, M_3 – манометри, Q_1, Q_2 – витрати води на ділянках

Рисунок 1.7.2.3 – Схема виміру опору трубопроводу способом «трьох манометрів»

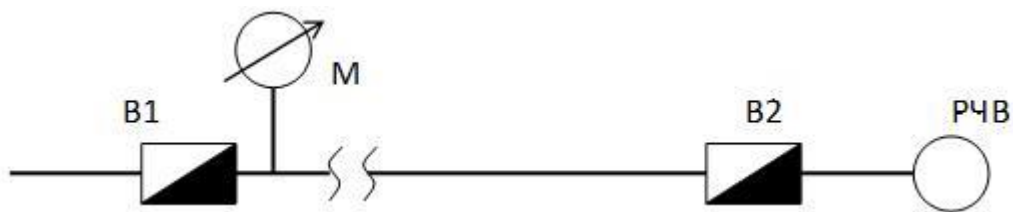
Для отримання результатів з похибкою до 5% досить скидати витрату, яка становить не менше 10...15% від транзитної витрати Q_1 .

Контрольні випробування на витоки виконуються одним з наступних способів:

- за допомогою водомірів;
- шляхом визначення зниження рівня води у баку водонапірної споруди або стояку;
- за допомогою манометрів;
- за допомогою контактних індикаторів тиску;
- аналітично.

Випробування за допомогою водомірів можуть виконуватись за кількома варіантами:

- а) за допомогою двох водомірів (рис.1.7.2.4), які встановлюються на початку і в кінці ділянки (за різницею показань визначається об'єм витоку).

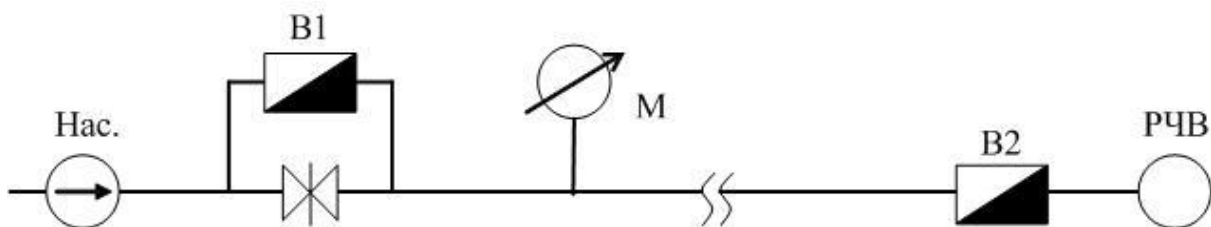


М–манометр; В1,В2–водоміри (лічильники); РЧВ–резервуар чистої води

Рисунок 1.7.2.4 – Схема випробування за допомогою водомірів (1 варіант)

б) Якщо немає можливості встановити лічильник на мережі, яка перевіряється, то його встановлюють на обвідній лінії (рис.1.7.2.5).

Величина витoku також визначається за різницею показань водомірів.



М–манометр; В1,В2–водоміри (лічильники); РЧВ–резервуар чистої води; Нас. –насос

Рисунок 1.7.2.5 – Схема випробування за допомогою водомірів (2 варіант)

в) За допомогою водоміра і манометра (рис.1.7.2.6):

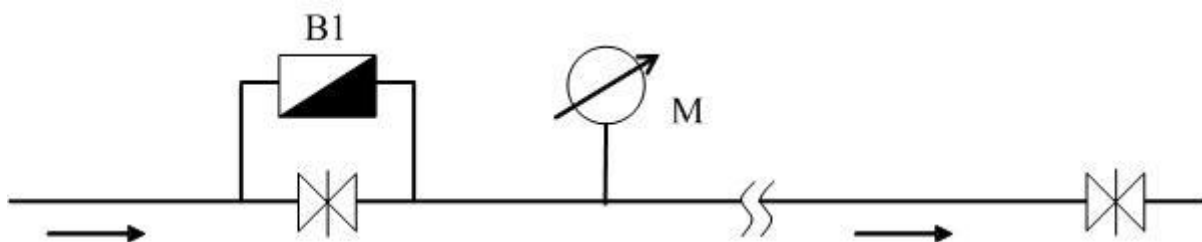


Рисунок 1.7.2.6 – Схема випробування за допомогою водомірів (3 варіант)

Засувки на початковій та кінцевій ділянках перекриваються. Величина витoku визначається водоміром, за допомогою манометра контролюють робочий тиск, який підтримується постійним.

Інші методи визначення витоків базуються на фіксації зміни рівнів води у водонапірних баках, трубопроводах. При визначенні величини витoku за зміною показань манометра враховують, що 0,1 МПа відповідає 10,33 м.вод.ст. Місця витоків можуть визначатися за характерним шумом. Методика

визначення витоків у водопровідній мережі та обґрунтування практичного використання інформації про фактичні вузлові тиски для оперативного визначення місць витоків та їх ліквідації описана у роботі [15].

? Питання для самоконтролю

1. Яким чином виконують гідравлічні випробування водопровідних мереж?
2. Яка відстань приймається між водоводами та перемичками?
3. На якій відстані розташовують водоводи один від одного?
4. Для яких об'єктів дозволяється приймати тупикові водопровідні мережі?
5. Які мережі забезпечують високий ступінь надійності та безперебійності водопостачання?

Розділ 1.8 . Обладнання водопровідних мереж та споруди на них

Тема 1.8.1 Трубопроводи для будівництва водопровідних мереж

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань з основних вимог до міських водопровідних мереж, набуття навичок з визначення необхідної глибини прокладання трубопроводів; засвоєння головних принципів вибору матеріалу водопровідних труб, засвоєння особливостей прокладання труб з різних матеріалів.

План

- 1.8.1.1 Вимоги до трубопроводів для водопровідних мереж.
- 1.8.1.2 Чавунні труби та їх типи.
- 1.8.1.3 Сталеві труби, їх з'єднання та захист від корозії.
- 1.8.1.4 Азбестоцементні труби.
- 1.8.1.5 Залізобетонні труби.
- 1.8.1.6 Пластмасові труби.

 **Ключові терміни:** зміна стану внутрішньої поверхні; трасування мережі; випробування трубопроводів; дезінфікування водопровідних труб.

1.8.1.1 Стан водопровідних мереж змінюється із часом експлуатації [5, 22], зміна стану внутрішньої поверхні трубопроводів негативно впливає на якість водопостачання [15] Найбільша проблема в умовах воєнного стану – руйнування систем водопостачання і водовідведення, у підприємств одразу виникає потреба у фінансуванні заходів з відновлення робочого стану мереж чи обладнання.

Відновлення водопостачання та каналізування – це першочергова задача, адже від цього залежить і санітарно-епідеміологічний стан населеного пункту, і можливості пожежогасіння під час надзвичайних ситуацій. Еквівалентну

шорсткість внутрішньої поверхні трубопроводів зі сталевих труб слід приймати не менше, ніж 0,2 мм для води і пари та 0,5 мм – для конденсату [52, п.6.6.14].

Для надійності водопостачання трубопроводи для прокладання водопровідних мереж повинні відповідати наступним вимогам:

- міцність;
- герметичність (водонепроникність);
- мінімальна шорсткість внутрішньої поверхні, яка забезпечує найменші втрати напору;
- довговічність, тобто стійкість до всіх агресивних впливів середовища;
- нейтральність по відношенню до води, тобто труби не повинні впливати на якість води.

За будівельними вимогами труби повинні відповідати наступним вимогам:

- забезпечувати можливість легкого, простого, швидкого та економічного монтажу;
- задовольняти вимогам найбільшої економічності.

Для будівництва напірних водоводів застосовуються чавунні, сталеві, азбестоцементні, залізобетонні, пластмасові, скляні та інші труби [2].

1.8.1.2 В Україні чавунні труби та з'єднувальні фасонні частини до них виробляють відповідно до ГОСТ 9583-95 діаметром до 1200 мм, довжиною від 2 до 7 м класів ЛА, А та Б на різний внутрішній тиск, максимальний робочий тиск – до 3,5-4,0 МПа. Характеристики чавунних труб приведені на рис. 1.8.1.1.



Технічна характеристика чавунних труб.			
Умовний прохід, мм	Максимальний тиск, МПа		
	ЛА	А	Б
300	2,5	3,5	4,0
350–600	2,0	3,0	3,5
700–1200	2,0	2,5	3,0

Рисунок 1.8.1.1 – Чавунні труби

Чавунні напірні труби з стиковими з'єднаннями на гумових ущільнювачах виготовляються двох конструкцій:

- а) розтрубні з гумовою манжетою, яка сама ущільнюється;
- б) розтрубно-гвинтові з чавунною або пластмасовою запірною муфтою і гумовим ущільнюючим кільцем. Ці труби можуть застосовувати для транспортування води з температурою не більше 40°C і робочим тиском не

більше 40% від гарантованого тиску, на який труби випробовуються під час їх виробництва, випускаються діаметрами від 65 мм до 300 мм.

Схема розтрубного стику чавунних труб показана на рис. 1.8.1.2.

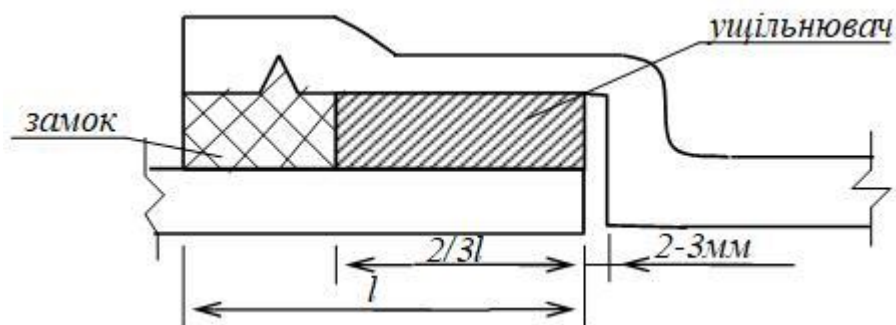


Рисунок 1.8.1.2 – Розтрубний стик чавунних труб

Устілювання стику виконується просмоленням конопляним або бітумізованим пасмом. Замість пасма може використовуватись гумовий шнур або гумові кільця. Замок виконують з цементу марки $M \geq 400$ або з азбестоцементу, який вміщує до 30% азбесту і до 70% портландцементу (за масою) з добавкою 10-12% (від маси суміші) води. Недоліком таких стикових з'єднань є те, що вони не витримують той тиск, який витримують трубопроводи. Тому застосовують також стикові з'єднання у вигляді гумових манжет. Розтрубний стик з гумовою самоустілюючою манжетою показано на рис.1.8.1.3.

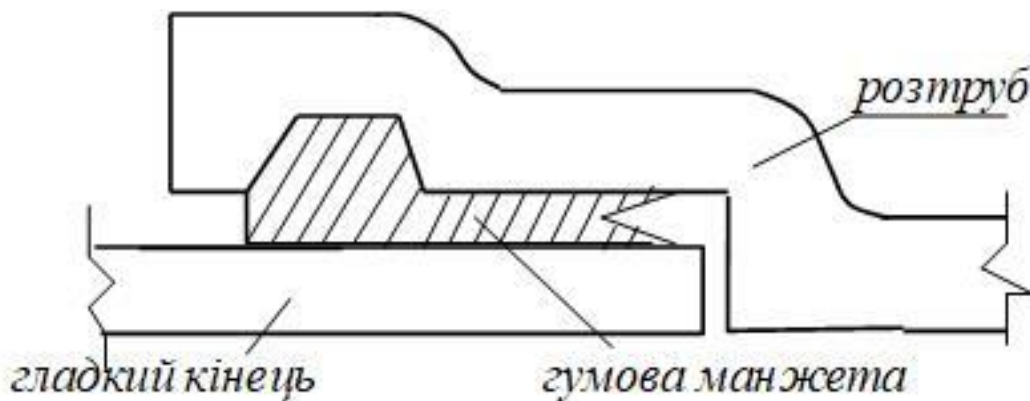


Рисунок 1.8.1.3 – Розтрубний стик з гумовою самоустілюючою манжетою

Для з'єднання чавунних труб між собою під різними кутами використовуються такі фасонні частини: коліна, трійники, хрестовини, переходи. Для установки на мережах пожежних гідрантів, які необхідні для відбору води на потреби пожежогасіння, застосовуються пожежні підставки [2].

Для з'єднання засувки з фасонними частинами і трубопроводами використовуються фланцеві з'єднання (рис.1.8.1.4).

Перевагами застосування чавунних труб є тривалий термін експлуатації, відносна стійкість проти корозії.

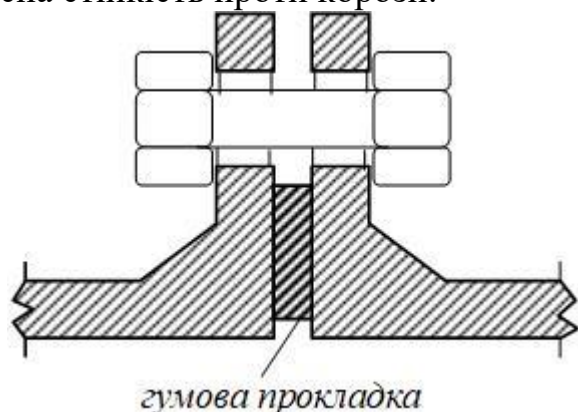


Рисунок 1.8.1.4 – Фланцеве з'єднання

До недоліків слід віднести незначний опір динамічним навантаженням, високу металоємність; відносну складність монтажу труб і вузлів.

1.8.1.3 Сталеві труби (ГОСТ 3262-75) виробляють з гладкими кінцями під зварювання без захисного покриття. При будівництві водопроводів сталеві труби застосовуються для ділянок, які потребують високої надійності: водоводи, переходи через перешкоди. Сталеві трубопроводи застосовуються також для подачі води при високих тисках. З'єднання труб – зварні. Арматура встановлюється на трубах за допомогою фланців. Залежно від умов експлуатації сталеві труби поділяють на три групи [2, 18]:

- 1 група – труби з маловуглецевих сталей з межею міцності до 490 МПа, які призначені для експлуатації при температурі 0 °С і вище та тиску до 5,4 МПа;
- 2 група – труби з маловуглецевих сталей з межею міцності від 490 до 540 МПа, які призначені для експлуатації та будівництва у північних районах при температурі до мінус 40°С і тиску до 5,4 МПа;
- 3 група – труби з низьколегованих сталей з межею міцності 540 МПа і вище, які призначені для експлуатації та будівництва водопроводів при температурі до 60° і тиску до 9,8 МПа.

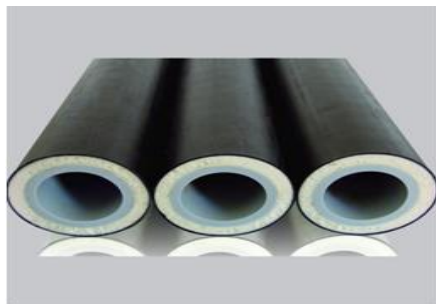
Корозія зовнішньої поверхні сталевих трубопроводів пояснюється корозійними властивостями ґрунтів, а корозія внутрішньої поверхні – корозійними властивостями води. Корозія зовнішньої поверхні пояснюється безпосередньою дією електроліту та електрохімічною корозією, яка базується на утворенні на поверхні металу гальванічних пар. Руйнування металу має місце в точках виходу з нього струму в оточуюче середовище (з анодів). Для захисту зовнішньої поверхні від корозії використовуються два способи захисту:

а) пасивний захист; б) активний захист.

Пасивний захист – це покриття труб різними речовинами, які не допускають ґрунтову воду до труби. З найбільш розповсюджених типів ізоляції

слід зазначити бітумну ізоляцію, яка являє собою ряд шарів бітуму, що наносяться на трубу в розігрітому стані. Використовують такі види ізоляції:

а) бітумно-полімерна; б) бітумно-мінеральна; в) кам'яновугільна;
г) полімерна; д) етиленова; е) покриття на основі бітумно-гумових мастик. На внутрішню поверхню сталевих трубопроводів також наносять захисне покриття – полімерний шар (рис.1.8.1.5, А), цинковий шар (рис.1.8.1.5, Б).



А)

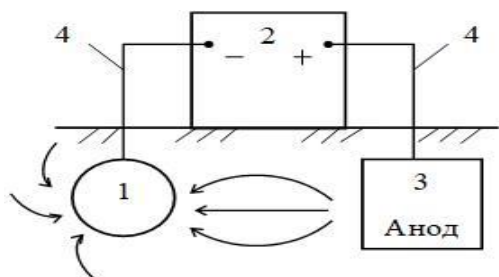


Б)

Рисунок 1.8.1.5 – Захист сталевих трубопроводів від корозії: А) полімерний захисний шар; Б) оцинкований захисний шар

Крім такої ізоляції, використовують обклеювання труб липкою полімерною стрічкою. Така ізоляція виконується тих же типів, що і бітумна, тобто нормальна, підсилена, дуже підсилена. Дуже підсилена ізоляція повинна мати 3 шара полімерної плівки загальною товщиною не менше, ніж 1,2 мм.

Для активного захисту використовують катодний захист. Принцип дії катодного захисту полягає в утворенні від'ємного потенціалу трубопроводу по відношенню до оточуючого середовища, що перетворює трубопровід в катод, на якому при електрохімічних процесах осідають іони металів. Схема установки активного захисту приведена на рис. 1.8.1.6. Напруга, яка створюється катодною станцією може коливатися від 3В до 110В, а потужність в межах 25 ÷ 2000 Вт. Відстань від трубопроводу до анодного заземлення в значній мірі визначає ефективність дії катодної установки. З досвіду ця відстань, як правило, не перевищує 100 ÷ 200 м.



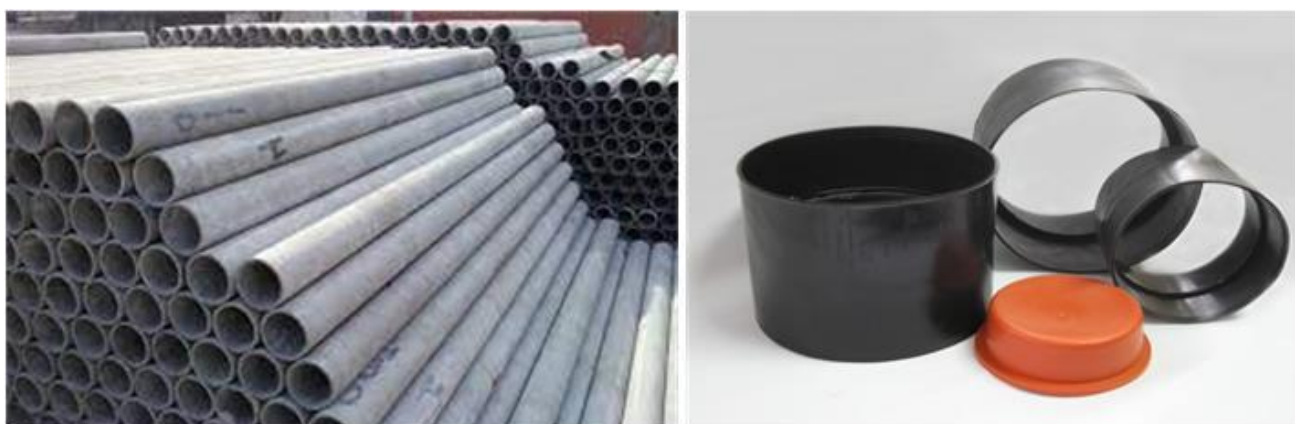
1 – трубопровід; 2 – катодна станція; 3 – анодне заземлення; 4 – дренажні кабелі

Рисунок 1.8.1.6 – Схема установки для активного захисту трубопроводу від корозії

Для невеликих ділянок катодна станція може бути відсутня, її роль виконує гальванічний струм пари катод (труба) і анод (матеріал, який має позитивний потенціал в гальванічній парі, наприклад, залізо-графіт).

Враховуючи значну витрату електроенергії катодний захист доцільно застосовувати як додатковий захист трубопроводів, які мають пасивний захист. До переваг застосування сталевих труб слід віднести невелику кількість стиків під час монтажу; можливість витримувати значні тиски, до недоліків – незначний опір корозії; високу металоємність.

1.8.1.4 Азбестоцементні труби (ГОСТ 539-80) виробляють наступних марок: ВТ-6, ВТ-9, ВТ-12, ВТ-15 на тиски 0,6; 0,9; 1,2; 1,5 МПа. Труби випускаються із гладкими кінцями, які з'єднуються за допомогою азбестоцементних, полімерних або чавунних муфт діаметром від 100 мм до 500 мм і довжиною 2,95 і 3,95 м (рис. 1.8.1.7).



А)

Б)

А) трубопроводи; Б) муфти

Рисунок 1.8.1.7 – Азбестоцементні трубопроводи

Переваги застосування азбестоцементних труб: невелика маса, неможливість виникнення електрокорозії через діелектричність труб; невелика шорсткість і більша пропускна здатність; невисока вартість. Але азбестоцементні труби крихкі та мають значну металоємність стикових з'єднань.

1.8.1.5 Залізобетонні напірні труби (рис. 1.8.1.8) залежно від величини розрахункового внутрішнього тиску поділять на 3 класи [2]: I – на тиск 1,5 МПа, II – на тиск 1,0 МПа, III – на тиск 0,5 МПа.

Труби виробляють діаметром від 500 мм до 1600 мм при довжині до 5,2 м.

Переваги застосування залізобетонних труб: корозійна стійкість, діелектричність; здатність зберігати гладку поверхню в умовах експлуатації.

Недоліки – мала довжина та велика вага.



Рисунок 1.8.1.8 – Залізобетонні трубопроводи

1.8.1.6 Для будівництва водопровідних мереж застосовують пластмасові труби двох типів: поліетиленові та вінілпластові (рис. 1.8.1.9).



Рисунок 1.8.1.9 – Пластмасові трубопроводи

Пластмасові труби виробляють діаметром від 100 мм до 630 мм (вінілпластові – до 150 мм) з робочим тиском 0,25; 0,6 і 1 МПа. Поліетиленові труби з'єднуються методом зварювання за допомогою фасонних частин, вінілпластові труби – методом зварювання із застосуванням вінілпластових електродів впритул, довжина труб – від 6 м до 12 м (малого діаметра – до 150 м). Вузли збираються за допомогою фасонних частин – хрестовин, трійників, муфт.

При застосуванні сучасних безтраншейних методів реконструкції пошкоджених ділянок мережі застосовуються пластмасові трубопроводи, опір яких відрізняється від опору відновлювальних ділянок. Тому втрати напору в мережі змінюються. Практичне значення має оцінка впливу зміни опорів окремих ділянок на загальний фіктивний опір диктуючого напрямку [13].

Переваги пластмасових труб: невелика вага, незначна шорсткість стінок, мала теплопровідність, простота обробки та з'єднання, висока стійкість проти корозії. Недоліки пластмасових труб: мала теплостійкість, старіння пластмаси, значні температурні подовження.

? Питання для самоконтролю

1. Яким вимогам повинні задовольняти водопровідні труби?
2. Які матеріали застосовують для виробництва водопровідних трубопроводів?
3. Які переваги мають сталеві труби?
4. Які переваги та недоліки мають чавунні труби?
5. Які переваги та недоліки мають залізобетонні труби?



Тема 1.8.2 Обладнання та споруди на водопровідній мережі

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань про головні правила розміщення арматури на мережі, розуміння головних принципів деталювання мережі, усвідомлення особливостей улаштування колодязів на мережах та ознайомлення з їх конструктивними особливостями, засвоєння особливостей улаштування перетинів водопровідними лініями залізничних колій і водних перешкод.

План

- 1.8.2.1 Арматура на мережі.
- 1.8.2.2 Деталювання мережі.
- 1.8.2.3 Колодязі на мережі, їх конструкція і розміри.
- 1.8.2.4 Упори на мережі.
- 1.8.2.5 Перетини водопровідними лініями залізничних колій і водних перешкод.



Ключові терміни: запірна арматура; запобіжна арматура; деталювання мережі; водопровідні колодязі; упори; перетин перешкод.

1.8.2.1 Для управління роботою водопровідної мережі на ній встановлюється запірна арматура: засувки, вентилі, затвори [2]. Для видалення повітря, зонування мережі [45] та захисту від гідравлічних ударів на мережі передбачається запобіжна арматура: запобіжні, зворотні та редуційні клапани, вантузи, випуски.

Редуційні клапани використовуються для зниження надмірних тисків.

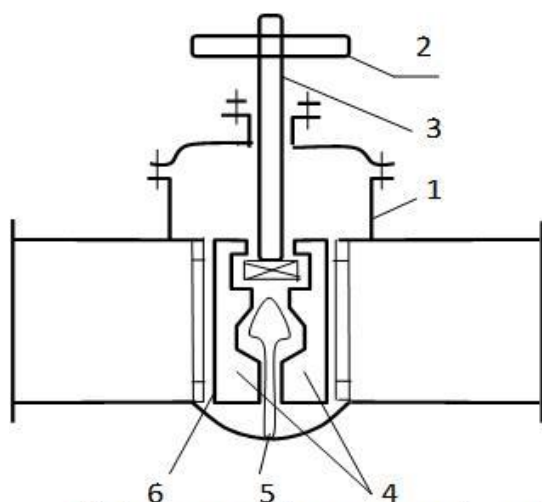
Засувки – це устрої, в яких шляхом підняття чи опускання дисків або переміщення конусів забезпечується перекривання або зменшення потоків води. З урахуванням конструкції затвора засувки поділяють на наступні види

а) паралельні (рис.1.8.2.1, А), б) клинові (рис.1.8.2.1, Б), в) кільцеві (рис.1.8.2.1, В), г) дискові поворотні затвори (рис.1.8.2.1, Г).

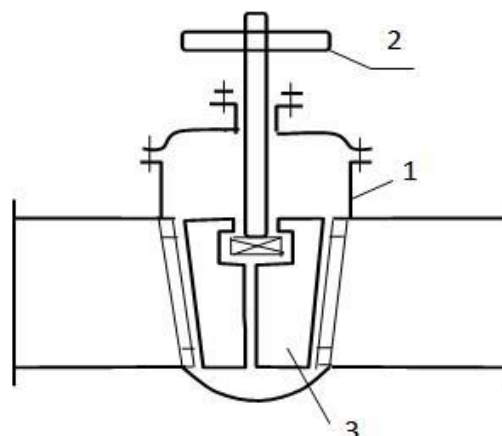
Засувки можуть бути з висувним і невисувним шпинделем. В залежності від способу керування засувки бувають:

- з ручним керуванням;

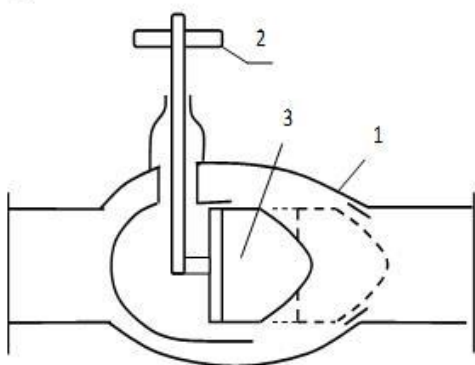
- електрифіковані,
- з гідравлічним керуванням.



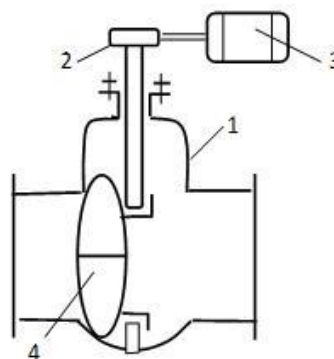
А) 1 – корпус; 2 – маховик; 3 – шпіндель;
4 – запірні диски; 5 – клин; 6 –
усільнюючі кільця



Б) 1 – корпус; 2 – маховик; 3 – клинкет
(клинкоподібний круглий диск).



В) 1 – корпус; 2 – маховик;
3 – висувний конус.



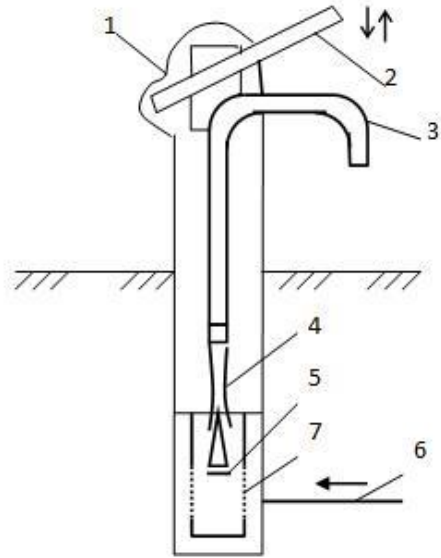
Г) 1 – корпус; 2 – редуктор; 3
– двигун; 4 – поворотний диск

Рисунок 1.8.2.1 – Схеми запірно-регулюючої арматури

Засувки різних конструкцій виготовляються внутрішнім діаметром від 50 до 1600 мм на тиск від 0,1МПа до 6,4МПа (на тиск до 2,5МПа застосовується литий чавун, а на тиск більший, ніж 2,5МПа – сталь). Для попередження виникнення гідравлічного удару засувка повинна закриватися повільно. Час закриття для водоводів великого діаметру повинен бути не менше 1 години. Для зменшення зусилля під час закривання засувки, а також для уникнення гідравлічного удару засувки великих діаметрів обладнуються обвідними лініями (байпасами). Засувки приєднуються до мереж за допомогою фланців, також застосовуються зварювальні з'єднання.

Водорозбірна арматура. Розбір господарсько-питної води в міських, селищних і промислових водопроводах, як правило, здійснюється через внутрішні водопровідні крани.

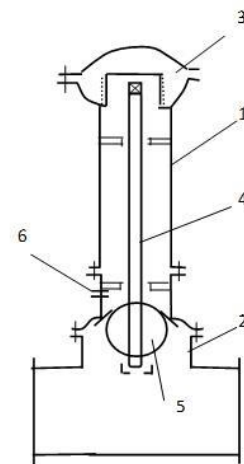
В неканалізованих районах відбір води здійснюється за допомогою водорозбірних колонок (рис.1.8.2.2).



1 – корпус; 2 – рукоятка; 3 – труба для виливу; 4 – ежектор; 5 – клапан; 6 – труба для подачі з мережі; 7 – сітка.

Рисунок 1.8.2.2 – Схема конструкції водорозбірної колонки

Також водопровідні мережі обладнують питними фонтанами, кранами для поливу зелених насаджень або патрубками з вентелем, пожежними гідрантами. Пожежні гідранти призначені для надходження води з мережі під час гасіння пожежі. Вони бувають підземного та надземного типу. Пожежний гідрант підземного типу представляє собою чавунну колонку 1 діаметром $d=125\text{мм}$, яка встановлюється на фланець пожежної підставки 2 (рис.1.8.2.3). Верхня частина колонки закривається кришкою 3. При обертанні шпінделя 4 опускається або піднімається кульовий клапан 5, відкриваючи чи закриваючи отвір 6.



1 – чавунна колонка; 2 – пожежна підставка; 3 – кришка; 4 – шпindel; 5 – кульовий клапан; 6 – отвір

Рисунок 1.8.2.3 – Пожежний гідрант підземного типу

Пожежні гідранти встановлюються на мережі поблизу проїздів згідно із розрахунком на відстані не більше 150 м один від іншого. Для зручності користування гідранти випускаються висотою від 500мм до 2500мм з градацією через 250мм.

Запобіжна арматура – це запобіжні та зворотні клапани, вантузи для впуску і випуску повітря, гасники гідравлічних ударів. Для захисту мереж і водоводів від підвищення тиску під час гідравлічних ударів застосовуються запобіжні клапани і гасники гідравлічних ударів. Причинами гідравлічного удару у водопровідній мережі можуть бути:

- вихід з ладу гідранту (зрив кулі або швидке закривання крана);
- швидке закривання засувки;
- пульсаційний характер руху води в мережі у верхніх переломних місцях її траси, в яких можливо утворення вакууму або накопичення повітря;
- раптова зупинка насосів.

Запобіжні клапани поділяють на наступні види:

- пружинні запобіжні клапани (рис.1.8.2.4, А) і діафрагми, які застосовуються під час виникнення гідравлічних ударів, що починаються з хвилі підвищеного тиску;
- гасники гідравлічних ударів, які застосовуються під час виникнення гідравлічних ударів, що починаються з хвилі пониженого тиску;
- гасники гідравлічних ударів, які застосовуються при будь-яких фазах гідравлічного удару (фаза підвищеного тиску, фаза пониженого тиску, вакуум при розриві суцільності потоку).

Запобіжні клапани можуть бути встановлені в будь-якому місці на ділянках водопровідної мережі та на насосних станціях. Гасники гідравлічних ударів застосовуються в насосних станціях з відцентровими насосами та на водоводах поблизу насосних станцій.

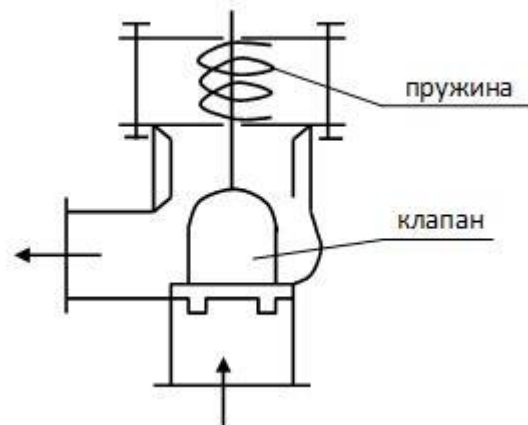


Рисунок 1.8.2.4 – Пружинний запобіжний клапан

Пружинні запобіжні клапани можуть бути застосовані на водоводах діаметром $d=200-800\text{мм}$. Клапан встановлюється на відгалуженні від трійника трубопроводу. Для відключення під час ремонту або для регулювання тиску води між клапаном і відгалуженням ставиться засувка.

Недоліком пружинних запобіжних клапанів є те, що:

- відкривання їх починається лише після того, як тиск підніметься вище нормального значення;
- кількість води, що надходить в результаті відкривання клапана, є недостатньою для повного гасіння удару;
- почергове відкриття і закриття клапана приводить до підвищення тиску;
- з часом через клапани трапляються витoki води.

Перевага застосування пружинних клапанів – їх проста конструкція.

Підбір діаметру клапана виконується за формулою

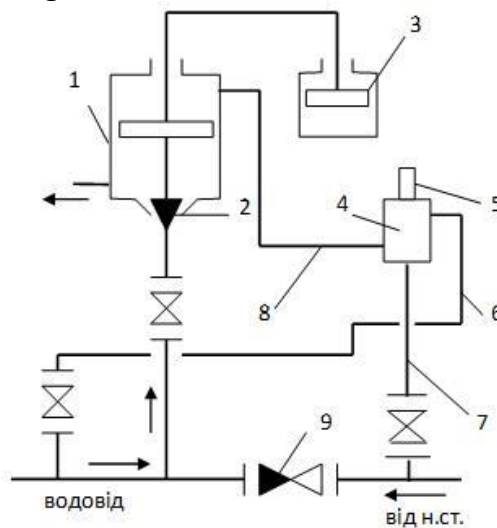
$$d_k \approx 0,25 \times d_e, \quad (1.8.2.1)$$

де d_k – умовний прохід клапана в мм;

d_e – діаметр водовода в мм.

На водоводах діаметром $D_e > 600$ мм для забезпечення умови (1.8.2.1) встановлюються паралельно кілька клапанів.

Схема гасника гідравлічного удару показана на рис. 1.8.2.5. Таке обладнання застосовується на водоводах діаметром до 1200мм.

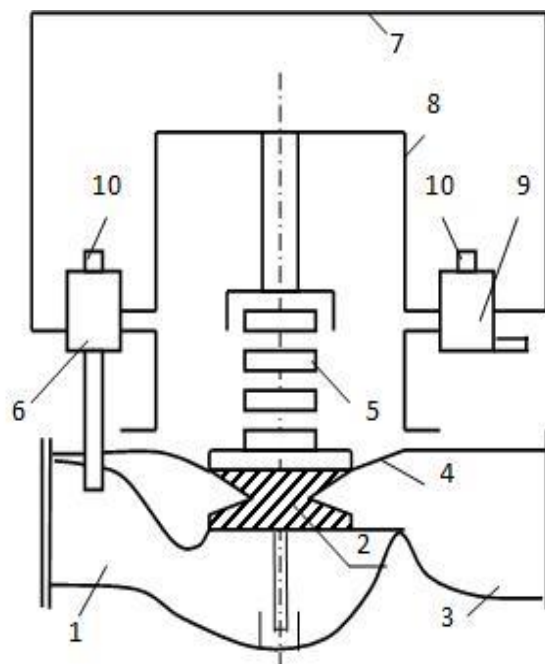


1 – камера; 2 – клапан; 3 – масляний тормоз; 4 – розподільвач з м 5 – масляний тормоз; 6 – трубка, яка з'єднує розподільвач з водоводом після зворотного клапану; 7 – трубка, яка з'єднує розподільвач з водоводом до зворотного клапану; 8 – трубка, яка з'єднує розподільвач з камерою гасника

Рисунок 1.8.2.5 – Схема гасника гідравлічних ударів

Найчастіше застосовують універсальні гасники гідравлічних ударів (рис. 1.8.2.6), які можуть спрацювати при будь-якій фазі удару. Такий гасник

спрацьовує під час гідравлічного удару, який починається з підвищення або зниження тиску і під час розриву суцільності потоку. Гасіння удару досягається випуском частини води при піднятті запірного клапану. Підняття клапану відбувається за рахунок різниці тисків на клапані 2 та на механізмі з боку водоповітряної ємності 8.



1 – патрубок; 2 – запірний клапан; 3 – патрубок для відводу; 4 – мембранний виконуючий механізм; 5 – пружина; 6 – клапан витрати; 7 – імпульсна трубка; 8 – водоповітряна ємність; 9 – датчик тиску; 10 – регулюючі гвинти.

Рисунок 1.8.2.6 – Універсальний гасник гідравлічного удару

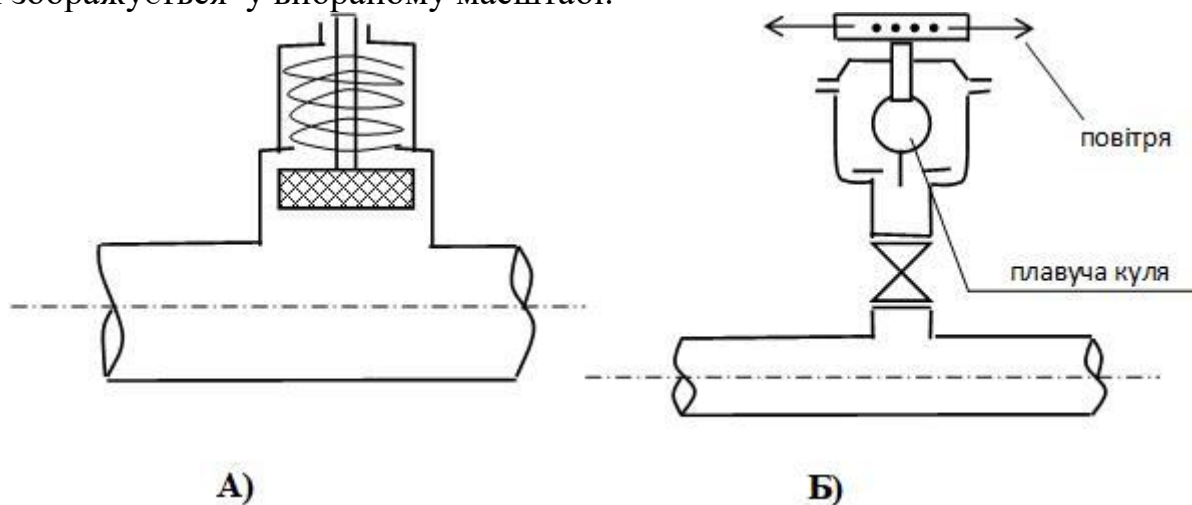
В результаті гідравлічного удару підвищений тиск відносно тиску у патрубку 1 із запізненням передається через імпульсну трубку 7, датчик тиску 9 в ємність 8. Якщо тиск в результаті гідравлічного удару знижується, то в ємності 8 тиск також падає. Якщо тиск досягає встановленого значення, запірний клапан 2 відкривається.

Під час розриву суцільності потоку клапан 2 відкривається знизу за допомогою атмосферного тиску через мембранний виконуючий механізм 4.

Для попередження гідравлічних ударів також застосовується метод впуску повітря в місця розриву суцільності потоку через спеціальний клапан (рис.18.2.7, А). Такий клапан є аналогічним пружинному запобіжному клапану. Для випуску повітря застосовуються вантузи (рис.18.2.7, Б).

Для пропуску води в заданому напрямку застосовуються зворотні клапани, які бувають монодисковими, багатодисковими з протियाгою. Клапан великого діаметру – складна і дорога споруда (наприклад, клапан $d=1000\text{мм}$ має масу 7,5т).

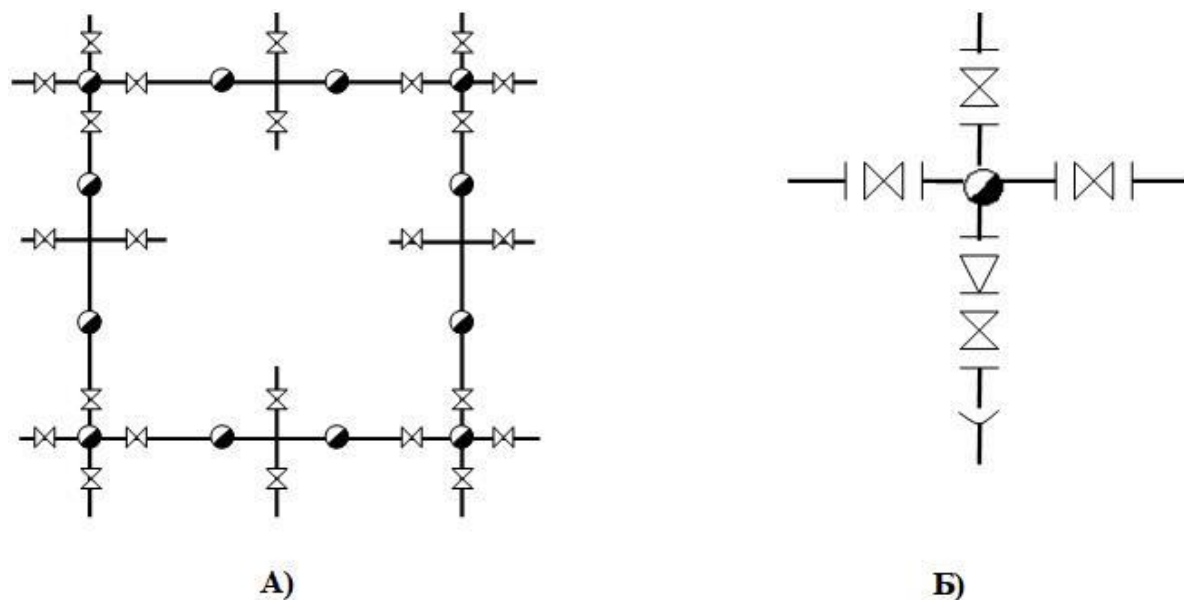
1.8.2.2 Для того, щоб визначити номенклатуру та кількість фасонних частин і арматури, а також розміри колодязів, виконують деталювання мережі – креслення всіх вузлів мережі із застосуванням умовних позначок. Креслення елементів мережі при деталюванні виконується без масштабу, але кожний вузол зображується у вибраному масштабі.



А) вантуз для впуску повітря (вантуз противакуумний); Б) вантуз для випуску повітря

Рисунок 1.8.2.7 – Вантузи для впуску і випуску повітря

Деталювання починається з креслення в тонких лініях всієї мережі чи окремого контуру. На магістральних лініях засічками показують розподільчі лінії, які трасують вздовж кожної вулиці (рис.1.8.2.8, А).



А) деталювання контуру; Б) деталювання вузла

Рисунок 1.8.2.8 – Деталювання мережі

На всіх лініях магістралей, які з'єднуються у кожному вузлі (за виключенням вузлів, в яких до магістральних ліній приєднуються розподільчі

мережі), показати місця розташування засувок . У вузлах, в яких до магістралі приєднуються розподільчі лінії, засувки показуються тільки на останніх. Після цього необхідно показати місця розташування пожежних гідрантів . Потім визначаються місця розташування гідрантів на лініях між вузлами, виходячи з того, що відстань між гідрантами не повинна перевищувати 150 м, або величини, яка визначається за формулою

$$R = k \times L + r - H_6, \quad (1.8.2.2)$$

де k – коефіцієнт, що враховує повороти та згини, $k \approx 0,9$;

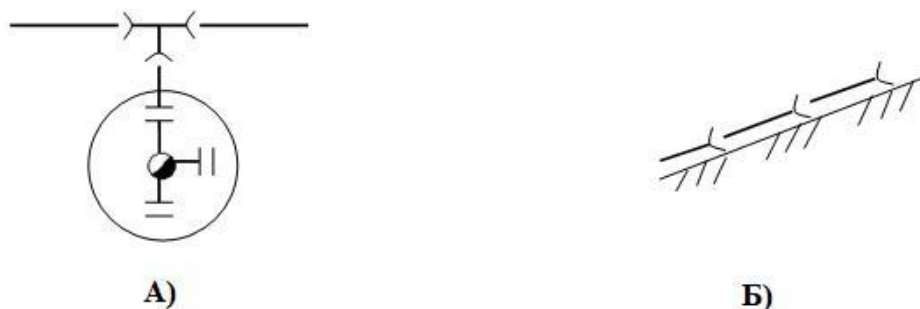
L – довжина пожежного рукава, м, $L \leq 200$ м – при застосуванні насосів, $L = 100-150$ м – при застосуванні мотопомп і в пожежних водопроводах високого тиску;

r – радіус дії компактної частини струменю, $r = 17$ м;

H_6 – висота будинку від поверхні землі до найвищої точки, м.

За результатами розрахунків виходить, що для насосів радіус дії складає 160÷180 м, для мотопомп – 80÷140 м. За потреби на схемі позначають місця розташування вантузів та випусків. В тому випадку, коли між двома суміжними вузлами необхідно встановити більше п'яти гідрантів, то на цій лінії також встановлюють засувку з таким розрахунком, щоб одночасно відключалося не більше п'яти гідрантів. Після визначення місць розташування арматури необхідно підібрати фасонні частини, за допомогою яких виконується монтаж вузлів. Приклад виконання деталювання вузла показано на рис. 1.8.2.8, Б. Якщо до вузла приєднуються ділянки трубопроводів різних діаметрів, то слід пам'ятати, що найбільш коштовною арматурою є засувка. Тому спочатку необхідно передбачити перехід з більшого діаметру на менший, а потім підібрати засувку меншого діаметру.

Якщо діаметри ліній більше 300 мм, то пожежні гідранти ставляться на відгалуженні від магістралі або на лінії, яка прокладається паралельно магістралі. Якщо застосовуються розтрубні фасонні частини, то в місці приєднання відгалуження до магістралі оглядовий колодязь не влаштовується (рис.1.8.2.9, А).



А) улаштування пожежного гідранта; Б) укладка розтрубних труб в траншеях з великим ухилом

Рисунок 1.8.2.9 – Особливості деталювання водопровідної мережі

Для приєднання вузлів до водопровідних ліній застосовуються патрубки фланець-розтруб чи фланець-гладкий кінець.

Патрубки типу «фланець-розтруб» застосовують за умови, якщо це не приведе до збільшення розмірів водопровідного колодязя. В інших випадках застосовуються патрубки типу «фланець-гладкий кінець» великої довжини.

При деталюванні мережі із чавунних і залізобетонних труб слід враховувати необхідність прокладки трубопроводів «розтрубами уверх» за профілем траншеї, як показано на рис. 1.8.2.9, Б.

1.8.2.3 На мережі встановлюють водопровідні колодязі наступних розмірів:

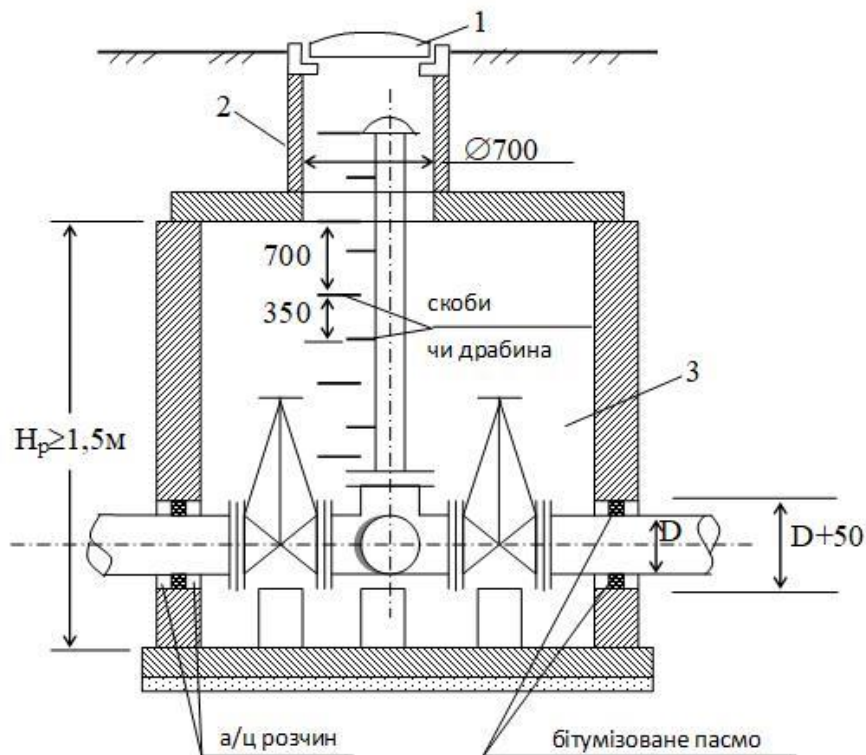
- колодязі круглої форми у плані діаметрами $\varnothing 700$, $\varnothing 1000$, $\varnothing 1250$, $\varnothing 1500$ і $\varnothing 2000$ мм;
- колодязі прямокутної форми у плані із залізобетонних елементів розмірами 2×1,5 м, 2×2 м, 2,5×2 м, 2,5×2,5 м, 2,5×3 м, 3×3 м, 3,5×3 м, 3,5×3, 5м, 3,5×4 м, 4×4 м, 4,5×4 м.

Розміри водопровідного колодязя визначають з урахуванням сумарної довжини фасонних частин, арматури та допустимої відстані від фасонних частин до стінок. Якщо вузол не вміщується в типовий колодязь, то замість одного колодязя можна встановити декілька, від'єднавши від головного вузла частину елементів.

Згідно із [53, п.8.111] на водопровідних колодязях, що розташовуються в зоні радіусом 50 м від будинків, які відносяться за пожежною небезпекою до категорій А та Б, влаштовують по два люки, простір між якими повинен бути засипаний піском шаром не менше 0,15 м, або ущільнений іншим матеріалом, що виключає проникнення газу в колодязь у випадку його витoku. В сучасних умовах колодязі виконуються із залізобетонних елементів, цегли, бутового каменю. Конструкція колодязя приймається з урахуванням типів та кількості фасонних частин і арматури. Висота робочої частини колодязя приймається 1,5 ÷ 4,4 м. Висота горловини визначається з урахуванням відстані від перекриття до поверхні землі, яка приймається не менше 300 ÷ 500 мм. Діаметр горловини – 700 мм. Для опускання в колодязь передбачається люк з кришкою та ходові скоби або драбини. Днище колодязя може бути збірним або монолітним. Товщина стінок колодязя повинна бути: у сухих ґрунтах – 250 мм, у мокрих – 380 мм із врахуванням гідроізоляції. Під арматурою та пожежними гідрантами для захисту труб від навантаження встановлюються цегляні або бетонні стовпчики. Під час будівництва колодязя важливо правильно встановити люк.

На рис. 1.8.2.10 показана конструкція оглядового колодязя на водопровідній мережі.

Одна сторона внутрішньої поверхні люка повинна співпадати з вертикальною частиною робочої частини колодязя або виступати за неї в бік колодязя на відстань не більше 300 мм.



1 – люк; 2 – горловина; 3 – робоча частина

Рисунок 1.8.2.10 – Оглядовий колодязь

Схема улаштування люка в колодязі з гідрантом показана на рис.1.8.2.11.

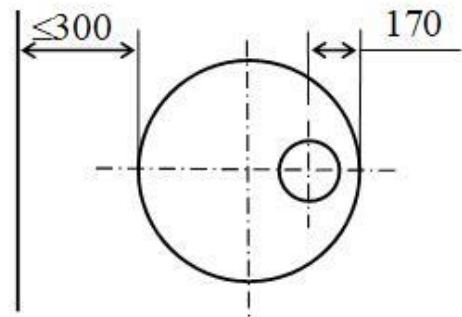
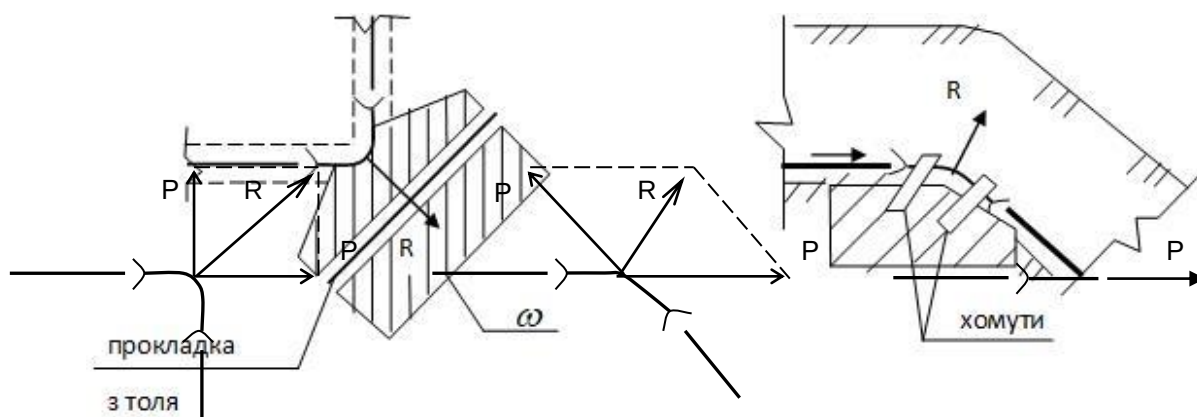


Рисунок 1.8.2.11 – Схема розташування люка в колодязі з гідрантом

Пожежний гідрант повинен бути розташований під люком: відстань його осі від внутрішньої поверхні горловини приймається 170 мм. При необхідності слід змінити схему деталювання вузла, відділивши частину арматури для її розміщення в іншому колодязі. Люки оглядових колодязів повинні бути чавунними, а ті, що розміщуються на проїзній частині дороги, можуть бути залізобетонними.

На асфальтованій поверхні люк колодязя встановлюється врівень з поверхнею, за межами тротуарів люк піднімається над поверхнею землі на 5 см з улаштуванням навколо нього вимощення шириною 1 м, на незабудованій території люк повинен бути вище поверхні землі на 20 см.

1.8.2.4 Крім колодязів, на водопровідній мережі влаштовуються опори. При транспортуванні тиск води створює розтягуючі зусилля в стінках трубопроводів. На прямих ділянках водопровідної мережі ці зусилля діють вздовж осі труби, тому немає потреби в їх компенсації. Але на поворотах можуть бути зусилля такої величини, що фасонні частини і труби витягуються з розтрубів, тому на поворотах трубопроводів в горизонтальній чи вертикальній площині встановлюються опори (рис.1.8.2.12). Опори на чавунних водопроводах не встановлюються, якщо робочий тиск не перевищує 1МПа і кутові повороти не більше 10°.



Ω – площа дії зусилля; R – радіус дії зусилля

Рисунок 1.8.2.12 – Конструкція опорів на водопровідній мережі

Якщо кут повороту труби в межах колодязя не перевищує 30°, то опори на сталевих трубопроводах не встановлюються. Конструктивно опори виконуються у вигляді бетонних, цегляних або бутових масивів. При улаштуванні опорів на поворотах трубопроводів у вертикальній площині слід враховувати напрям дії сили тиску, як показано на рис.1.8.2.12.

Площа дії зусилля визначається за формулою

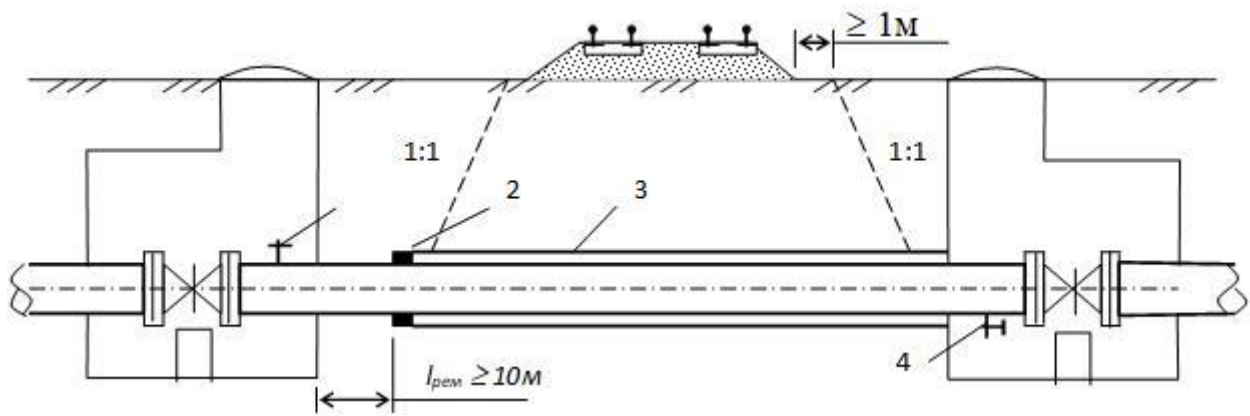
$$\omega = F / \sigma_{дон}, \quad (1.8.2.3)$$

де ω – площа передачі тиску на ґрунт;

F – сила, яка діє на упор (дорівнює силі R);

$\sigma_{дон}$ – допустиме зусилля.

1.8.2.5 При необхідності улаштування переходів водопровідних мереж через шляхи, річки і яри застосовують спеціальні схеми переходів. Для прокладання трубопроводу через залізниці, автомобільні шляхи його укладають у запобіжний футляр із сталевих труб діаметром більшим, ніж діаметр трубопроводу. Як показано на рис.1.8.2.13, трубопровід і футляр повинні мати ухил в один бік, футляр повинен заходити в один із колодязів, які влаштовуються на кінцях переходу. В цих оглядових колодязях встановлюються засувки і патрубки для впуску повітря і випуску води.



1 – вентиль для впуску повітря; 2 – сальник; 3 – футляр; 4 – вентиль для випуску води.

Рисунок 1.8.2.13 – Схема влаштування переходу під залізницею

При спорудженні переходів під електрифікованою залізною дорогою незалежно від того, що передбачено для захисту від блукаючих струмів, робоча труба встановлюється на діелектричні опори, які мають текстолітові прокладки.

Прокладання трубопроводу через річку, яр або канал може здійснюватись за допомогою дюкера (рис.1.8.2.14) або по мосту.

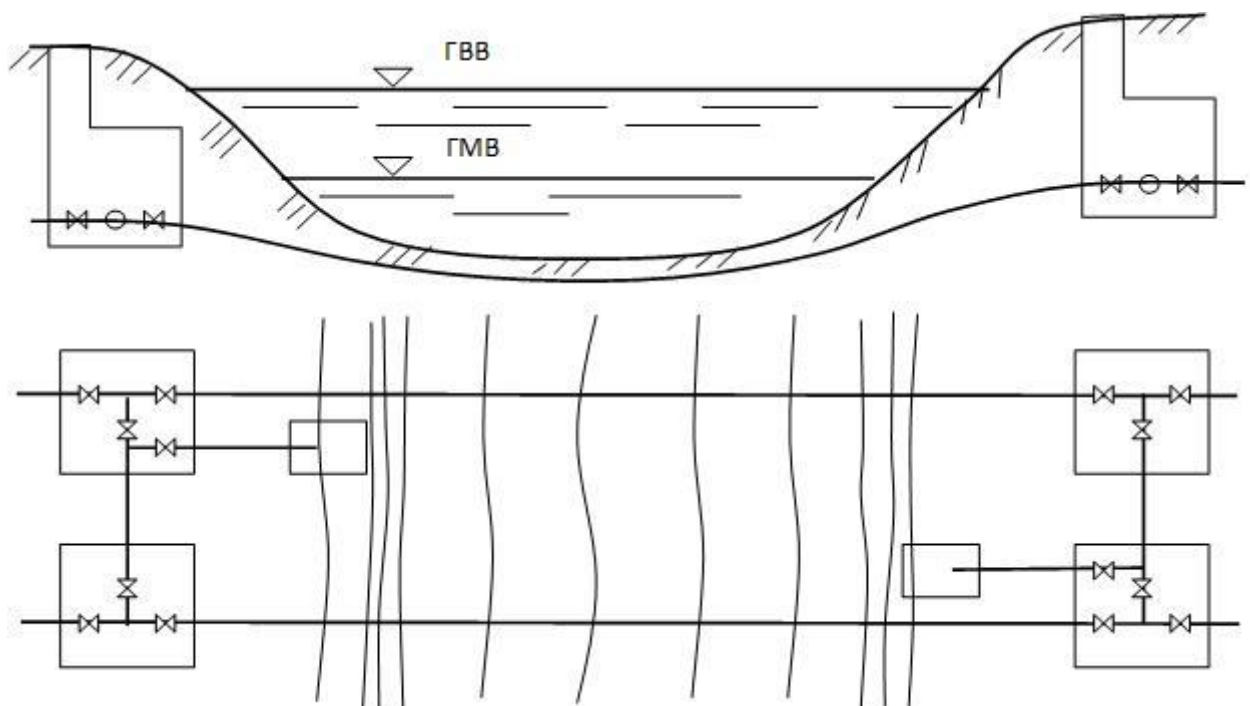


Рисунок 1.8.2.14 – Схема переходу через річку

Перехід влаштовується не менше, ніж у 2 нитки. Верх трубопроводу слід розміщувати не менше, ніж на 0,5 м нижче дна водойми, а в межах фарватеру на судноплавних річках – не менше, ніж на 1,0 м.

При улаштуванні дюкеру слід враховувати можливість розливу і переформування русла ріки. На судноплавних річках місце і глибина прокладки дюкеру повинні узгоджуватися з іншими водокористувачами.

При виборі місця (створу) для дюкеру слід користуватися такими вимогами:

- ширина ріки і пойми повинні бути мінімальними;
- береги не повинні бути схильними до розмиву або зсуву;
- профіль дюкеру не повинен мати різких переломів;
- дно ріки не повинно розмиватися;
- перехід дюкером повинен виконуватися під кутом 90° до осі річки.

Крім підземних переходів через перешкоди можуть влаштовуватись і надземні переходи: на містках, естакадах, у вигляді самонесучих арок, у вигляді «провисаючої нитки», яка закріплена на берегах і не потребує проміжних опор. Вибір типу прокладки визначається з урахуванням місцевих умов.

? Питання для самоконтролю

1. Які труби рекомендується використовувати в межах населених пунктів?
2. Яке обладнання встановлюється у водопровідних колодязях?
3. В яких місцях на мережі встановлюється запірна арматура?
4. В яких місцях на мережі встановлюються вантузи і випуски?
5. Як визначається відстань між пожежними гідрантами?
6. В яких місцях водопровідної мережі встановлюються опори?
7. Оглядові колодязі яких розмірів встановлюються на водопровідних мережах?
8. На якій глибині прокладаються водопровідні лінії?



Тема 1.8.3 Водонапірні вежі та резервуари

Мета вивчення теми: засвоєння теоретичних знань про особливості улаштування регулюючих і запасних ємностей, розуміння конструктивних особливостей пневматичних установок, усвідомлення особливостей улаштування водонапірних веж, засвоєння особливостей улаштування напірних та безнапірних резервуарів.

План

- 1.8.3.1 Види регулюючих і запасних ємностей.
- 1.8.3.2 Пневматичні установки.
- 1.8.3.3 Улаштування і обладнання водонапірних веж.
- 1.8.3.4 Напірні і безнапірні резервуари.



Ключові терміни: регулюючі ємності; запасні ємності; пневматичні установки; водонапірні вежі; напірні резервуари; безнапірні резервуари.

1.8.3.1 Ємності, які застосовують в системах водопостачання, класифікують за кількома ознаками:

А) за функціональними ознаками:

- регулюючі;
- запасні;
- комбіновані.

Б) За способом надходження води в мережу:

- напірні, які забезпечують необхідний напір для безпосередньої подачі води у систему;

- безнапірні, з яких вода повинна забиратися насосами.

За конструкцією напірні ємності поділяють на наступні типи:

- водонапірні вежі (напір в них забезпечується встановленням резервуару на підтримуючі конструкції необхідної висоти);

- напірні резервуари (напір в них забезпечується встановленням резервуару на природних підвищеннях з потрібними позначками);

- водонапірні колони (займають положення між наземними резервуарами і вежами);

- пневматичні водонапірні установки (напір в них створюється тиском стиснутого повітря на поверхню води в герметично закритих резервуарах).

Розподіл повної розрахункової регулюючої ємності між кількома вежами і резервуарами та їх правильне розміщення на місцевості забезпечує зниження витрати води, яка надходить до них чи подається в мережу в окремі години роботи системи, знижує вартість водопостачання.

1.8.3.2 Всі пневматичні установки поділяють на два типи: змінного та постійного тиску.

Схема пневматичної напірно-регулюючої установка змінного тиску показана на рис.1.8.3.1, А.

До пуску в роботу в установці за допомогою компресору створюється тиск $P_{\min}$. під час надходження води від насосної станції за умови

$$Q_n > Q_m, \quad (1.8.3.1)$$

де Q_n – витрата води, що надходить від насосної станції;

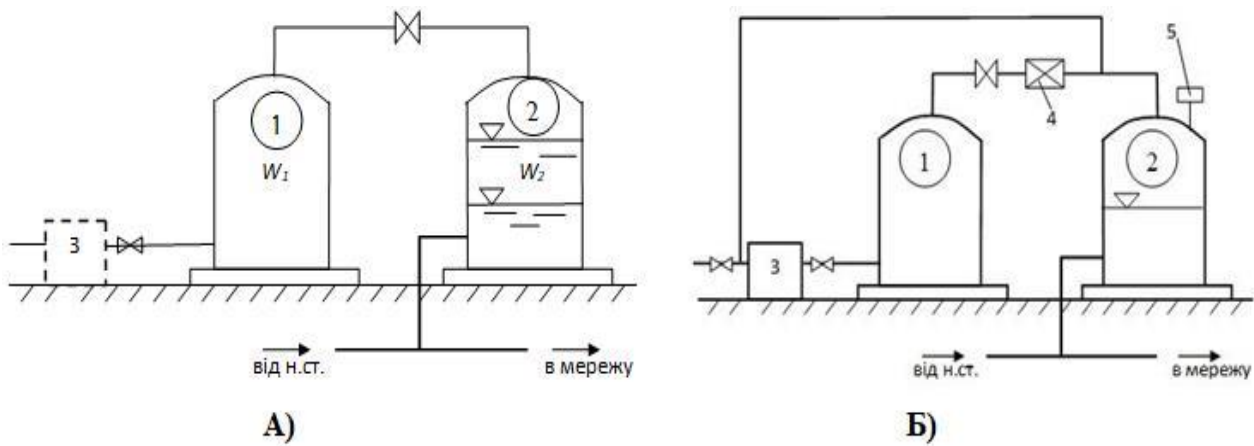
Q_m – витрата води, що витрачається в мережі,

Надмірна кількість води надходить в ємність 2 і збільшує тиск повітря в ємностях 1 і 2.

Після їх заповнення тиск дорівнює значення $P_{\max}$. За умови збільшення водоспоживання

$$Q_m > Q_n, \quad (1.8.3.2)$$

вода з котла 2 почне надходити в мережу, а тиск буде падати до значення $P_{\min}$, напір в мережі буде рівним потрібному.



W_1 W_2 – об’єми ємностей; 1 – повітряний котел; 2 – водоповітряна ємність; 3 – компресор; 4 – редукційний клапан; 5 – запобіжний клапан

А) пневматична установка змінного тиску; Б) пневматична установка постійного тиску

Рисунок 18.3.1 – Схема пневматичної установки

За умови

$$P > P_{\min} \quad (1.8.3.1)$$

пневматична система буде працювати під тиском більшим, ніж потрібний, що вимагає підвищення напору насосів. Крім того, при зміні тиску коефіцієнт корисної дії насосів відрізняється від оптимального.

Для періодичного поповнення втрат повітря передбачається компресор, який вмикається на нетривалий час за необхідністю. Співвідношення між об’ємами водяного і повітряного котлів приймається з урахуванням діапазону коливань тисків в системі.

Процес зміни об’єму повітря в системі є ізотермічним, тоді враховуючи закон Бойля-Маріотта, можна написати рівняння:

$$W_1 \times P_{\max} = (W_1 + W_2) P_{\min} \quad (1.8.3.3)$$

де W_1 – об’єм повітряного котла;

W_2 – об’єм водоповітряного котла.

Якщо у формулі (1.8.3.3) замінити значення абсолютних тисків надмірними у МПа, одержимо:

$$(P_{\max} + 0,1) W_1 = (P_{\min} + 0,1) (W_1 + W_2). \quad (1.8.3.4)$$

Звідки

$$(W_1 + W_2) / W_1 = (P_{\max} + 0,1) / (P_{\min} + 0,1). \quad (1.8.3.5)$$

Позначивши

$$(P_{\max} + 0,1) / (P_{\min} + 0,1) = E, \quad (1.8.3.6)$$

Одержимо

$$W_1 = \frac{1}{E-1} W_2 .(1.8.3.7)$$

Позначивши $\frac{1}{E-1}$ через β , одержимо

$$W_1 = \beta W_2 . \quad (1.8.3.8)$$

Оптимальне значення параметра E становить $1,33 \div 2$, якому відповідає значення $\beta = 3 \div 1$, тобто економічно доцільний об'єм повітряного котла може перевищувати об'єм водяного котла не більше, ніж у 3 рази.

Якщо у водяному казані зберігається також пожежний або аварійний запас води, то він повинен бути врахованим при визначенні необхідної ємності котлів для забезпечення потрібних тисків. Значення тисків повинні бути перевірені також на випадок витрати пожежного чи аварійного запасу.

В пневматичних установках постійного тиску (рис.1.8.3.1, Б) на трубі, яка з'єднує повітряний котел з водоповітряним, встановлюється редукційний клапан, який регулює тиск.

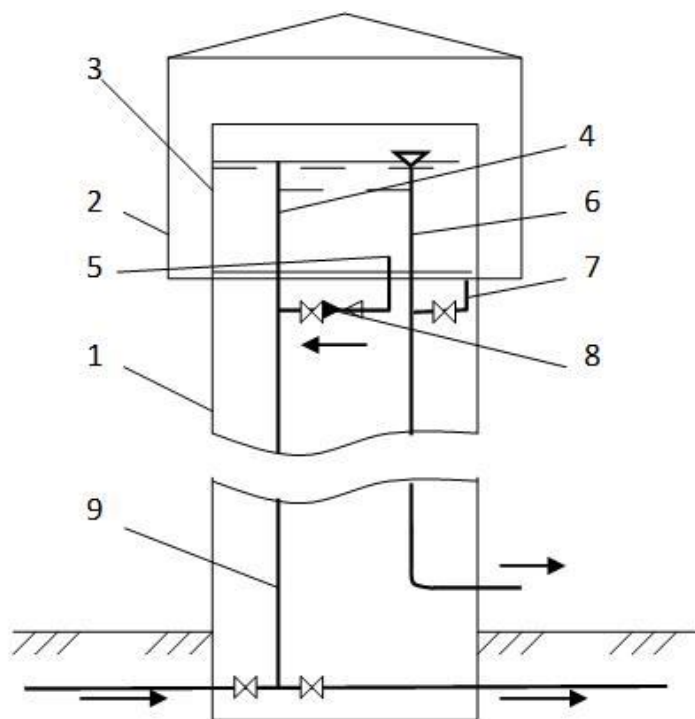
Пневматичні установки постійного тиску вимагають безперервної роботи компресора. Додаткова витрата електроенергії для роботи компресора перевищує витрату, яка необхідна для створення надмірного тиску в цих установках. Тому установки постійного тиску застосовуються за умови, якщо коливання тиску в мережі не допускаються.

1.8.3.3 На відміну від пневматичних установок водонапірні вежі мають відкритий рівень води, на який діє атмосферний тиск. Основними елементами будь-якої водонапірної вежі є резервуар або бак та підтримуюча конструкція – стовбур (рис.1.8.3.2). Навколо баку влаштовується намет. В більшості випадків влаштовують сталеві або залізобетонні баки круглої форми у плані. На промислових підприємствах при наявності двох чи кількох мереж, які потребують різного напору, влаштовують вежі з двома і більше баками, які розміщують на різній висоті.

Кожна вежа обладнується необхідними трубопроводами, які забезпечують її нормальну роботу. Конструкція водонапірної вежі показана на рис. 1.8.3.2.

Намет полегшеної конструкції із залізобетону або дерева споруджується для запобігання промерзання води. Відстань між стінками баку та намету повинна бути не менше, ніж $0,7 \div 0,8$ м. При достатній циркуляції води у баку намет не споруджують.

Підтримуюча конструкція або стовбур виконується у вигляді суцільного циліндра з цегли, бетону або залізобетону, системи металевих колон,. Простір в середині стовбура вежі використовується як службове приміщення.



1 – стовбур; 2 – намет; 3 – бак; 4 – трубопровід для надходження води; 5 – відвідний трубопровід; 6 – переливний трубопровід; 7 – труба для видалення бруду; 8 – зворотний клапан; 9 – головний трубопровід

Рисунок 1.8.3.2 – Конструкція водонапірної вежі

Схеми улаштування водонапірних веж наведені на рис. 1.8.3.3

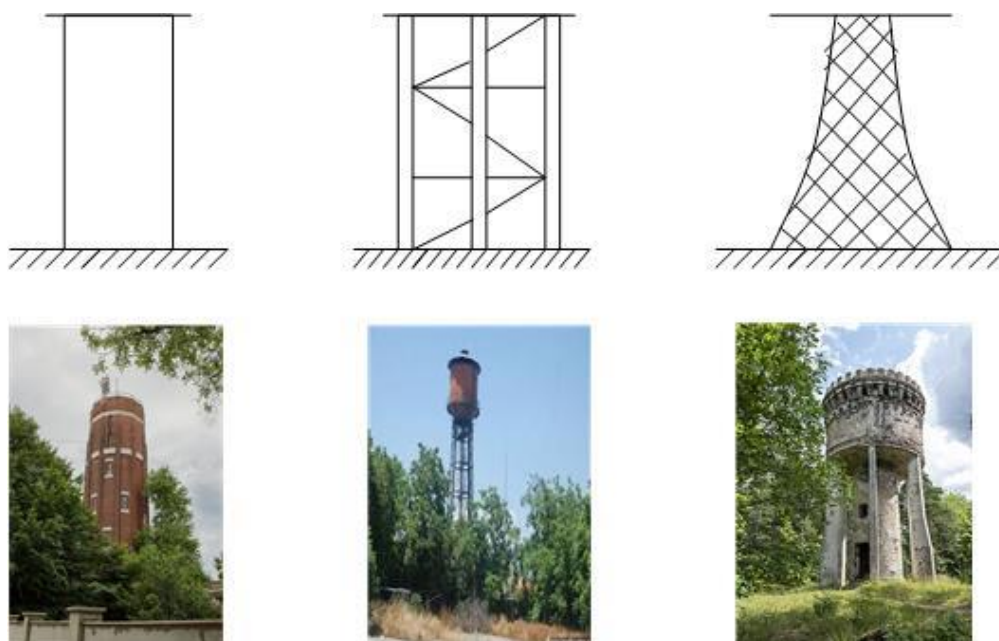


Рисунок 1.8.3.3 – Схеми стовбурів водонапірних веж

Під стовбуром вежі влаштовується підвальне приміщення, в якому розміщується запірно-регулююча арматура.

1.8.3.3 Для обладнання вежі застосовуються сталеві та пластикові труби. На вертикальних трубах встановлюються сальникові компенсатори для сприйняття температурних змін довжини труб. В невеликих вежах підтримуюча конструкція може бути виконана у вигляді «шпильки», в центрі якої розташований головний трубопровід. Якщо підтримуюча конструкція не суцільна, трубопровід повинен мати теплову ізоляцію, яка захищає від замерзання.

Вежа обладнується сигналізаційними улаштуваннями, які передають інформацію про рівень води у баку на насосну станцію або в диспетчерський пункт водопровідного господарства. Вежа виконує не тільки технологічне навантаження але і являється елементом архітектурних ансамблів.

При необхідності зберігання у баку значних об'ємів води та при необхідності зниження напорів в аварійних умовах замість водонапірних веж можуть застосовуватись водонапірні колони (рис. 1.8.3.4). Водонапірна колона це циліндричний резервуар, який встановлюється на поверхні землі, його висота дорівнює висоті водонапірної вежі.

При нормальному режимі роботи водопроводу може бути використана лише верхня частина об'єму колони, яка розміщена на висоті, що відповідає необхідним вільним напорам у водопровідній мережі. Нижня частина об'єму колони служить для зберігання аварійного запасу води.

Водонапірні колони застосовуються в системах водопостачання металургійних заводів. До недоліків водонапірних колон можна віднести можливість застою води в них та зниження її якості. Однак це має значення тільки для господарсько-питних водопроводів.

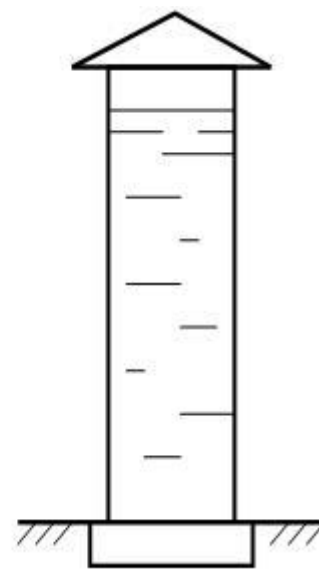
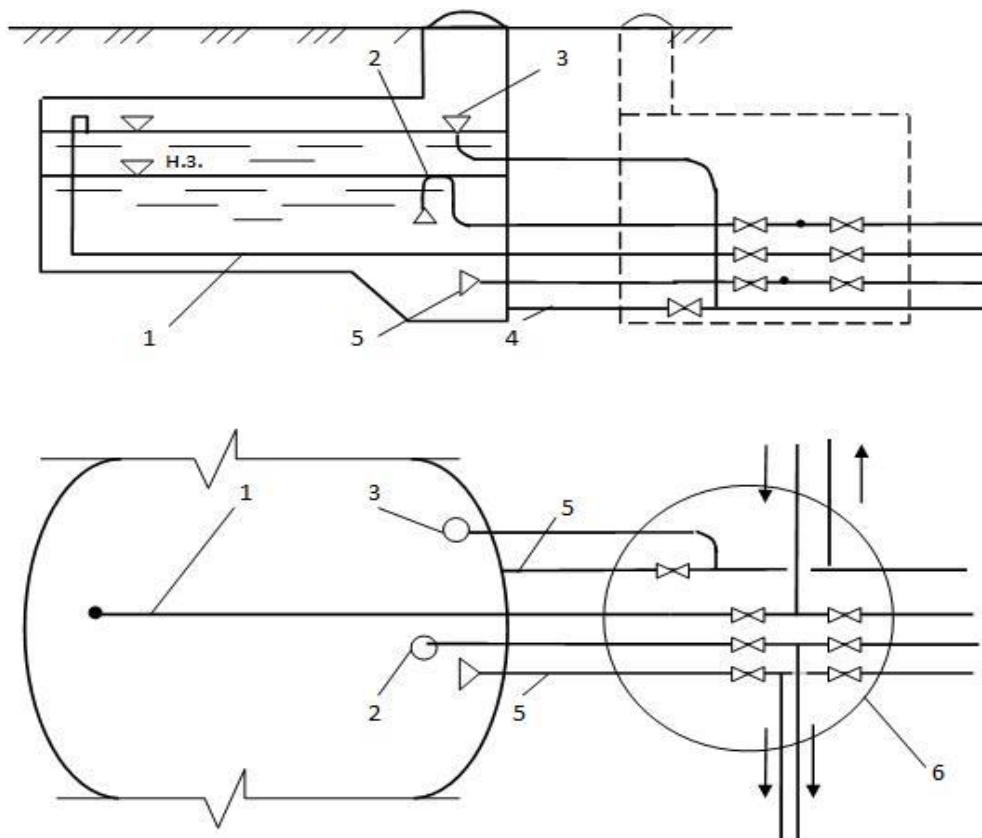


Рисунок 1.8.3.4 – Водонапірна колона

1.8.3.4 Значні запаси води в системах водопостачання зберігаються в резервуарах. Резервуари можуть бути напірними (активними) і безнапірними (пасивними).



1 – подавальний трубопровід; 2 – відвідний трубопровід; 3 – переливний трубопровід; 4 – зливний трубопровід; 5 – трубопровід пожежних насосів; 6 – камера перемикачів

Рисунок 1.8.3.5 – Обладнання резервуару

Напірні резервуари працюють так, як і водонапірні вежі. Тому вони повинні влаштовуватись у вигляді «висотних» резервуарів скрізь, де дозволяє рельєф місцевості. З безнапірних резервуарів вода в систему може надходити тільки за допомогою насосів. Типовим прикладом безнапірних резервуарів являється резервуар чистої води біля насосної станції II підйому. В сучасних системах водопостачання найчастіше застосовують залізобетонні резервуари. Обмежене використання мають сталеві, цегляні резервуари. Резервуари можуть бути круглими і прямокутними в плані. Діаметр круглих резервуарів приймається $4,7 \div 25,4$ м, висота – не менше, ніж 3,5 м. В резервуарах великої ємності з метою запобігання утворення застоювання води передбачаються направляючі перегородки, які забезпечують періодичне перемішування води.

Недоліком безнапірних резервуарів є необхідність улаштування насосної станції.

Питання для самоконтролю

1. З якою метою застосовуються пневматичні установки в системі водопостачання?
2. Чим відрізняються установки постійного та змінного тиску?
3. З яких елементів складається конструкція водонапірної вежі?
4. Яким чином обладнують резервуари для зберігання води?
5. Як забезпечується перемішування води в резервуарах?

Частина 2 Розрахунки водопровідних мереж

Виконання практичних занять забезпечує формування умінь застосовувати теоретичні знання на практиці, розвиває вміння виконувати розрахунки водопровідних мереж, вибирати інженерне обладнання, проєктувати системи водопостачання для міст та населених пунктів.

Розділ 2.1 Визначення розрахункових витрат

2.1.1. Практичні заняття №1 і №2

Визначення водоспоживання міст і промислових підприємств

Мета занять: навчитися працювати з нормативною літературою, набути навички розрахунку господарсько-питних витрат для мешканців міста та промислових підприємств.

Завдання. Визначити розрахункові витрати води для споживачів різних категорій.

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за табл. А.1 (додаток А).

Задача № 1.1. Визначити середню добову витрату води на господарсько-питні потреби міста, розташованого в області В з населенням N_1 . Ступінь благоустрою будинків С. Чисельні значення прийняти за табл. А.1 (додаток А).

Задача № 1.2. Визначити середню добову витрату води на господарсько-питні потреби міста, розташованого в області В, якщо відомо, що площа міста F_1 , а щільність населення ρ . Ступінь благоустрою будинків С. Чисельні значення прийняти за таблицею А.1 (додаток А).

Задача № 1.3. Визначити витрату води на поливання вулиць та зелених насаджень для міста, розташованого в області В, з населенням N_1 . Чисельні значення прийняти за табл. А.1 (додаток А).

Задача № 2.4. Визначити витрату води на поливання вулиць і зелених насаджень міста, розташованого в області В, якщо площа газонів, які поливаються – F_2 . Чисельні значення прийняти за таблицею А.1 (додаток А).

Задача № 2.5. Визначити витрати води на господарсько-питні потреби промислового підприємства, якщо загальна кількість працюючих N_2 . На основному виробництві зайнято 70 % від загальної кількості працюючих, в гарячих цехах працює 40 % від робітників, зайнятих на основному виробництві. Чисельні значення прийняти за таблицями А.3, А.4 (додаток А).

Задача № 2.6. Для умов задачі № 2.5 визначити змінні і добову витрату води на прийом душа, якщо виробництво за санітарними характеристиками відноситься до групи G (таблиця А.2, додаток А).

Приклади розв'язання типових задач

До задачі № 1.1. Вихідні дані: $N_1 = 50000$ людей, С – внутрішній водопровід, каналізація, централізоване гаряче водопостачання. Місто розташоване в Харківській області.

Розв'язання. Відповідно до [50, п.6.1.1] враховуючи географічне розташування населеного пункту, приймаємо норму водоспоживання $q_m = 285$ л/добу на одного мешканця. Тоді середньодобова витрата на господарсько-питні потреби міста визначається за формулою

$$\overline{Q}_{доб} = 0,001 q_m \times N_1. \quad (2.1.1.1)$$

Тоді $\overline{Q}_{доб} = 0,001 \times 285 \times 50000 = 14250 \text{ м}^3/\text{добу}$.

До задачі №1.2. Вихідні дані: $F_1 = 400$ га, $\rho = 500$ люд/га, С – внутрішній водопровід, каналізація, централізоване гаряче водопостачання. Місто розташовано у Херсонській області.

Розв'язання. Відповідно до [50, п.2.1] приймаємо норму водоспоживання $q_m=250$ /добу на одного мешканця. Кількість мешканців визначається за формулою

$$N = F_1 \times \rho = 400 \times 500 = 200000 \text{ людей}.$$

Тоді середньодобова витрата води на господарсько-питні потреби буде

$$\overline{Q}_{доб} = 0,001 q_m \times N_1 = 0,001 \times 250 \times 200000 = 50000 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

До задачі № 1.3. Вихідні дані: $N_1 = 50000$ людей. Місто розташовано у Харківській області.

Розв'язання. Значення неврахованих витрат води до формули (2.1.1.1) та градація населених пунктів за кількістю мешканців наведені у [44, табл. 1.5], у [50, п.6.1.1, примітка 3] зазначено, що місто з кількістю жителів 50000 можна віднести до категорії «середні міста». Відповідно до [50, табл. А.2] приймаємо норму поливу на одного мешканця рівною $q_{пол} = 60$ л/доб. Тоді добова витрата на полив буде

$$\overline{Q}_{пол} = 0,001 q_{пол} \times N_1 = 0,001 \times 60 \times 50000 = 3000 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

До задачі № 2.4. Вихідні дані: $F_2 = 200$ га, місто розташовано у Харківській області.

Розв'язання. Згідно з [50, табл. А.1] приймаємо питому витрату води на полив 3 л/м^2 .

Загальна витрата на полив визначається за формулою

$$Q_{\text{пол}} = q_{\text{пол}} \times F_2, \quad (2.1.1.2)$$

або з урахуванням одиниць вимірювання у вихідних даних ($1\text{м}^3=1000\text{л}$, $1\text{га}=10000\text{ м}^2$), запишемо

$$Q_{\text{пол}} = 10 q_{\text{пол}} \times F_2 . \quad (2.1.1.3)$$

Тоді добова витрата води на полив газонів складає

$$Q_{\text{пол}} = 10 \times 3 \times 200 = 6000 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

До задачі № 2.5. Вихідні дані: $N_2 = 8000$ людей, в тому числі: I зміна – 3000 людей, II зміна – 2500 людей, III зміна – 2500 людей.

Розв’язання. Кількість працюючих в гарячих цехах з урахуванням робітників, які зайняті в основному виробництві, визначається за формулою

$$N_{\text{гар.і}} = p_{1i} \times p_{2i} \times N_{2i} , \quad (2.1.1.4)$$

де p_{1i} , p_{2i} – відповідно відсоток робітників, які зайняті в основному виробництві, і відсоток робітників, які зайняті в гарячих цехах основного виробництва;

N_{2i} – кількість робітників за і-у зміну.

Щодо задачі, яка розв’язується,

$$N_{\text{гар.і}} = 0,7 \times 0,4 \times N_{2i} = 0,28 \times N_{2i} . \quad (2.1.1.5)$$

Кількість працюючих в холодних цехах неосновного виробництва, в якому гарячі цехи відсутні, визначається за формулою

$$N_{\text{хол.і}} = N_{2i} - N_{\text{гар.і}} . \quad (2.1.1.6)$$

Щодо задачі, яка розв’язується,

$$N_{\text{хол.і}} = N_{2i} - 0,28 N_{2i} = 0,72 \times N_{2i} . \quad (2.1.1.7)$$

Витрати води в гарячих, холодних цехах та у неосновному виробництві визначаються відповідно до [50, п.6.1.5].

Таким чином, змінні витрати води за і-у зміну складатимуть:

а) в гарячих цехах

$$Q_{\text{гар.і}} = q_{\text{гар.ц}} \times N_{\text{гар.і}} / 1000 \text{ м}^3/\text{зміну}, \quad (2.1.1.8)$$

де $q_{\text{гар.ц}} = 45 \text{ л}/(\text{зміну} \cdot \text{роб})$ – витрата в гарячих цехах на одного робітника за зміну;

б) в холодних цехах

$$Q_{хол.і} = q_{хол.ц} \times N_{хол.і} / 1000 \text{ м}^3/\text{зміну}, \quad (2.1.1.4)$$

де $q_{хол.ц} = 25 \text{ л}/(\text{зміну} \cdot \text{роб})$ – витрата води на одного робітника за зміну в холодних цехах.

$N_{гар.і}$, $N_{хол.і}$ – кількість робітників за і-у зміну відповідно у гарячих і холодних цехах.

Тоді витрати води за 1, 2 і 3 зміни складатимуть відповідно:

$$Q_1 = 45 \times 0,28 \times 3000/1000 + 25 \times 0,72 \times 3000/1000 = 91,8 \text{ м}^3/\text{зм},$$

$$Q_2 = 45 \times 0,28 \times 2500/1000 + 25 \times 0,72 \times 2500/1000 = 76,5 \text{ м}^3/\text{зм},$$

$$Q_3 = 45 \times 0,28 \times 2500/1000 + 25 \times 0,72 \times 2500/1000 = 76,5 \text{ м}^3/\text{зм}.$$

Добова витрата води на господарсько-питні потреби промислового підприємства складає

$$Q_{доб} = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 91,8 + 76,5 + 76,5 = 244,8 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

До задачі № 2.6. Вихідні дані: за характеристиками виробництва окремі процеси відносяться до наступних груп: гарячі цехи – Пг, холодні – Ів, неосновне виробництво – Іа. На основному виробництві зайнято 70 % робітників.

Розв’язання. Відповідно до [50, п.6.1.5] витрата на одну душову сітку приймається рівною $q_{душ.} = 500 \text{ л}$. Кількість працюючих, які користуються однією душовою сіткою, приймається відповідно до групи виробничого процесу: гарячі цехи – 3 робітника, холодні цехи – 5 робітників, неосновне виробництво – 15 робітників.

Витрата води на прийом душа за зміну визначається за формулою:

$$Q_{душ} = q_{душ} \sum_{k=1}^m \frac{N_k}{n_{душ.k}}, \quad (2.1.1.6)$$

де N_k – кількість робітників у цехах з k – ою санітарною характеристикою виробничого процесу;

$n_{душ.k}$ – розрахункова кількість робітників на одну душову сітку для k -ої характеристики виробничого процесу;

m – кількість виробничих процесів з різною санітарною характеристикою.

Тоді витрати на душ за різні зміни складатимуть відповідно:

$$Q_{душ.1} = 0,5 \left(\frac{3000 \times 0,28}{3} + \frac{3000 \times 0,42}{5} + \frac{3000 \times 0,3}{15} \right) = 296 \text{ м}^3/\text{зм};$$

$$Q_{душ.2} = 0,5 \left(\frac{2500 \times 0,28}{3} + \frac{2500 \times 0,42}{5} + \frac{2500 \times 0,3}{15} \right) = 246,7 \text{ м}^3/\text{зм};$$

$$Q_{душ.3} = 0,5 \left(\frac{2500 \times 0,28}{3} + \frac{2500 \times 0,42}{5} + \frac{2500 \times 0,3}{15} \right) = 246,7 \text{ м}^3/\text{зм}.$$

Добова витрата води на душ визначається за формулою

$$Q_{\text{душ.доб}} = Q_{\text{душ.1}} + Q_{\text{душ.2}} + Q_{\text{душ.3}} = 296 + 246,7 + 246,7 = 789,4 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

? Питання для самоконтролю

1. Яка кількість категорій водоспоживання приймається для міст?
2. Від чого залежить середня витрата на господарсько-питні потреби за добу на одного мешканця?
3. Від яких факторів залежить витрата води на полив вулиць і зелених насаджень в місті?
4. Як встановлюється витрата води на господарсько-питні потреби робітників на виробництві?
5. Від чого залежить витрата води на одну душову сітку на промислових підприємствах?

2.1.2 Практичне заняття №3

Проектування та розміщення водопровідних мереж та споруд на плані мікрорайону

Мета занять: ознайомитись з прикладами трасування водопровідних мереж, набути навички трасування водопровідних мереж.

Завдання № 3.1. Виконати трасування водопровідної мережі.

Вихідні дані. Генплани міста (додаток Б).

Інформація до розв'язання завдання

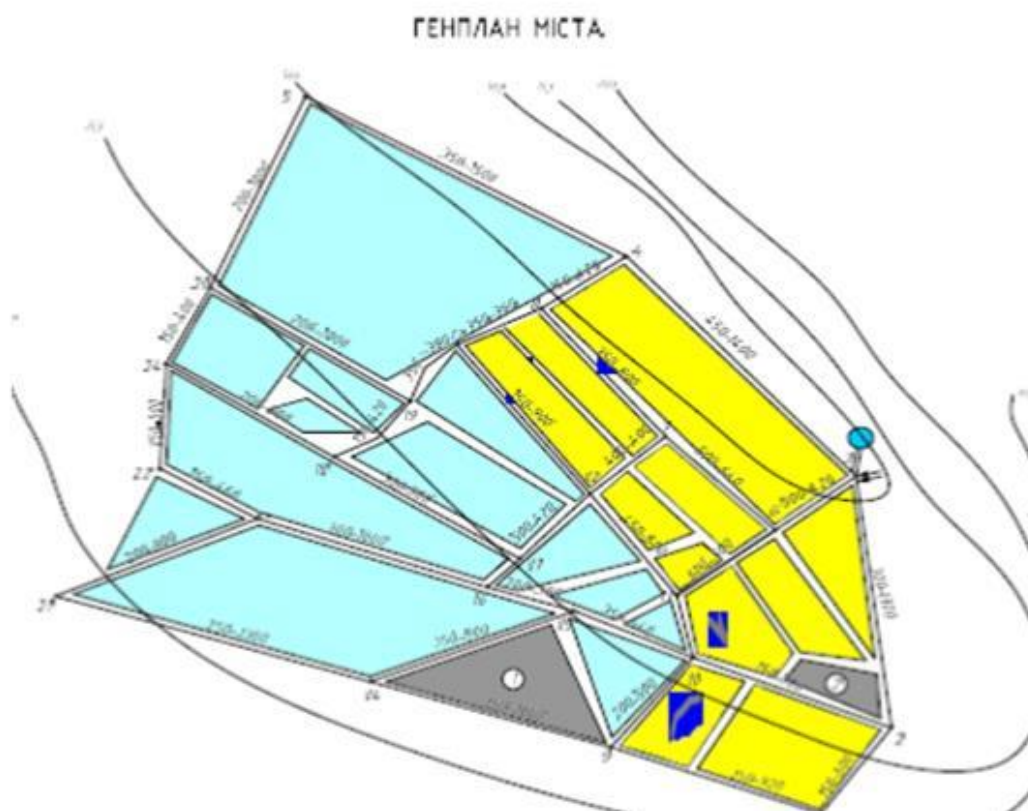
Головний напрямок магістральної мережі повинен відповідати конфігурації міста. За головним напрямком прокладається кілька паралельних магістральних ліній, які забезпечують необхідну надійність системи водопостачання. Магістральні трубопроводи прокладаються на відстані 300÷800 м та з'єднуються перемичками з такою ж відстанню між ними. Мережу магістральних ліній варто прокладати рівномірно по всій території міста, щоб вона охоплювала найбільших споживачів – промислові підприємства. У вузли відбору води підприємствами треба забезпечити подачу води не менше, ніж за двома напрямками. Для невеликих населених пунктів розподіл ділянок мереж на магістральні та розподільчі не виконується [43, 44].

Приклад виконання завдання

На рис.2.1.2.1 показані приклади трасування магістральної водопровідної мережі міста: фрагмент А) водопровідна мережа з 8 контурів, 15 вузлів, 22 ділянок; фрагмент Б) водопровідна мережа з 9 контурів, 17 вузлів та 25 ділянок. При виконанні завдання необхідно враховувати наступні рекомендації [36]:



А)



Б)

Рисунок 2.1.2.1 – Приклади трасування магістральної водопровідної мережі

- магістралі повинні розташовуватися вздовж основного напрямку руху води у місті;
 - до кожного споживача вода повинна надходити найкоротшим шляхом;
 - мережа повинна якнайбільше охоплювати житлові квартали;
 - необхідно враховувати перспективу розвитку населеного пункту;
 - варто перетинати мінімальне число природних перешкод;
 - траси водопроводів необхідно прокладати поблизу автодоріг та проїздів паралельно лініям забудови, поза асфальтовими та бетонними покриттями;
- перетинання проїздів та інших комунікацій необхідно виконувати під прямим кутом;
- траси трубопроводів повинні мати мінімальне число штучних споруд та бути доступними для виконання ремонтних робіт.

? Питання для самоконтролю

1. В яких місцях на плані міста повинні розташовуватись водопровідні лінії?
2. Як повинні перетинатися водопровідні мережі з іншими трубопроводами?
3. На якій глибині слід прокладати водопровідні мережі?
4. З якою метою виконується випробування водопровідних ліній?
5. Які види запірної водопровідної арматури використовуються в системах водопостачання?
6. З якою метою виконується деталювання водопровідної мережі?
7. Як визначається відстань між пожежними гідрантами?

Розділ 2.2. Розрахунок режимів водоспоживання

2.2.1 Практичне заняття № 4

Розрахунок графіка сумарного водоспоживання

Мета занять: навчитись працювати з нормативною та довідковою літературою, набути навички розрахунку господарсько-питних витрат для міст та промислових підприємств

Завдання 4.1. Розрахувати та побудувати графік сумарного водоспоживання міста, в якому є два різних райони і два промислових підприємства.

Вихідні дані. Показники водоспоживання:

а) витрата води на господарсько-питні потреби мешканців I-го району Q_1 ; II-го району – Q_2 ; максимальний коефіцієнті годинної нерівномірності водоспоживання для першого району K_1 ; для другого району – K_2 ;

б) витрата води на полив для першого району $Q_{п.1}$, для другого району – $Q_{п.2}$;

в) витрати води на промисловому підприємстві № 1:

- . витрати на господарсько-питні потреби за змінами у гарячих цехах $q_{г.1}, q_{г.2}, q_{г.3}$;
 - . витрати на господарсько-питні потреби за змінами у холодних цехах $q_{х.1}, q_{х.2}, q_{х.3}$;
 - . витрати за змінами на прийом душа $q_{д.1}, q_{д.2}, q_{д.3}$;
 - . витрати на виробничі потреби $Q_{т}$, коефіцієнті годинної нерівномірності приймається рівним одиниці;
 - г) загальні витрати води на промисловому підприємстві № 2 аналогічні витратам на підприємстві № 1, але у 1,5 рази більші для всіх видів витрат.
- Чисельні значення приймаються за таблицями А.3 та А.4.

Приклад виконання завдання

Вихідні дані:

- витрата на господарсько-питні потреби мешканців І району міста $Q_1 = 66109 \text{ м}^3/\text{добу}$ при $K_{1\text{макс.год}} = 1,412$, ІІ району – $Q_2 = 25721 \text{ м}^3/\text{добу}$ при $K_{2\text{макс.год}} = 1,439$;
- витрати води на полив у І районі – $Q_{\text{пол } 1} = 11018 \text{ м}^3/\text{добу}$, у ІІ районі – $Q_{\text{пол } 2} = 6523 \text{ м}^3/\text{добу}$;
- витрати води на промисловому підприємстві №1:
 - а) господарсько-питні витрати у гарячих цехах:
І зміна – $q_{г1} = 48,4 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІ зміна – $q_{г2} = 37 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІІ зміна – $q_{г3} = 32,6 \text{ м}^3/\text{зміну}$;
 - б) господарсько-питні витрати у холодних цехах:
І зміна – $q_{х1} = 80,6 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІ зміна – $q_{х2} = 61,9 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІІ зміна – $q_{х3} = 54,4 \text{ м}^3/\text{зміну}$;
 - в) сумарні витрати на прийом душа:
І зміна – $q_{д1} = 215 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІ зміна – $q_{д2} = 165 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІІ зміна – $q_{д3} = 145 \text{ м}^3/\text{зміну}$;
 - г) витрати питної води на виробничі потреби $Q_{т} = 12400 \text{ м}^3/\text{добу}$ при $K_{\text{год}} = 1,0$;
- витрати води на промисловому підприємстві №2:
 - а) господарсько-питні витрати у гарячих цехах:
І зміна – $q'_{г1} = 45,0 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІ зміна – $q'_{г2} = 36 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІІ зміна – $q'_{г3} = 29,3 \text{ м}^3/\text{зміну}$;
 - б) господарсько-питні витрати у холодних цехах:
І зміна – $q'_{х1} = 75 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІ зміна – $q'_{х2} = 65 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІІ зміна – $q'_{х3} = 48,8 \text{ м}^3/\text{зміну}$;
 - в) сумарні витрати на душ:
І зміна – $q'_{д1} = 415 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІ зміна – $q'_{д2} = 325 \text{ м}^3/\text{зміну}$, ІІІ зміна – $q'_{д3} = 275 \text{ м}^3/\text{зміну}$;
 - г) витрати питної води на виробничі потреби: $Q'_{т} = 9400 \text{ м}^3/\text{добу}$ при $K_{\text{год}} = 1,0$.

Для розподілу максимальної добової витрати за годинами доби необхідно вибрати найближчі розподіли для кожного з районів, враховуючи коефіцієнти

годинної нерівномірності водоспоживання. Типові розподіли води за деякими значеннями $K_{год}$ наведені у літературі [45, табл.2.1].

Враховуючи коефіцієнти годинної нерівномірності $K_{г.макс}$, які вказані у вихідних даних, доцільно прийняти розподіл за найближчим коефіцієнтом годинної нерівномірності $K_{г.табл}$ [45, табл.2.1] відповідно:

для I району – $K_{г.табл} = 1,4$;

для II району – $K_{г.табл} = 1,45$.

Значення витрати у відсотках від $Q_{доб}$ за годину максимального водоспоживання треба замінити значенням:

$$P_{иск} = K_{г.макс} \times 4,17, \quad (2.2.1.1)$$

де $P_{иск}$ – витрата води за годину максимального водоспоживання у відсотках від $Q_{доб.макс.i}$.

Тоді за годину максимального водоспоживання для I району: $P_{иск} = 1,412 \times 4,17 = 5,89 \%$, для II району – $P_{иск} = 1,439 \times 4,17 = 6,0 \%$.

За [42, 45] максимальною годиною для I і II району є година доби 9 – 10, для коефіцієнта $K_{год}=1,4$ годинна витрата складає $P = 5,85 \%$, а для коефіцієнта $K_{год}=1,45$ – $P=6,05 \%$. Тоді для збереження у розподілі балансу у 100% відносна витрата для I району за години 1–2, 8–9 і 10–11 буде зменшена сумарно на

$$5,89 - 5,85 = 0,04\%,$$

а для II району за години 13–14 збільшена на

$$6,05 - 6,0 = 0,05\%.$$

За відкоригованим відсотковим розподілом годинних витрат визначається витрата води за кожної години, m^3 :

$$Q_j = \frac{P_j \cdot Q_{доб.макс.i}}{100}, \quad (2.2.1.2)$$

де P_j – значення j-ої годинної витрати, %;

$Q_{доб.макс.i}$ – максимальна витрата для i-го району міста, $m^3/доб$.

Режим витрати води на полив приймається рівномірним протягом частини доби. При цьому полив двірниками приймається протягом 8 годин (по 4 години вранці та ввечері). Полив машинами передбачається безперервно протягом 14 годин.

Витрата води на полив двірниками у I районі складає

$$Q_{дв.1} = 0,4 Q_{пол.1} = 0,4 \times 11018 = 4407 \text{ м}^3/\text{добу}, \text{ у II районі:}$$

$$Q_{дв.2} = 0,4 Q_{пол.2} = 0,4 \times 6523 = 2609 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Витрата води на полив машинами у I районі:

$$Q_{маш.1} = 0,4 Q_{пол.1} = 0,6 \times 11018 = 6611 \text{ м}^3/\text{добу}, \text{ у II районі:}$$

$$Q_{маш.2} = 0,4 Q_{пол.2} = 0,6 \times 6523 = 3914 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Результати розрахунків записуємо до таблиці 2.1.2.1.

Таблиця 2.2.1.1 – Годинні витрати води на господарсько-питні потреби

Години доби	Господарсько-питні потреби міста							
	Населення				Полив			
	І район		ІІ район		І район		ІІ район	
	%	м³	%	м³	двірники , м³	машини, м³	двірники , м³	машини, м³
0-1	2,5	1653	2,0	515	-	-	-	-
1-2	2,63	1739	2,1	540	-	-	-	-
2-3	2,2	1454	1,85	476	-	-	-	-
3-4	2,25	1487	1,9	489	-	-	-	-
4-5	3,2	2115	2,85	733	551	-	326	-
5-6	3,9	2578	3,7	952	551	472	326	280
6-7	4,5	2975	4,5	1157	551	472	326	280
7-8	5,1	3372	5,3	1363	551	472	326	280
8-9	5,34	3530	5,8	1492	-	473	-	280
9-10	5,89	3894	6,0	1543	-	472	-	279
10-11	5,34	3530	5,8	1492	-	472	-	279
11-12	5,25	3471	5,7	1466	-	473	-	279
12-13	4,6	3041	4,8	1235	-	472	-	279
13-14	4,4	2909	4,75	1222	-	472	-	279
14-15	4,6	3041	5,05	1299	-	472	-	279
15-16	4,6	3041	5,3	1363	-	473	-	280
16-17	4,9	3239	5,45	1402	551	472	326	280
17-18	4,8	3173	5,05	1299	551	472	326	280
18-19	4,7	3107	4,85	1247	551	472	326	280
19-20	4,5	2975	4,5	1157	550	-	327	-
20-21	4,4	2909	4,2	1080	-	-	-	-
21-22	4,2	2777	3,6	926	-	-	-	-
22-23	3,6	2380	2,85	733	-	-	-	-
23-24	2,6	1719	2,1	540	-	-	-	-
Всього	100	66109	100	25721	4407	6611	2609	3914

Годинна витрата води на полив:

$$Q_{г.пол} = Q_{доб.пол} / T_{пол}, \quad (2.2.1.3)$$

де $Q_{доб.пол}$ – витрата води на полив, м³/доб;

$T_{пол}$ – тривалість поливу, год.

Режим поливу приймається рівномірний.

Розподіл витрат води на господарсько-питні потреби робітників за годинами зміни у відсотках від загальної витрати води за зміну наведені у [28]. Відповідно до розподілу за формулою (2.2.1.2) визначаються годинні витрати для промислових підприємств, які записуються до табл. 2.2.1.2.

Таблиця 2.1.2.2 – Витрата води на промислових підприємствах

Години доби	Господарсько-побутові та виробничі потреби підприємства												Загальна витрата	
	Промислове підприємство №1						Промислове підприємство № 2							
	гарячі цехи		холодні цехи		душ	виробничі потреби	гарячі цехи		холодні цехи		душ	виробничі потреби		
	%	м³	%	м³	м³	м³	%	м³	%	м³	м³	м³	%	м³
0-1	15,65	5,3	18,75	10,2	165,0	516	15,65	4,8	18,75	9,15	160,0	391	2,58	3429,45
1-2	12,05	3,9	6,25	3,4		516	12,05	3,5	6,25	3,05		391	2,41	3199,85
2-3	12,05	3,9	12,5	6,8		516	12,05	3,5	12,5	6,1		391	2,15	2857,3
3-4	12,05	3,9	12,5	6,8		517	12,05	3,5	12,5	6,1		392	2,19	2905,3
4-5	12,05	3,9	18,75	10,2		517	12,05	3,5	18,75	9,15		392	3,51	4660,75
5-6	12,05	3,9	6,25	3,4		517	12,05	3,5	6,25	3,05		392	4,58	6081,85
6-7	12,05	3,9	12,5	6,8		517	12,05	3,5	12,5	6,1		392	5,04	6690,3
7-8	12,05	3,9	12,5	6,8		517	12,05	3,5	12,5	6,1		392	5,49	7293,3
8-9	15,65	7,8	18,75	15,1	145,0	516	15,65	7,2	18,75	14,1	130,0	391	5,27	7001,2
9-10	12,05	5,8	6,25	5,0		516	12,05	5,4	6,25	4,6		391	5,36	7115,8
10-11	12,05	5,8	12,5	10,1		516	12,05	5,4	12,5	9,4		391	5,05	6710,7
11-12	12,05	5,8	12,5	10,1		517	12,05	5,4	12,5	9,4		392	4,99	6628,7
12-13	12,05	5,8	18,75	15,1		517	12,05	5,4	18,75	14,1		392	4,50	5976,4
13-14	12,05	5,8	6,25	5,0		517	12,05	5,4	6,25	4,6		392	4,38	5811,8
14-15	12,05	5,8	12,5	10,1		517	12,05	5,4	12,5	9,4		392	4,54	6030,7
15-16	12,05	5,8	12,5	10,1		517	12,05	5,4	12,5	9,4		392	4,59	6096,7
16-17	15,65	5,5	18,75	11,6	215,0	516	15,65	5,9	18,75	12,2	200,0	391	5,74	7627,3
17-18	12,05	4,5	6,25	3,9		516	12,05	4,3	6,25	4,1		391	5,29	7024,8
18-19	12,05	4,5	12,5	7,8		517	12,05	4,3	12,5	8,1		392	5,21	6916,7
19-20	12,05	4,5	12,5	7,7		517	12,05	4,3	12,5	8,1		392	4,47	5942,6
20-21	12,05	4,5	18,75	11,6		517	12,05	4,3	18,75	12,2		392	3,71	4930,6
21-22	12,05	4,5	6,25	3,9		517	12,05	4,3	6,25	4,1		392	3,49	4628,8
22-23	12,05	4,5	12,5	7,7		517	12,05	4,3	12,5	8,1		392	3,05	4046,6
23-24	12,05	4,5	12,5	7,7		517	12,05	4,3	12,5	8,1		392	2,41	3192,5
Всього	300	118	300	196,9	525	12400	300	110,3	300	188,8	490,0	9400	100	132800

Витрати на душ за кожну зміну записують д табл. 2.2.1.2 за першу годину наступної зміни. На виробничі потреби вода витрачається рівномірно протягом 24 годин.

Після розподілу витрат за годинами доби (табл. 2.2.1.1 і табл. 2.2.1.2) визначається загальна витрата та годинні витрати у відсотках від загальної добової витрати.

За даними таблиці 2.2.1.2 будується графік погодинного водоспоживання міста, як показано на рисунку 2.2.1.1. На графіку горизонтальними лініями позначається режим роботи насосної станції другого підйому.

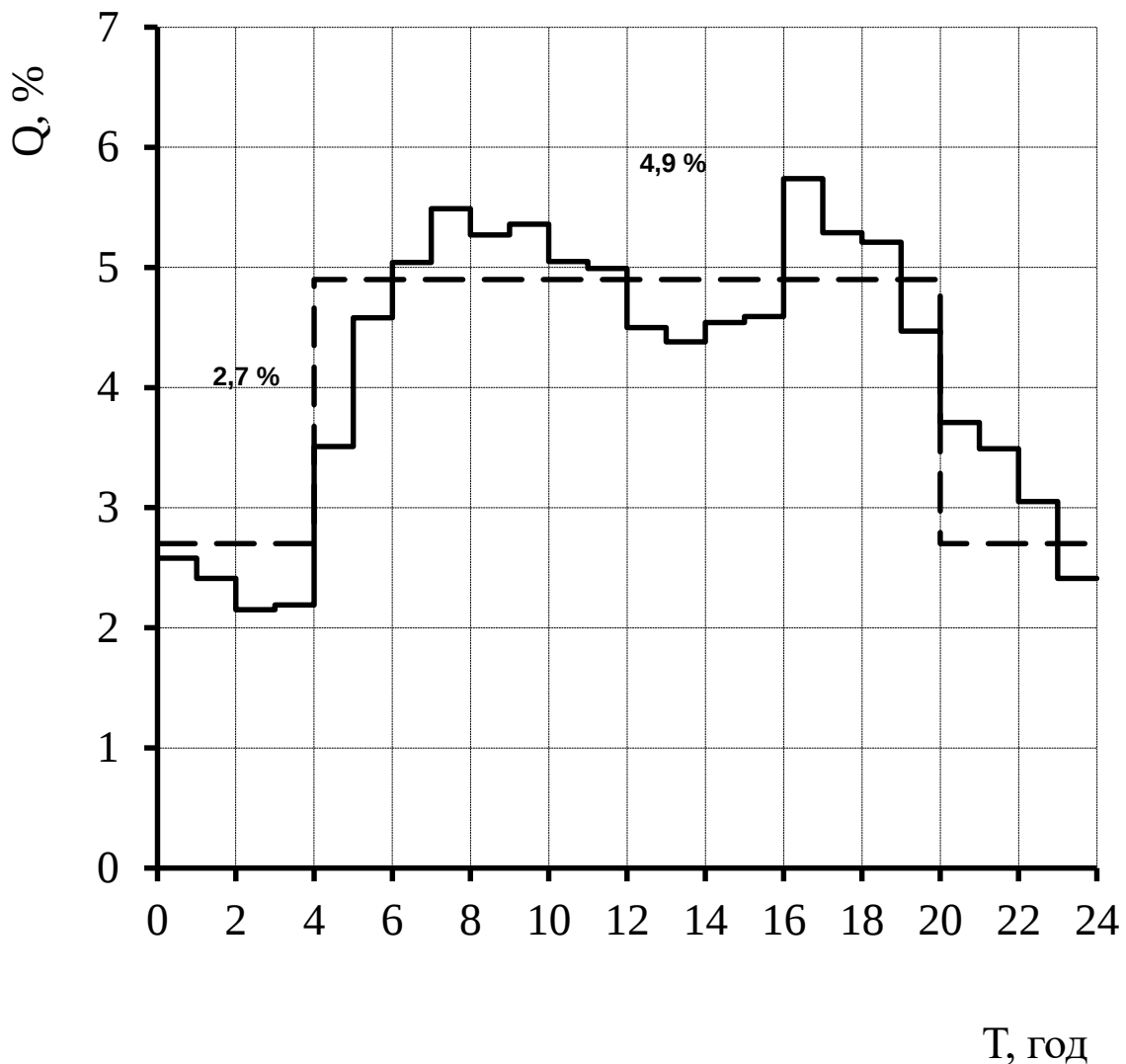


Рисунок 2.2.1.1 – Графік погодинного водоспоживання міста

Сумарна подача насосної станції за добу повинна складати 100%.

? Питання для самоконтролю

1. Якими критеріями оцінюється вірогідність водоспоживання протягом доби та року?
2. Який режим водоспоживання приймається на господарсько-питні потреби міста?
3. Як визначається коефіцієнт годинної нерівномірності?
4. Як розподіляється максимальна добова витрата міста за годинами доби?
5. Як розподіляється добова витрата на полив проїздів і зелених насаджень за годинами доби?
6. Який режим водоспоживання на господарсько-питні потреби приймається на підприємствах?

2.2.2 Практичне заняття № 5

Розрахунок об'ємів регулюючих ємностей

Мета занять: закріпити навички роботи з нормативною літературою, набути навички розрахунку регулюючих ємностей в системах водопостачання.

Завдання. Визначити об'єм регулюючої ємності водонапірної вежі та регулюючої ємності резервуарів чистої води.

Вихідні дані. Результати розв'язання задач 1.4–1.5: чисельні значення прийняти за таблицею А.1 (додаток А).

Приклад рішення завдання

Витрата води у місті у відсотках від $Q_{\text{доб}}$ приймається за стовпчиком сумарної витрати, яка записана у таблиці 2.1.2.2, а подача насосів другого підйому: на І ступені – 2,7% від $Q_{\text{доб}}$, на ІІ ступені – 4,9 % від $Q_{\text{доб}}$ (рис. 2.1.2.1).

Регулюючий об'єм водонапірної вежі визначається за формулою

$$W'_{\text{рег в.б.}} = |a| + |в|, \quad (2.2.1.1)$$

де $|a|$ і $|в|$ – відповідно найбільший та найменший залишок води у баку водонапірної вежі за абсолютною величиною.

$$W'_{\text{рег в.б.}} = 3,18 + |-0,29| = 3,47 \%$$

Тоді об'єм баку складає

$$W_{\text{рег в.б.}} = \frac{W'_{\text{рег в.б.}} \times Q_{\text{доб}}}{100} = \frac{3,47 \times 132800}{100} = 4608 \text{ м}^3.$$

Результати розрахунку наведені у таблиці 2.2.1.1.

Регулюючий об'єм резервуару чистої води розраховується аналогічно, при цьому надходження води приймається рівномірним у кількості $4,16 \div 4,17\%$ від добової витрати $Q_{\text{доб}}$.

Регулюючий об'єм $W'_{\text{рег рчв}}$ складає:

$$W'_{\text{рег РЧВ}} = 5,86 + 5,87 = 11,73\%.$$

Таблиця 2.2.1.1 – Розрахунок регулюючої ємності баку водонапірної вежі

Години доби	Витрата води у місті, %	Подача води насосами, %	Надходження у бак, %	Витрата з баку, %	Залишок у баку, %
0-1	2,58	2,7	0,12	-	0,12
1-2	2,41	2,7	0,29	-	0,41
2-3	2,15	2,7	0,55	-	0,96
3-4	2,19	2,7	0,51	-	1,47
4-5	3,51	4,9	1,39	-	2,86
5-6	4,58	4,9	0,32	-	3,18
6-7	5,04	4,9	-	0,14	3,04
7-8	5,49	4,9	-	0,59	2,45
8-9	5,27	4,9	-	0,37	2,08
9-10	5,36	4,9	-	0,46	1,62
10-11	5,05	4,9	-	0,15	1,47
11-12	4,99	4,9	-	0,09	1,38
12-13	4,5	4,9	0,4	-	1,78
13-14	4,38	4,9	0,52	-	2,30
14-15	4,54	4,9	0,36	-	2,66
15-16	4,59	4,9	0,31	-	2,97
16-17	5,74	4,9	-	0,84	2,13
17-18	5,29	4,9	-	0,39	1,74
18-19	5,21	4,9	-	0,31	1,43
19-20	4,47	4,9	0,43	-	1,86
20-21	3,71	2,7	-	1,01	0,85
21-22	3,49	2,7	-	0,79	0,06
22-23	3,05	2,7	-	0,35	-0,29
23-24	2,41	2,7	0,29	-	0
Всього	100	100	5,49	5,49	

Регулюючий об'єм $W_{\text{рег РЧВ}}$ у кубічних метрах

$$W_{\text{рег РЧВ}} = \frac{W'_{\text{рег.РЧВ}} \times Q_{\text{доб}}}{100} = \frac{11,73 \times 132800}{100} = 15577 \text{ м}^3.$$

Вода з резервуарів чистої води подається насосами другого підйому споживачам. Розрахунок регулюючої ємності резервуарів чистої води наведено у таблиці 2.2.1.2.

Таблиця 2.2.1.2 – Розрахунок регулюючої ємності резервуарів чистої води

Години доби	Надходження води, %	Подача води насосами, %	Надходження у РЧВ, %	Витрата з РЧВ, %	Залишок у РЧВ, %
0-1	4,16	2,7	1,46	-	1,46
1-2	4,17	2,7	1,47	-	2,93
2-3	4,17	2,7	1,47	-	4,4
3-4	4,16	2,7	1,46	-	5,86
4-5	4,17	4,9	-	0,73	5,13
5-6	4,17	4,9	-	0,73	4,4
6-7	4,16	4,9	-	0,74	3,66
7-8	4,17	4,9	-	0,73	2,93
8-9	4,17	4,9	-	0,73	2,2
9-10	4,16	4,9	-	0,74	1,46
10-11	4,17	4,9	-	0,73	0,73
11-12	4,17	4,9	-	0,73	0
12-13	4,16	4,9	-	0,74	-0,74
13-14	4,17	4,9	-	0,73	-1,47
14-15	4,17	4,9	-	0,73	-2,2
15-16	4,16	4,9	-	0,74	-2,94
16-17	4,17	4,9	-	0,73	-3,67
17-18	4,17	4,9	-	0,73	-4,4
18-19	4,16	4,9	-	0,74	-5,14
19-20	4,17	4,9	-	0,73	-5,87
20-21	4,17	2,7	1,47	-	-4,4
21-22	4,16	2,7	1,46	-	-2,94
22-23	4,17	2,7	1,47	-	-1,47
23-24	4,17	2,7	1,47	-	0
Всього	100	100	11,73	11,73	

? Питання для самоконтролю

1. Як розподіляється витрата на господарсько-питні потреби робітників на виробництві за годинами доби?
2. Який режим водоспоживання на прийом душа застосовується на виробництві?
3. Як розподіляється добова витрата води на душ за годинами доби?
4. Який режим водоспоживання приймається на виробничі потреби?
5. Як розподіляється добова витрата води на виробничі потреби за годинами доби?
6. Від чого залежить регулююча ємність резервуарів?

7. Які методи використовуються для визначення регулюючої ємності водонапірної вежі та резервуарів чистої води?

Розділ 2.3 Розрахунок робочих параметрів водопровідних мереж

2.3.1 Практичні заняття № 6-7

Розрахунок характеристик водопровідної мережі, висоти вежі та напору насосів за п'єзометричними лініями

Мета занять: набути вмінь з визначення характеристик водопровідної мережі, навчитись аналізувати графічні схеми п'єзометричних ліній у системах водопостачання, отримати навички розрахунку напору насосів.

Завдання 6.1. Визначити необхідну висоту стовбура водонапірної вежі та необхідний напір насосів.

Вихідні дані. У невідігданому вузлі мережі вільний напір повинен дорівнювати H_1 , втрати напору у мережі від невідідданого вузла до вузла підключення водоводів – h_1 , втрати напору у водоводах – h_2 . Абсолютна позначка невідідданого вузла – z_1 , позначка осі насосів – z_2 . Водонапірна вежа розташована на початку мережі на позначці z_3 . Висота баку вежі – h_3 . Чисельні значення прийняти за таблицею А (додаток А).

Завдання 6.2. Визначити висоту стовбура водонапірної вежі та необхідний напір насосів у мережі з контррезервуаром.

Вихідні дані. У невідідданому вузлі мережі з контррезервуаром, який має позначку z_4 , необхідно забезпечити вільний напір H_2 . Водонапірна вежа знаходиться на позначці z_5 , позначка вузла підключення водоводів до мережі – z_6 , позначка осі насосів – z_7 , висота баку – h_3 . Втрати напору у мережі та водоводах наступні: від невідідданого вузла до водонапірної вежі – h_4 , від невідідданого вузла до вузла підключення водоводів – h_5 , втрати у водоводах – h_6 , у випадку максимального транзиту сумарні втрати у мережі та водоводах – h_7 . Чисельні значення прийняти за таблицею А.5 (додаток А).

Завдання 6.3. За умовами завдання №6.2 визначити необхідний напір насосів у системі пожежогасіння низького тиску.

Вихідні дані. Втрати напору у мережі від вузла підключення водоводів до невідідданого вузла при пожежі дорівнюють h_8 , а втрати у водоводах – h_9 . Числові значення вихідних величин прийняти за таблицею А.5 (додаток А).

Завдання 7.1. За умовами завдання № 6.2 визначити необхідний напір насосів у системі пожежогасіння високого тиску.

Вихідні дані. Втрати у мережі при пожежі – h_{10} , втрати у водоводах – h_{11} , необхідний напір у невідідданому вузлі при пожежі – H_3 . Числові значення вихідних величин прийняти за таблицею А5 (додаток А).

Завдання 7.2. За умовами завдання № 6.1 визначити необхідний напір насосів у системі пожежогасіння низького тиску. Умовно прийняти, що розташування невідідданого вузла не змінюється.

Вихідні дані. Втрати напорів у мережі від вузла підключення водоводів до невідповідного вузла при пожежі складають h_8 , а втрати у водоводах – h_9 , Числові значення вихідних величин прийняти за таблицею А.5 (додаток А).

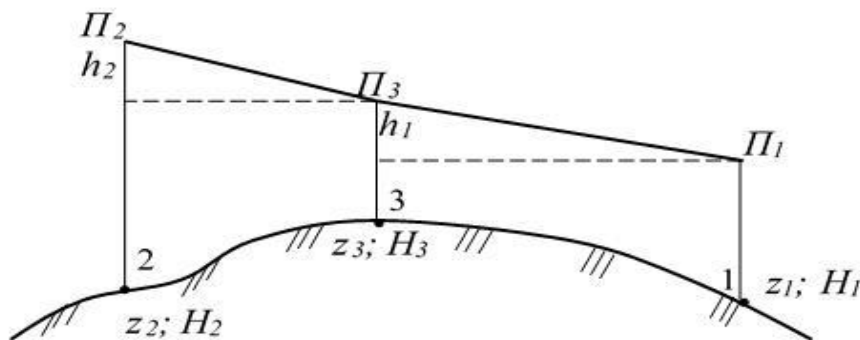
Завдання 7.3. За умовами завдання № 1 визначити необхідний напір насосів у системі пожежогасіння високого тиску. Розташування невідповідного вузла у мережі не змінюється.

Вихідні дані. Втрати напорів у мережі при пожежі – h_{10} , втрати у водоводах – h_{11} , необхідний напір у невідповідному вузлі при пожежі – H_3 . Числові значення прийняти за таблицею А.5 (додаток А).

Приклади виконання завдань

До завдання № 6.1. Вихідні дані: $H_1 = 36$ м, $h_1 = 20$ м, $h_2 = 5$ м, $z_1 = 150$ м, $z_2 = 120$ м, $z_3 = 160$ м, $h_3 = 5$ м.

За умовами завдання № 6.1 будуються п'єзометричні лінії (рис.2.3.1.1).



Π_1, Π_2, Π_3 – п'єзометричні позначки у вузлах 1, 2, 3; H_1, H_2, H_3 – вільні напори у вузлах 1, 2, 3; z_1, z_2, z_3 – геодезичні позначки у вузлах 1, 2, 3; h_1, h_2 – втрати на ділянках мережі

Рисунок 2.3.1.1 – Схема п'єзометричних ліній до завдання № 6.1

Як видно з рис.2.3.1.1, висота стовбура водонапірної вежі складає:

$$H_6 = \Pi_3 - z_3, \quad (2.3.1.1)$$

де Π_3 – п'єзометрична позначка у вузлі 3, яка визначається за формулою

$$\Pi_3 = \Pi_1 + h_1 = H_1 + z_1 + h_1, \quad (2.3.1.2)$$

де Π_1 – п'єзометрична позначка у вузлі 1.

Тоді

$$\Pi_3 = 36 + 150 + 20 = 206 \text{ м,}$$

висота вежі складає:

$$H_6 = 206 - 160 = 46 \text{ м.}$$

Напір насосів другого підйому при порожньому баку визначається за формулою:

$$H_n = \Pi_2 - z_2 = \Pi_3 + h_2 - z_2, \quad (2.3.1.3)$$

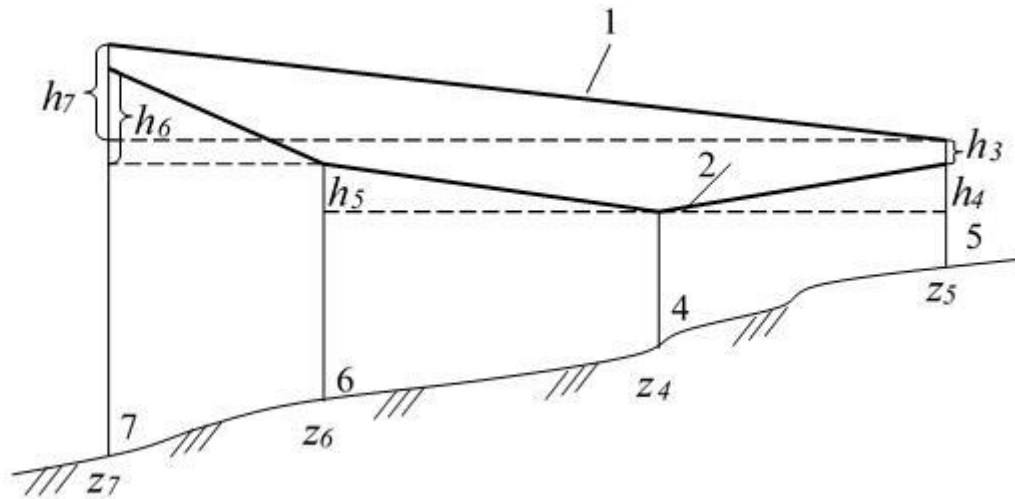
$$H_n = 206 + 5 - 120 = 91 \text{ м.}$$

Необхідний напір при повному баку:

$$H'_n = H_n + h_3 = 91 + 5 = 96 \text{ м.}$$

До завдання № 6.2. Вихідні дані: $z_4 = 90 \text{ м}$, $H_2 = 24 \text{ м}$, $z_5 = 91 \text{ м}$, $z_6 = 70 \text{ м}$, $z_7 = 65 \text{ м}$, $h_1 = 20 \text{ м}$, $h_3 = 5 \text{ м}$, $h_4 = 5 \text{ м}$, $h_5 = 5 \text{ м}$, $h_6 = 6 \text{ м}$, $h_7 = 15 \text{ м}$.

За умовами завдання № 6.2 будуються п'єзометричні лінії: при транзиті – 1, при максимальному водоспоживанні – 2 (рис.2.3.1.2). Висота стовбура водонапірної вежі визначається для режиму максимального водоспоживання.



$z_4 \div z_7$ – геодезичні позначки у вузлах 4 ÷ 7; $h_3 \div h_7$ – втрати напору на ділянках мережі

Рисунок 2.3.1.2 – Схема п'єзометричних ліній до завдання № 6.2

Висота стовбура вежі визначається за формулою

$$H_6 = \Pi_5 - z_5 = \Pi_4 + h_4 - z_5 = z_4 + H_2 + h_4 - z_5, \quad (2.3.1.4)$$

де Π_4 і Π_5 – п'єзометричні позначки у вузлах 4 і 5 відповідно.

Тоді

$$H_6 = 90 + 24 + 5 - 91 = 28 \text{ м.}$$

Необхідний напір насосів при максимальному водоспоживанні та порожньому баку визначається за формулою

$$H_n = \Pi_7 - z_7, \quad (2.3.1.5)$$

де Π_7 – п'єзометрична позначка насосної станції:

$$P_7 = P_4 + h_5 + h_6 = z_4 + H_2 + h_5 + h_6, \quad (2.3.1.6)$$

Тоді

$$P_7 = 90 + 24 + 7 + 6 = 127 \text{ м},$$

При максимальному транзиті напір насосів визначається за формулою

$$H'_n = P'_7 - z_7, \quad (2.3.1.7)$$

$$H_n = 127 - 65 = 62 \text{ м}.$$

П'єзометрична позначка визначається за рівнянням

$$P'_7 = P'_5 + h_7 = z_5 + H_6 + h_3 + h_7, \quad (2.3.1.8)$$

де P'_5 і P'_7 – п'єзометричні позначки при транзиті у вузлах 5 та 7 відповідно.

Тоді

$$P'_7 = 91 + 28 + 5 + 15 = 139 \text{ м},$$

$$H'_n = 139 - 65 = 74 \text{ м}.$$

Заходи для попередження та усунення надмірних тисків у мережі наведені у [50, розділ 8.2], для багатоповерхових районів проєктуються насосні станції третього підйому [56, п.14.9]. Тиск води у водорозбірній арматурі, яка встановлена на нижньому поверсі будинку, не повинен перевищувати 0,45 МПа, у пожежному крані на нижньому поверсі – 0,9 МПа [55, п.5.14].

До завдання № 6.3. Вихідні дані: $h_8 = 20 \text{ м}$, $h_9 = 10 \text{ м}$.

Для систем з контррезервуаром невідгідний вузол при пожежогасінні знаходиться біля водонапірної вежі, як показано на рис. 2.3.1.2. У цьому вузлі відповідно до [50, п.6.3.5] необхідно забезпечити мінімальний вільний напір 10 м. Для режиму пожежогасіння запишемо рівняння:

$$P_{н.т.} = z_5 + 10, \quad (2.3.1.8)$$

$$H_n = P_{н.т.} + h_8 + h_9 - z_7 = z_5 + h_8 + h_9 + 10 - z_7, \quad (2.3.1.9)$$

де $P_{н.т.}$ – п'єзометрична позначка у невідгідному вузлі при пожежі.

Тоді напір насосів складатиме

$$H_n = 91 + 20 + 10 + 10 - 65 = 65 \text{ м}.$$

До завдання № 7.1. Вихідні дані: $h_{10} = 40 \text{ м}$, $H_3 = 35 \text{ м}$, $h_{11} = 11 \text{ м}$.

Для систем водопостачання з контррезервуаром, невідгідний вузол буде розташований поблизу вежі незалежно від системи пожежогасіння. Тоді системи пожежогасіння низького та високого тиску будуть відрізнятися тільки необхідним напором у невідгідному вузлі. Тоді доцільно записати рівняння

$$P_{н.т.} = z_5 + H_3, \quad (2.3.1.10)$$

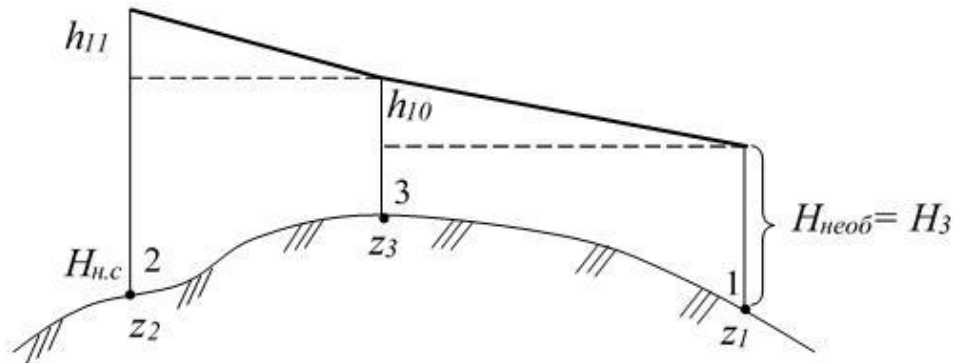
$$H_n = P_{н.т.} + h_{10} + h_{11} - z_7 = z_5 + H_3 + h_{10} + h_{11} - z_7 \quad (2.3.1.11)$$

Напір насосів

$$H_n = 91 + 35 + 40 + 11 - 65 = 112 \text{ м.}$$

До завдання № 7.2. Вихідні дані: $h_{10} = 40 \text{ м}$, $h_{11} = 11 \text{ м}$.

П'єзометрична лінія за умовами завдання показана на рис. 2.3.1.3.



$H_{н.с.}$ – напір насосів; $H_{необ}$ – необхідний напір; $z_1, \dots, z_3$ – геодезичні позначки у вузлах 1 ÷ 3; $h_{10} \div h_{11}$ – втрати напору на ділянках мережі

Рисунок 2.3.1.3 – Схема п'єзометричних ліній до завдання № 7.2

В системі пожежогашіння низького тиску п'єзометрична позначка у невідгідному вузлі складає

$$П_{н.т.} = z_1 + 10 = 150 + 10 = 160 \text{ м.}$$

Напір насосів повинен дорівнювати

$$H_n = П_{н.т.} + h_{10} + h_{11} - z_2 = 160 + 40 + 11 - 120 = 91 \text{ м.}$$

До завдання № 7.3. Вихідні дані: $h_{10} = 40 \text{ м}$, $H_3 = 35 \text{ м}$, $h_{11} = 11 \text{ м}$.

Загальний вигляд п'єзометричної лінії у системі пожежогашіння високого тиску буде такий, як показано на рис. 2.3.1.3 з урахуванням того, що вихідні дані для завдань № 7.2 та № 7.3 відрізняються тільки величиною необхідного вільного напору, напір насосів складатиме:

$$H_b = H_n + (H_3 - 10) = 91 + 35 - 10 = 116 \text{ м.}$$

Питання для самоконтролю

- 1... Що таке необхідний та фактичний вільний напір у водопровідній мережі?
- 2... Як визначити невідгідний (критичний) вузол у водопровідній мережі?
- 3... З якою метою водонапірна вежа встановлюється на найвищих позначках місцевості?
- 4... Чим пояснюється однобічний ухил п'єзометричної лінії у мережі з вежею на її початку?
- 5... Що найбільше впливає на необхідний напір у водопровідній мережі при господарсько-питному водоспоживанні?
- 6... Як визначаються п'єзометричні позначки у вузлах водопровідної мережі?
- 7... Від чого залежить висота водонапірної вежі?

8. Як визначається необхідний напір насосів другого підйому для подачі води в мережу з вежею на її початку при господарсько-питному водоспоживанні?
9. Чим пояснюється неоднобічний ухил п'єзометричної лінії у мережі з контррезервуаром при господарсько-питному водоспоживанні за годину максимального водоспоживання?
10. В яких межах змінюється напір у системі з контррезервуаром при господарсько-питному водоспоживанні?

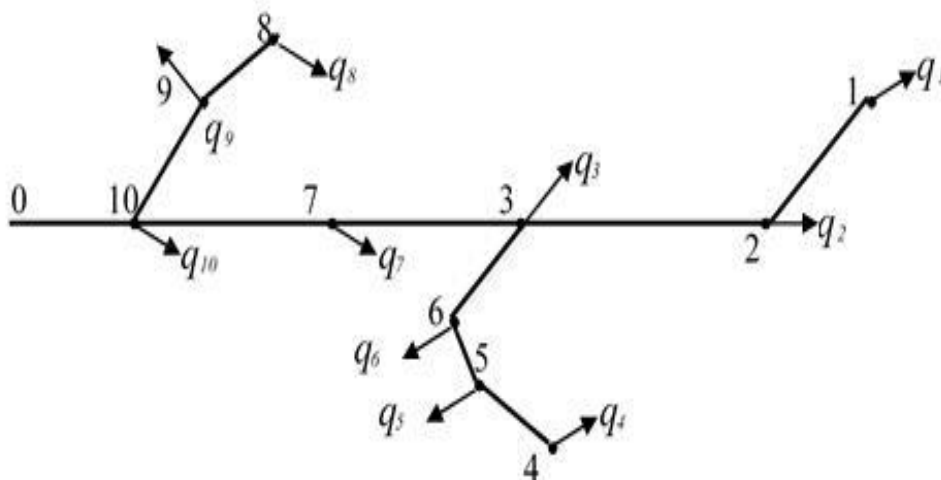
Розділ 2.4 Розрахунок розгалужених водопровідних мереж

2.4.1 Практичні заняття № 8-9

Розрахунок розгалужених водопровідних мереж

Мета занять: набути вмінь з визначення розрахункових витрат на ділянках розгалуженої водопровідної мережі, навчитись визначати розрахункові параметри для комбінованих водопровідних мереж.

Завдання № 8.1. Визначити розрахункові витрати ділянок розгалуженої водопровідної мережі, яка показана на рис. 2.4.1.1.



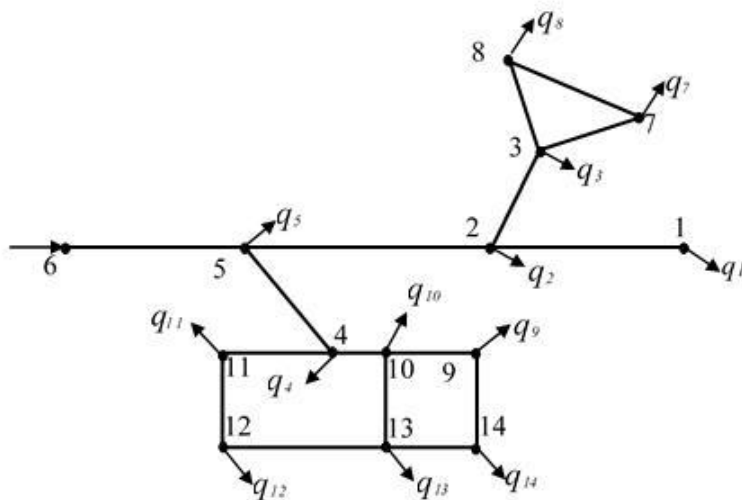
$q_1 \div q_{10}$ – вузлові витрати води

Рисунок – 2.4.1.1 Розрахункова схема водопровідної мережі до завдання 8.1

Вихідні дані. Вузлові витрати води $q_1 \div q_{10}$ прийняти за таблицею А.6 (додаток А).

Завдання № 8.2. Визначити розрахункові витрати ділянок 1–2, 3–2, 2–5, 4–5, 5–6 комбінованої розгалуженої мережі, схема якої показана на рис. 2.4.1.2.

Вихідні дані. Числові значення вузлових витрат q_i прийняти за таблицею А.6 (додаток А).

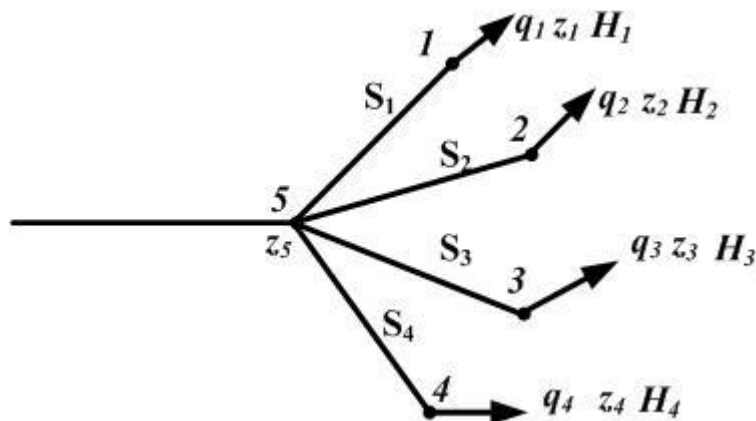


$q_1 \div q_{14}$ – вузлові витрати води

Рисунок 2.4.1.2 – Схема відбору води у вузлах мережі до завдання 8.2

Завдання № 8.3. Для розгалуженої водопровідної мережі, схема якої показана на рис. 2.4.1.3, визначити необхідний напір у вузлі 5.

Вихідні дані. Числові значення прийняти за таблицею А.6 (додаток А).

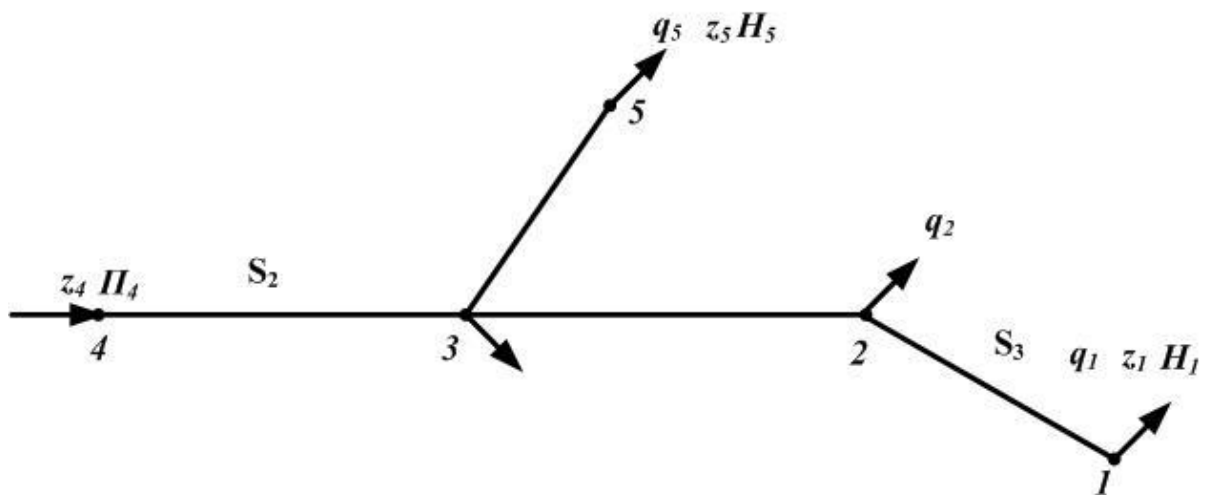


$q_1 \div q_4$ – вузлові витрати води; $z_1 \div z_4$ – геодезичні позначки; $H_1 \div H_4$ – вільні напори; $S_1 \div S_4$ – опори ділянок

Рисунок 2.4.1.3 – Схема відбору води у вузлах мережі до завдання 8.3

Завдання № 9.1. Визначити допустимий повний опір ділянок 2–3 та 3–5 мережі, схема якої наведена на рис. 2.4.1.4.

Вихідні дані. Числові значення прийняти за таблицею А.6 (додаток А).



$q_1 \div q_5$ – вузлові витрати води; z_1, z_4, z_5 – геодезичні позначки; H_1, H_5 – вільні напори; $S_1 \div S_3$ – опори ділянок; Π_4 – п'єзометрична позначка у вузлі 4

Рисунок 2.4.1.4 – Схема відбору води у вузлах мережі до завдання 9.1

Завдання № 9.2. Визначити економічні діаметри для ділянок головної магістралі, якщо економічний фактор $\Theta = 1$.

Вихідні дані. Результати виконання завдання № 8.1.

Приклади виконання завдань

До завдання № 8.1. Вихідні дані: $q_1 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_2 = 0,2 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_3 = 0,7 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_4 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_5 = 0,2 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_6 = 0,3 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_7 = 0,4 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_8 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_9 = 0,2 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_{10} = 0,5 \text{ м}^3/\text{с}$.

Виходячи з того, що алгебраїчна сума витрат у кожному вузлі дорівнює нулю [13], визначаємо вузлові витрати води:

$$q_{1-2} = q_1 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-3} = q_{1-2} + q_2 = 0,1 + 0,2 = 0,3 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{4-5} = q_4 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{5-6} = q_{4-5} + q_5 = 0,1 + 0,2 = 0,3 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{3-6} = q_{5-6} + q_6 = 0,3 + 0,3 = 0,6 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{3-7} = q_{3-6} + q_3 + q_{3-2} = 0,6 + 0,7 + 0,3 = 1,6 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{7-10} = q_{3-7} + q_7 = 1,6 + 0,4 = 2,0 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{8-9} = q_8 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{9-10} = q_{8-9} + q_9 = 0,1 + 0,2 = 0,3 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{0-10} = q_{9-10} + q_{7-10} + q_{10} = 0,3 + 2,0 + 0,5 = 2,8 \text{ м}^3/\text{с}.$$

До завдання № 8.2. Вихідні дані: $q_1 = 0,5 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_2 = 0,4 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_3 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_4 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_5 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_7 = 0,2 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_8 = 0,3 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_9 = 0,2 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_{10} = 0,3 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_{11} = q_1 = 0,5 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_{12} = q_2 = 0,4 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_{13} = q_3 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_{14} = q_4 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с}$.

Рішення. Виходячи з того, що алгебраїчна сума витрат у кожному вузлі дорівнює нулю [13], визначаємо витрати води на ділянках:

$$q_{1-2} = q_1 = 0,5 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-3} = q_3 + q_7 + q_8 = 0,1 + 0,2 + 0,3 = 0,6 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-5} = q_2 + q_{2-3} + q_{2-1} = 0,4 + 0,6 + 0,5 = 1,5 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{5-4} = q_4 + q_{11} + q_{12} + q_{13} + q_{14} + q_9 + q_{10} = 0,1 + 0,5 + 0,4 + 0,1 + 0,1 + 0,2 + 0,3 = 1,7 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{5-6} = q_5 + q_{2-5} + q_{4-5} = 0,1 + 1,5 + 1,7 = 1,5 \text{ м}^3/\text{с}.$$

До завдання № 8.3. Вихідні дані: $q_1 = 0,4 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_2 = 0,4 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_3 = 0,5 \text{ м}^3/\text{с}$, $q_{0-1} = 0,5 \text{ м}^3/\text{с}$, $z_1 = 40 \text{ м}$, $z_3 = 30 \text{ м}$, $H_1 = 32 \text{ м}^3/\text{с}$, $S_1 = 40$ (для витрати у $\text{м}^3/\text{с}$), $S_2 = 10$ (для витрати у $\text{м}^3/\text{с}$).

Визначаємо напрямок руху води та витрати води на ділянках мережі, складаємо рівняння виду

$$\sum q_{\text{вузл.}} = 0. \quad (2.4.1.1)$$

У вузлі 1:

$$q_{0-1} - q_1 - q_{1-2} = 0, \quad (2.4.1.2)$$

тоді

$$q_{1-2} = q_{0-1} - q_1 = 0,5 - 0,4 = 0,1 \text{ м}^3/\text{с};$$

напрямок руху води від вузла 1 у вузол 2.

У вузлі 2:

$$q_{1-2} - q_2 + q_{2-3} = 0, \quad (2.4.1.3)$$

$$q_{2-3} = q_2 - q_{1-2} = 0,4 - 0,1 = 0,3 \text{ м}^3/\text{с};$$

напрямок руху води від вузла 3 у вузол 2.

У вузлі 3:

$$-q_{2-3} - q_3 + q_{\text{н.ст.}} = 0, \quad (2.4.1.4)$$

$$q_{\text{н.ст.}} = q_3 + q_{2-3} = 0,5 + 0,3 = 0,8 \text{ м}^3/\text{с},$$

подача здійснюється у вузол 3.

Напір насосної станції у вузлі 3 визначається за формулою

$$H_3 = P_3 - z_3, \quad (2.4.1.5)$$

де P_3 – п'єзометрична позначка у вузлі № 3, яка визначається відносно вузла 1:

$$P_3 = P_1 - S_1 q_{1-2}^2 + S_2 q_{2-3}^2 = z_1 + H_1 - S_1 q_{1-2}^2 + S_2 q_{2-3}^2, \quad (2.4.1.6)$$

$$P_3 = 40 + 32 - 40 \times 0,1^2 + 10 \times 0,3^2 = 72,5 \text{ м}.$$

Тоді напір насосної станції у вузлі 3 складатиме

$$H_3 = 72,5 - 30 = 42,5 \text{ м}.$$

До завдання № 9.1. Вихідні дані: $q_1 = 0,3 \text{ м}^3/\text{с}$; $H_1 = 16 \text{ м}$; $Z_1 = 50 \text{ м}$; $q_2 = 0,3 \text{ м}^3/\text{с}$; $S_3 = 40$; $q_3 = 0,2 \text{ м}^3/\text{с}$; $q_5 = 0,4 \text{ м}^3/\text{с}$; $Z_5 = 30 \text{ м}$; $H_5 = 32 \text{ м}$; $S_2 = 20$; $P_4 = 120 \text{ м}$; $Z_4 = 50 \text{ м}$. Опори ділянок вказані для витрат у $\text{м}^3/\text{с}$.

Визначаємо витрати води на окремих ділянках відповідно до умови(2.4.1.1):

$$q_{1-2}=0,3 \text{ м}^3/\text{с}; q_{2-3}=0,6 \text{ м}^3/\text{с}; q_{3-5}=0,4 \text{ м}^3/\text{с}; q_{3-4}=1,2 \text{ м}^3/\text{с}.$$

П'єзометричні позначки у вузлах мережі:

$$П_1 = Z_1 + H_1 = 50 + 16 = 66 \text{ м};$$

$$П_2 = П_1 + S_3 \cdot q_{1-2}^2 = 66 + 40 \cdot 0,3^2 = 69,6 \text{ м};$$

$$П_3 = П_2 + S_{2-3} \cdot q_{2-3}^2 = П_4 - S_2 \cdot q_{4-3}^2 = 120 - 20 \cdot 1,2^2 = 91,2 \text{ м}.$$

Тоді втрати напору на ділянках 3–5 і 2–3:

$$h_{3-5} = П_3 - П_5 = П_3 - Z_5 - H_5 = 91,2 - 30 - 32 = 29,2 \text{ м},$$

$$h_{2-3} = П_3 - П_2 = П_3 - Z_2 - H_2 = 91,2 - 69,6 = 21,6 \text{ м}.$$

Враховуючи втрати напорів та витрати води на окремих ділянках, визначаємо опори ділянок за формулою:

$$S_{i-k} = \frac{h_{i-k}}{q_{i-k}^2}. \quad (2.4.1.7)$$

Тоді

$$S_{3-5} = \frac{h_{3-5}}{q_{3-5}^2} = \frac{29,2}{0,4^2} = 182;$$

$$S_{2-3} = \frac{h_{2-3}}{q_{2-3}^2} = \frac{21,6}{0,6^2} = 60.$$

До завдання № 9.2. Вихідні дані за результатами виконання завдання і № 9.1: а) головна магістраль – лінія з вузлами 0–10–7–3–1; б) витрати на ділянках: $q_{1-2}=0,1 \text{ м}^3/\text{с}$; $q_{2-3}=0,3 \text{ м}^3/\text{с}$; $q_{3-7}=1,6 \text{ м}^3/\text{с}$; $q_{7-10}=2,0 \text{ м}^3/\text{с}$; $q_{0-10}=2,8 \text{ м}^3/\text{с}$.

Економічний діаметр ділянки головної магістралі визначається за формулою:

$$D_e = \mathcal{E}^{0,14} \times Q^{0,14} \times Q_i^{0,28}, \quad (2.4.1.8)$$

де Q і Q_i – загальна витрата, яка надходить в магістраль, і витрата на i -й ділянці відповідно.

Тоді

$$D_{1-2} = \mathcal{E}^{0,14} \times Q^{0,14} \times Q_{1-2}^{0,28} = 1^{0,14} \times 2,8^{0,14} \times 0,1^{0,28} = 1 \times 1,155 \times 0,52 = 0,6 \text{ м};$$

$$D_{2-3} = \mathcal{E}^{0,14} \times Q^{0,14} \times Q_{2-3}^{0,28} = 1^{0,14} \times 2,8^{0,14} \times 0,3^{0,28} = 1 \times 1,155 \times 0,71 = 0,82 \text{ м};$$

$$D_{3-7} = \mathcal{E}^{0,14} \times Q^{0,14} \times Q_{3-7}^{0,28} = 1^{0,14} \times 2,8^{0,14} \times 0,6^{0,28} = 1 \times 1,155 \times 1,14 = 1,32 \text{ м};$$

$$D_{7-10} = \mathcal{E}^{0,14} \times Q^{0,14} \times Q_{7-10}^{0,28} = 1^{0,14} \times 2,8^{0,14} \times 2^{0,28} = 1 \times 1,155 \times 1,21 = 1,4 \text{ м};$$

$$D_{10-0} = \mathcal{E}^{0,14} \times Q^{0,14} \times Q_{10-0}^{0,28} = 1^{0,14} \times 2,8^{0,14} \times 2,8^{0,28} = 1 \times 1,155 \times 1,33 = 1,54 \text{ м}.$$

Питання для самоконтролю

- 1... Переваги та недоліки розгалужених водопровідних мереж.
- 2... Чому розгалужені мережі мають низьку надійність?
- 3... Чому розгалужені мережі мають меншу вартість, ніж кільцеві?
- 4... Чому у розгалужених мережах частіше виникають гідравлічні удари, ніж у кільцевих?

- 5... З урахуванням яких факторів вибирається діаметр ділянки
- 6... ?
- 7... Як визначаються втрати напору на ділянках водопровідної мережі?
- 8... Як визначається питомий опір трубопроводу?
- 9... Як визначається повний опір ділянки мережі?
10. Як визначаються витрати води на ділянках мережі?
11. Для чого визначаються економічні діаметри?

2.4.2 Практичне заняття № 10

Аналіз функціонування розгалужених інженерних мереж

Мета занять: набути вмінь з визначення економічних діаметрів для складних відгалужень водопровідної мережі, навчитись визначати розрахункові параметри для комбінованих водопровідних мереж.

Завдання № 10.1. За результатами виконання завдання № 8.1 визначити економічні діаметри для складних відгалужень. Побудувати залежності виду $D_i = f(H)$.

Вихідні дані. Економічний фактор $\Xi=1$, коефіцієнт опору по довжині $\lambda = 40 \cdot 10^{-3}$. Сумарні втрати напору H можуть приймати значення від 1 м до 20 м для кожного з відгалужень, довжини всіх ділянок однакові та дорівнюють 100 м кожна.

Завдання № 10.2. За результатами виконання завдань №8.1, №9.2, №10.1 визначити п'єзометричні позначки у всіх вузлах мережі.

Вихідні дані. Довжини ділянок однакові та дорівнюють 100 м, район забудовано п'ятиповерховими будинками. Позначки місцевості у всіх вузлах однакові: $z_i = 50$ м, а сумарні втрати напору на кожному з відгалужень приймаються рівними 1 м.

Завдання № 10.3. За умовами завдання № 10.2 визначити, як зміняться п'єзометричні позначки у вузлах, якщо у вузлі №8 необхідно забезпечити водою дев'ятиповерхові будинки.

Приклади рішення завдань

До завдання № 10.1. Вихідні дані: складними відгалуженнями в мережі є відгалуження з вузлами 8–9–10 і 4–5–6–3; б) витрати на ділянках: $q_{4-5}=0,1 \text{ м}^3/\text{с}$; $q_{5-6}=0,3 \text{ м}^3/\text{с}$; $q_{6-3}=0,6 \text{ м}^3/\text{с}$; $q_{8-9}=0,1 \text{ м}^3/\text{с}$; $q_{9-10}=0,3 \text{ м}^3/\text{с}$.

Економічний діаметр ділянки складного відгалуження визначається за формулою:

$$D_e = \left(\frac{k}{H} \sum Q_i^{\frac{\alpha\beta}{\alpha+m}} \cdot l_i \right)^{\frac{1}{m}} \cdot Q_i^{\frac{\beta}{\alpha+m}}, \quad (2.4.2.1)$$

де k – коефіцієнт втрат напору, $k \approx 0,083\lambda$.

За типовими умовами ($\alpha=1,8$; $m=5,34$; $\beta=2$) формула (2.4.2.1) приймає вигляд:

$$D_e = \left(0.083 \frac{\lambda}{H} \sum Q_i^{0.5} \cdot l_i \right)^{\frac{1}{5.34}} \cdot Q_i^{0.5}. \quad (2.4.2.2)$$

Тоді економічні діаметри відповідних ділянок дорівнюватимуть:

$$\begin{aligned} D_{8-9} &= \left[0.083 \cdot \frac{40}{1000 \cdot H} (0.1^{0.5} \cdot 100 + 0.3^{0.5} \cdot 100) \right]^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.1^{0.5} = \\ &= \left[\frac{0.00332}{H} (31.6 + 57.77) \right]^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.316 = \left(\frac{0.2967}{H} \right)^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.316; \\ D_{9-10} &= \left[0.083 \cdot \frac{40}{1000 \cdot H} (31.6 + 57.77) \right]^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.578 = \left(\frac{0.2967}{H} \right)^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.578; \\ D_{4-5} &= \left[\frac{0.00332}{H} (0.1^{0.5} \cdot 100 + 0.3^{0.5} \cdot 100 + 0.6^{0.5} \cdot 100) \right]^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.1^{0.5} = \\ &= \left[\frac{0.00332}{H} (31.6 + 57.77 + 77.46) \right]^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.316 = \left(\frac{0.5539}{H} \right)^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.316; \\ D_{5-6} &= \left(\frac{0.5539}{H} \right)^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.3^{0.5} = \left(\frac{0.5539}{H} \right)^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.578; \\ D_{6-3} &= \left(\frac{0.5539}{H} \right)^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.6^{0.5} = \left(\frac{0.5539}{H} \right)^{\frac{1}{5.34}} \cdot 0.775. \end{aligned}$$

Для того, щоб побудувати залежності виду $D_i=f(H)$, необхідно визначити величини діаметрів D_i не менше, ніж у трьох вузлах. Побудуємо графіки за прийнятими значеннями напорів у п'яти вузлах. Результати розрахунків наведені у таблиці 2.4.2.1.

Таблиця 2.4.2.1 – Економічні діаметри ділянок складних відгалужень

Номер ділянки	D, м				
	H =1	H =5	H =10	H =15	H =20
8 – 9	0,25	0,18	0,16	0,15	0,14
9 – 10	0,46	0,34	0,30	0,27	0,26
4 – 5	0,28	0,21	0,18	0,17	0,16
5 – 6	0,52	0,38	0,33	0,31	0,29
6 – 3	0,69	0,51	0,45	0,41	0,39

За даними табл. 2.4.2.1 побудовані графіки виду $D_i=f(H_i)$ (рис.2.4.2.1).

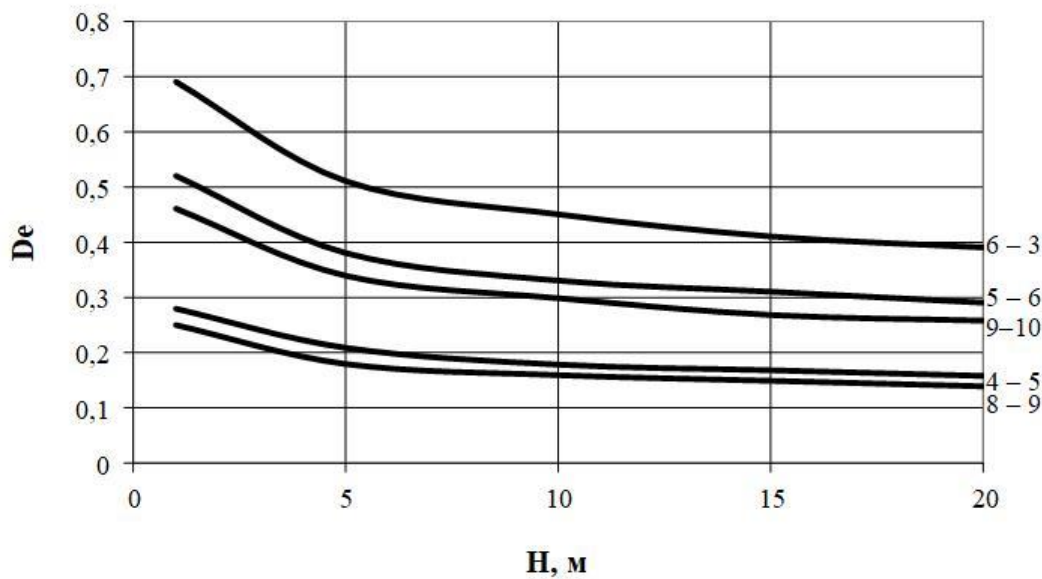


Рисунок 2.4.2.1 – Результати розрахунків економічних діаметрів D_e

До завдання № 10.2. Вихідні дані за результатами виконання завдань №8.1, № 9.2, №10.1:

$q_{1-2}=0,1 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{1-2}=600 \text{ мм}$; $q_{2-3}=0,6 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{2-3}=800 \text{ мм}$;
 $q_{3-7}=1,6 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{3-7}=1400 \text{ мм}$; $q_{7-10}=2 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{7-10}=1400 \text{ мм}$;
 $q_{0-10}=2,8 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{0-10}=1500 \text{ мм}$; $q_{4-5}=0,1 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{4-5}=300 \text{ мм}$;
 $q_{5-6}=0,3 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{5-6}=500 \text{ мм}$; $q_{6-3}=0,6 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{6-3}=700 \text{ мм}$;
 $q_{8-9}=0,1 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{8-9}=250 \text{ мм}$; $q_{9-10}=0,3 \text{ м}^3/\text{с}$; $D_{9-10}=450 \text{ мм}$.

Довжина кожної ділянки 100 м. Необхідний напір у кінцевому вузлі 26 м. Позначки місцевості у всіх вузлах однакові та дорівнюють $Z=50 \text{ м}$.

Так як позначки місцевості у всіх вузлах однакові та кількість поверхів у будинках теж однакова, то не вигідним вузлом буде найбільш віддалений вузол складного відгалуження – вузол №1. П'єзометрична позначка у не вигідному вузлі визначається за формулою:

$$P_{н.т.} = Z_{н.т.} + H_{нотр}, \quad (2.4.2.3)$$

де $Z_{н.т.} = 50 \text{ м}$ – позначка місцевості у вузлі 1;

$H_{нотр}$ – необхідний напір у не вигідному вузлі, $H_{нотр} = 26 \text{ м}$.

$$P_{н.т.} = 50 + 26 = 76 \text{ м}.$$

Щоб визначити п'єзометричні позначки у всіх вузлах, необхідно спочатку визначити втрати напору на кожній ділянці за формулою

$$h_{i-k} = S_{o \ i-k} \times l_{i-k} \times q_{i-k}^2, \quad (2.4.2.4)$$

де l_{i-k} – довжина ділянки $i-k$, $l_{i-k} = 100 \text{ м}$;

q_{i-k} – витрата води на ділянці $i-k$;

$S_{o\ i-k}$ – питомий опір ділянки $i-k$, який приймається з урахуванням діаметрів ділянок за таблицями [46]:

$$S_{o\ 1-2}=0,02262; \quad S_{o\ 2-3}=0,005514; \quad S_{o\ 3-7}=S_{o\ 7-10}=0,0002916;$$

$$S_{o\ 0-10}=0,0002023; \quad S_{o\ 4-5}=0,8466; \quad S_{o\ 5-6}=0,05784;$$

$$S_{o\ 6-3}=0,01098; \quad S_{o\ 8-9}=2,187; \quad S_{o\ 9-10}=0,09928;$$

Тоді втрати напору на ділянках складатимуть:

$$h_{1-2}=0,02262 \cdot 100 \cdot 0,1^2=0,02 \text{ м};$$

$$h_{2-3}=0,005514 \cdot 100 \cdot 0,6^2=0,20 \text{ м};$$

$$h_{3-7}=0,0002916 \cdot 100 \cdot 1,6^2=0,08 \text{ м};$$

$$h_{7-10}=0,0002916 \cdot 100 \cdot 2^2=0,12 \text{ м};$$

$$h_{0-10}=0,0002023 \cdot 100 \cdot 2,8^2=0,16 \text{ м};$$

$$h_{4-5}=0,8466 \cdot 100 \cdot 0,1^2=0,85 \text{ м};$$

$$h_{5-6}=0,05784 \cdot 100 \cdot 0,3^2=0,52 \text{ м};$$

$$h_{6-3}=0,01098 \cdot 100 \cdot 0,6^2=0,40 \text{ м};$$

$$h_{8-9}=2,187 \cdot 100 \cdot 0,1^2=2,19 \text{ м};$$

$$h_{9-10}=0,09928 \cdot 100 \cdot 0,3^2=0,89 \text{ м}.$$

Щоб визначити невідгідний вузол, треба порівняти між собою втрати напору на різних ділянках, які виходять з одного вузла. Порівняємо спочатку втрати напору на напрямках 1 – 2 – 3 та 4 – 5 – 6 – 3:

$$h_{1-2-3}=0,02+0,20=0,22 \text{ м};$$

$$h_{4-5-6-3}=0,85+0,52+0,4=1,77 \text{ м}.$$

Невідгідним вузлом відносно вузла 3 буде вузол 4, тому що $h_{4-5-6-3} > h_{1-2-3}$. Тепер треба порівняти напрямки 8 – 9 – 10 та 4 – 5 – 6 – 3 – 7 – 10:

$$h_{8-9-10}=2,19+0,89=3,08 \text{ м};$$

$$h_{4-5-6-3-7-10}=1,77+0,08+0,12=1,97 \text{ м}.$$

Так як втрати напору на першому напрямку більші, то невідгідним буде вузол 8, відносно якого треба визначати п'єзометричні позначки у всіх інших вузлах. Таким чином, п'єзометричні позначки у вузлах мережі складатимуть:

$$P_8 = P_{н.м.} = 76 \text{ м};$$

$$P_9 = P_8 + h_{8-9} = 76 + 2,19 = 78,19 \text{ м};$$

$$P_{10} = P_9 + h_{9-10} = 78,19 + 0,89 = 79,08 \text{ м};$$

$$P_7 = P_{10} - h_{7-10} = 79,08 - 0,12 = 78,96 \text{ м};$$

$$P_3 = P_7 - h_{7-3} = 78,96 - 0,08 = 78,88 \text{ м};$$

$$P_2 = P_3 - h_{2-3} = 78,88 - 0,20 = 78,68 \text{ м};$$

$$P_1 = P_2 - h_{1-2} = 78,68 - 0,02 = 78,66 \text{ м};$$

$$P_6 = P_3 - h_{3-6} = 78,88 - 0,4 = 78,48 \text{ м};$$

$$P_5 = P_6 - h_{5-6} = 78,48 - 0,52 = 77,96 \text{ м};$$

$$P_4 = P_5 - h_{4-5} = 77,96 - 0,85 = 77,11 \text{ м};$$

$$P_0 = P_{10} + h_{0-10} = 79,08 + 0,16 = 79,24 \text{ м}.$$

До завдання № 10.3. Вихідні дані за результатами виконання завдання № 3:

- п'єзометрична позначка у вузлі №8 – 76 м;
- необхідний напір у вузлі 8 повинен забезпечувати водою дев'ятиповерхові будинки.

Враховуючи те, що умови водоспоживання не змінюються, вузол №8 залишається невідгінним. Вузлові витрати не змінюються, тому втрати напору на ділянках теж не будуть змінюватись. Таким чином, конфігурація п'єзометричної лінії залишається без змін, вона підніметься паралельно собі на величину збільшення необхідного напору у невідгінному вузлі. За умови дев'ятиповерхової забудови необхідний напір у вузлі №8:

$$H_8 = Z_8 + 6 + 4 \times n = 50 + 6 + 4 \times 9 = 92 \text{ м.}$$

Тоді п'єзометричні позначки у всіх вузлах мережі збільшаться на величину

$$\Delta H = 92 - 76 = 16 \text{ м.}$$

Питання для самоконтролю

1. Яку кількість типових задач можна скласти при гідравлічному розрахунку водопровідних мереж?
2. Які головні принципи розрахунку простого відгалуження?
3. Які головні принципи розрахунку складного відгалуження?
4. Які головні принципи розрахунку головної магістралі?
5. Як визначити втрати напору у складному відгалуженні?
6. Як визначити втрати напору у головній магістралі?
7. Що таке граничні витрати та граничні швидкості?
8. Як побудувати п'єзометричні лінії з урахуванням економічних діаметрів?

Розділ 2.5 Розрахунок вихідних параметрів

2.5.1 Практичні заняття № 11-12

Підготовка схеми водопровідних мереж до гідравлічного розрахунку

Мета занять: навчитись розраховувати питомі витрати для окремих міських районів, набути вмінь з визначення шляхових витрат на ділянках водопровідної мережі, навчитись визначати розрахункові вузлові витрати.

Завдання № 11.1. Визначити розрахункову годинну витрату за добу максимального водоспоживання та визначити питомі витрати для кожного району міста.

Вихідні дані. Результати виконання завдання № 4.1. Чисельні значення прийняти за таблицями А1–А4 (додаток А).

Завдання № 12.1. Визначити шляхові витрати для кожної ділянки водопровідної мережі, яка проєктується.

Вихідні дані. Результати рішення завдання №11.1.

Завдання № 12.2. Визначити вузлові витрати, зосереджені витрати промислових підприємств в годину максимального водоспоживання прийняти за результатами виконання завдання №4.1.

Вихідні дані. Результати виконання завдання №11.2.

Приклади виконання завдань

До завдання 11.1. Порядок визначення витрат води на ділянках мережі наведено у [37]. Результати розрахунку сумарного водоспоживання міста наведені у таблиці 2.5.1.1. Розрахункова годинна витрата за добу максимального водоспоживання: 8–9, витрата води 2481,4 м³/год. Схема водопровідної мережі показана на рис.2.5.2.1. Місто складається з двох районів. Питома витрата для і-го району при максимальному водоспоживанні визначається за формулою:

$$Q_{num} = (Q_i - \sum Q_{ci}) / \sum l, \quad (2.5.1.1)$$

де Q_i – повна витрата води в і-му районі, л/с;

$\sum Q_{ci}$ – сумарна зосереджена витрата в і-му районі, л/с;

$\sum l$ – загальна розрахункова довжина магістральної лінії і-го району, м.

Питома витрата І-го району

$$Q_{num1} =$$

$$289$$

$$\frac{600/2 + 550/2 + 600 + 550 + 600/2 + 550/2 + 650/2 + 650 + 650/2 + 480 + 480 + 480/2}{289} = 0,060 \text{ л/с} \times \text{м}$$

Питома витрата ІІ-го району

$$Q_{num2} = \frac{173,1}{600/2 + 550/2 + 600/2 + 550/2 + 730 + 730 + 730/2} = 0,060 \text{ л/с} \times \text{м}$$

До завдання 12.1 та 12.2. Шляхові витрати ділянок визначаються за формулою:

$$Q_{шл} = q_{num.i} \times l_{dil.}, \quad (2.5.1.2)$$

де $l_{dil.}$ – розрахункова довжина розглянутої ділянки, м.

Таблиця 2.5.1.1 – Водоспоживання міста

Години доби	Господарсько-питні потреби				Витрата на полив								Душ	Вироб. потреби	Загальна витрата	
	Перший район		Другий район		Перший район		Другий район		Гарячі		Холодні				%	куб.м.
	%	куб. м	%	куб. м	Дв.	машини	Дв.	машини	%	куб.м.	%	куб.м.				
0-1	1,5	224,1	1,2	88,8					15,65	168,24	18,75	365,625	128,6	416,667	2,9	1391,98
1-2	1,5	224,1	1,2	88,8					12,05	129,54	6,25	121,875		416,667	2,0436	980,95
2-3	1,5	224,1	1,2	88,8					12,05	129,54	12,5	243,75		416,667	2,2975	1102,83
3-4	1,5	224,1	1,3	96,5					12,05	129,54	12,5	243,75		416,667	2,3136	1110,55
4-5	2,5	373,5	2,3	173,7	124,5		126,4		12,05	129,54	18,75	365,625		416,667	3,5621	1709,87
5-6	3,5	522,8	3,3	250,9	124,5		126,4		12,05	129,54	6,25	121,875		416,667	3,5263	1692,72
6-7	4,5	672,2	4,8	366,8	124,5	106,7	126,4	108,3	12,05	129,54	12,5	243,75		416,667	4,7806	2294,80
7-8	5,5	821,6	6,0	463,3	124,5	106,7	126,4	108,3	12,05	129,54	12,5	243,75		416,667	5,2929	2540,70
8-9	6,3	933,7	6,7	515,0		106,7		108,3	15,65	101,73	18,75	187,98	111,4	416,667	6,0376	2481,4
9-10	6,3	933,7	5,9	454,0		106,7		108,3	12,05	78,325	6,25	201,563		416,667	4,7899	2299,24
10-11	6,3	933,7	5,4	415,4		106,7		108,3	12,05	78,325	12,5	403,125		416,667	5,1293	2462,19
11-12	6,3	933,7	5,9	454,0		106,7		108,3	12,05	78,325	12,5	403,125		416,667	5,2098	2500,80
12-13	5,0	746,9	6,0	463,3		106,7		108,3	12,05	78,325	18,75	187,98		416,667	5,26	2524,89
13-14	5,0	746,9	6,0	463,3		106,7		108,3	12,05	78,325	6,25	201,563		416,667	4,4202	2121,77
14-15	5,5	821,6	5,5	424,7		106,7		108,3	12,05	78,325	12,5	403,125		416,667	4,9152	2359,42
15-16	6,0	896,3	5,3	405,4		106,7		108,3	12,05	78,325	12,5	403,125		416,667	5,0306	2414,81
16-17	6,0	896,3	5,5	424,7		106,7		108,3	15,65	117,38	18,75	421,875	184,3	416,667	5,5752	2676,20
17-18	5,5	821,6	6,0	463,3	124,5	106,7	126,4	108,3	12,05	90,375	6,25	140,625		416,667	4,9966	2398,47
18-19	5,0	746,9	5,8	444,0	124,5	106,7	126,4	108,3	12,05	90,375	12,5	281,25		416,667	5,0937	2445,10
19-20	4,5	672,2	4,8	366,8	124,5	106,7	126,4	108,3	12,05	90,375	12,5	281,25		416,667	4,7773	2293,20
20-21	4,0	597,5	4,3	328,2	124,5		126,4		12,05	90,375	18,75	421,875		416,667	4,3863	2105,52
21-22	3,0	448,2	3,0	231,6					12,05	90,375	6,25	140,625		416,667	2,7654	1327,47
22-23	2,0	298,8	2,0	154,4					12,05	90,375	12,5	281,25		416,667	2,5863	1241,49
23-24	1,5	224,1	1,3	96,5					12,05	90,375	12,5	281,25		416,667	2,3101	1108,89
Всього	100,00	14939	100,01	7721	996	1494	1011	1516		2475		6592	424,3	10000	100	46752

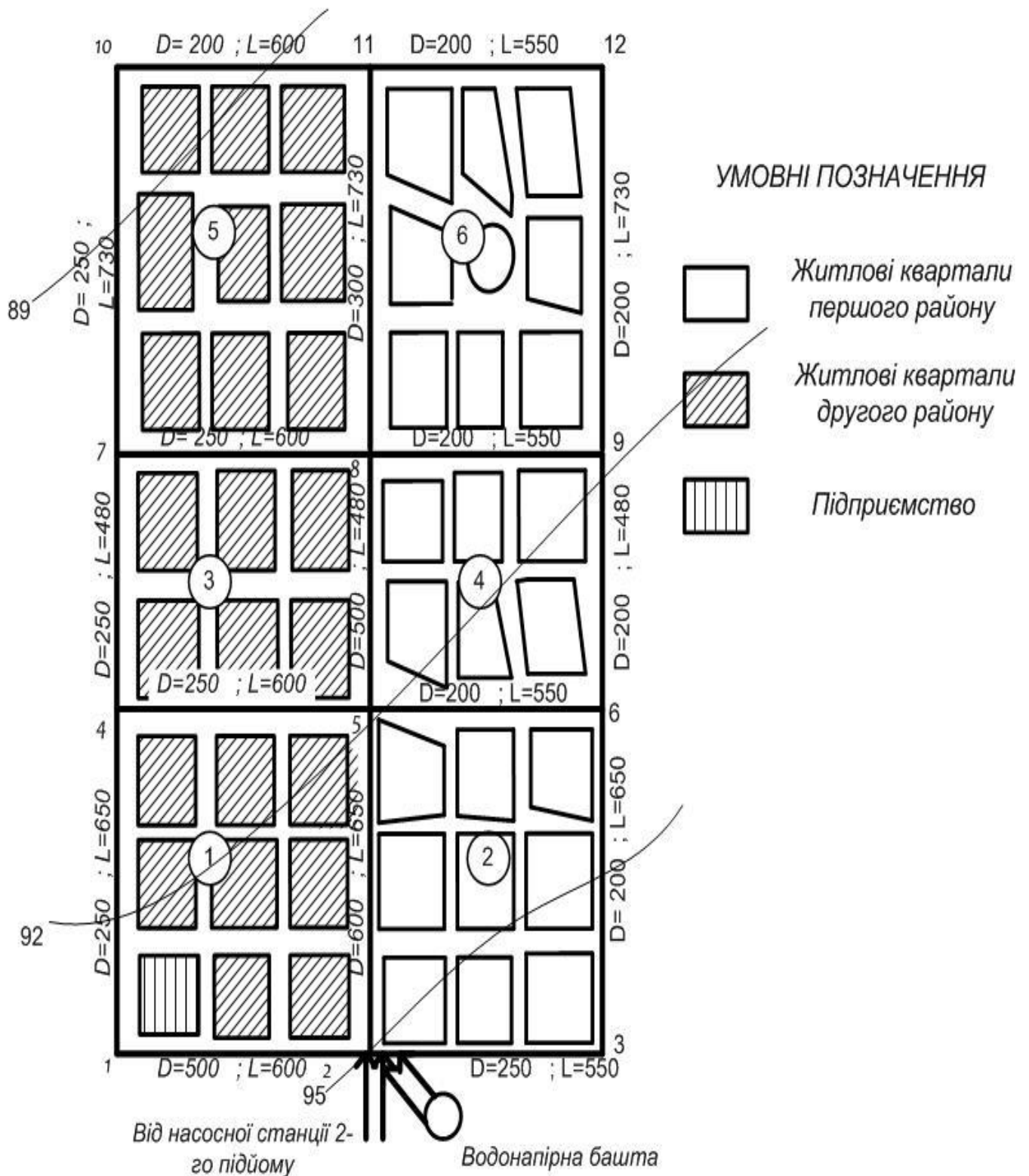


Рисунок 2.5.1.1 – Схема водопровідної мережі

Вузлова витрата за годину максимального водоспоживання визначається за формулою:

$$Q_{\text{вузл } j} = 0,5 \times (\sum Q_{\text{шл}})_{\text{вузл}}, \quad (2.5.1.3)$$

де $(\sum Q_{\text{шл}})_{\text{вузл}}$ – сума шляхових витрат ділянок, які приєднуються до j -го вузла.

Результати розрахунку шляхових та вузлових витрат для режиму максимального водоспоживання наведені у таблиці. 2.5.1.2.

Таблиця 2.5.1.2 – Розрахунок шляхових та вузлових витрат

№ вузла	Номер ділянки	Довжина, м	Питома витрата, л/см	Шляхова витрата, л/с	Вузлова витрата, л/с
1	2	3	4	5	6
1	1-4	650/2	0,064	20,8	21,3
	1-2	600/2	0,064	19,2	
2	1-2	600/2	0,064	19,2	39,2
	2-5	650	0,064	41,6	
	2-3	550/2	0,064	17,6	
3	3-2	550/2	0,064	17,6	19,2
	3-6	650/2	0,064	20,8	
4	4-1	650/2	0,064	20,8	44,96
	4-7	480	0,064	30,72	
	4-5	600	0,064	38,4	
5	4-5	600	0,064	38,4	
	2-5	650	0,064	41,6	
	5-8	480	0,064	30,72	
	5-6	550	0,064	35,2	
6	5-6	550	0,064	35,2	35,68
	3-6	650/2	0,064	20,8	
	6-9	480/2	0,064	15,36	
7	4-7	480	0,064	30,72	48,32
	7-8	600/2	0,064	19,2	
	7-10	730	0,064	46,72	
8	4-8	600/2	0,064	19,2	57,12
	5-8	480	0,064	30,72	
	8-9	550/2	0,064	17,6	
	8-11	730	0,064	46,72	
9	8-9	550/2	0,064	17,6	28,16
	6-9	480/2	0,064	15,36	
	9-12	730/2	0,064	23,36	
10	7-10	730	0,064	46,72	32,96
	10-11	600/2	0,064	19,2	
11	10-11	600/2	0,064	19,2	41,76
	8-11	730	0,064	46,72	
	11-12	550/2	0,064	17,6	
12	11-12	550/2	0,064	17,6	20,48
	9-12	730/2	0,064	23,36	
Σ				924,2	462,1

Питання для самоконтролю

1. Які задачі необхідно вирішувати при проєктуванні водопровідних мереж?
2. Що собою являють кільцеві мережі?
3. Принципи трасування водопровідних мереж.
4. Розрахункова схема розбору води з мережі.
5. Як визначаються питомі витрати на ділянках?
6. Як визначаються шляхові витрати на ділянках?
7. Як визначаються вузлові витрати на мережі?
8. Яку кількість невідомих значень для кожної ділянки кільцевої водопровідної мережі необхідно визначити при гідравлічному розрахунку?
9. За яких умов здійснюється гідравлічний розрахунок кільцевої водопровідної мережі?
10. Чим пояснюється необхідність використання ітераційних методів для розрахунків кільцевих водопровідних мереж?

Розділ 2.6 Розрахунок кільцевих водопровідних мереж

2.6.1 Практичні заняття №13-14

Гідравлічний розрахунок водопровідної мережі

Мета занять: навчитись визначати попередній розподіл витрат на ділянках мережі, засвоїти принципи гідравлічного розрахунку кільцевих водопровідних мереж, набути вмінь з гідравлічного розрахунку кільцевої водопровідної мережі.

Завдання № 13.1. Визначити попередній розподіл витрат на ділянках водопровідної мережі за годину максимального водоспоживання.

Вихідні дані. Результати виконання завдання №12.2. Чисельні значення прийняти за таблицею А.7 (додаток А).

Завдання № 13.2. Визначити діаметри ділянок мережі, користуючись таблицями економічних витрат [46].

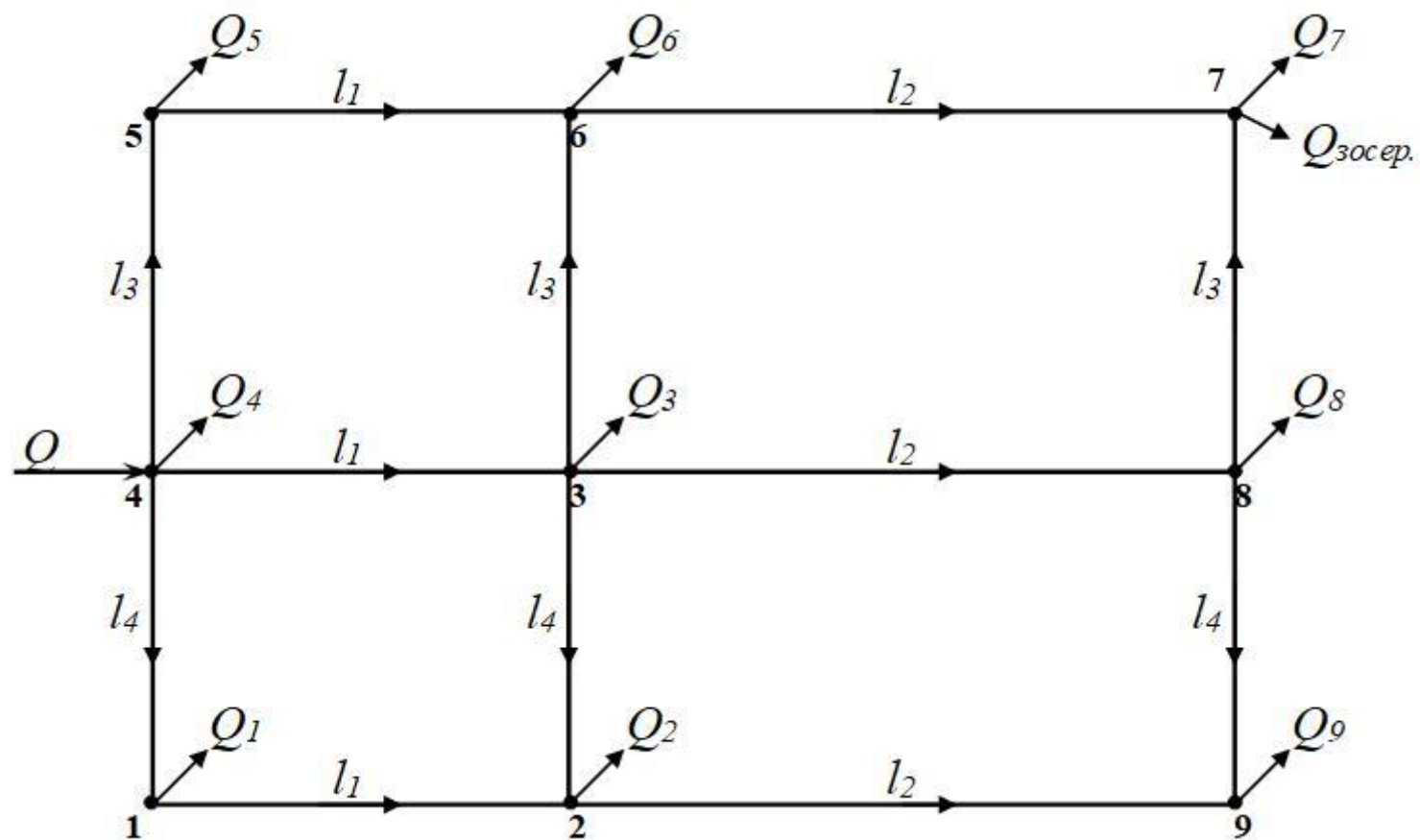
Вихідні дані. Результати рішення завдання №13.1.

Завдання № 14.1. Виконати гідравлічний розрахунок водопровідної мережі. Економічний фактор прийняти рівним одиниці.

Вихідні дані. Розрахункова схема водопровідної мережі, яка показана на рис.2.6.1.1.

Приклад виконання завдань

Вихідні дані: $Q=787,18$ л/с; $Q_1=50,03$ л/с; $Q_2=85,85$ л/с; $Q_3=111,62$ л/с; $Q_4=75,43$ л/с; $Q_5=52,68$ л/с; $Q_6=88,54$ л/с; $Q_7=89,06$ л/с; $Q_8=85,03$ л/с; $Q_9=58,89$ л/с; $Q_{зосер.}=90,06$ л/с; $l_1=720$ м; $l_2=900$ м; $l_3=670$ м; $l_4=600$ м.



$Q_1 \div Q_9$ – вузлові витрати; $l_1 \div l_4$ – довжина ділянок

Рисунок 2.6.1.1 – Розрахункова схема водопровідної мережі

Рішення. З урахуванням рекомендацій, які наведені у [42, 43] та у розділах 1 і 3, виконується попередній розподіл витрат на ділянках мережі, результати якого показані на рис.2.6.1.2. З урахуванням цих попередніх витрат на ділянках та економічного фактору за таблицями [46] визначаються діаметри окремих ділянок та записуються у таблицю 2.6.1.1. Заповнюються стовпчики з вихідними даними для розрахунку.

Розрахунки виконуються у формі таблиці 2.6.1.1 доти, поки значення «нев'язки» у контурах буде не більше, ніж 0,5 м, а по загальному контуру – не більше 1,5 м. Як видно із таблиці 2.6.1.1, такий результат було досягнуто після третього виправлення витрат.

Розрахунок закінчується перевіркою ув'язки з урахуванням виправлень на швидкість. У даному прикладі перевірка не виконується тому, що значення швидкості v майже не відрізняються від значення $v=1,2$ м/с, за якими для чавунних труб поправочний коефіцієнт дорівнює одиниці.

Питання для самоконтролю

1. Чим гідравлічний режим роботи системи з контррезервуаром відрізняється від гідравлічного режиму роботи системи з вежею на початку мережі?
2. Як приймаються контури зовнішнього ув'язування кільцевих мереж?
3. На чому базується принцип зовнішнього ув'язування водопровідних мереж та в якому випадку він застосовується?
4. Чим ув'язування зовнішніх контурів мережі відрізняється від ув'язування внутрішніх контурів?
5. В чому суть техніко-економічного розрахунку кільцевих водопровідних мереж?

Розділ 2.7 Аналіз результатів гідравлічного розрахунку

2.7.1 Практичні заняття №15-16

Аналіз роботи водопровідних мереж

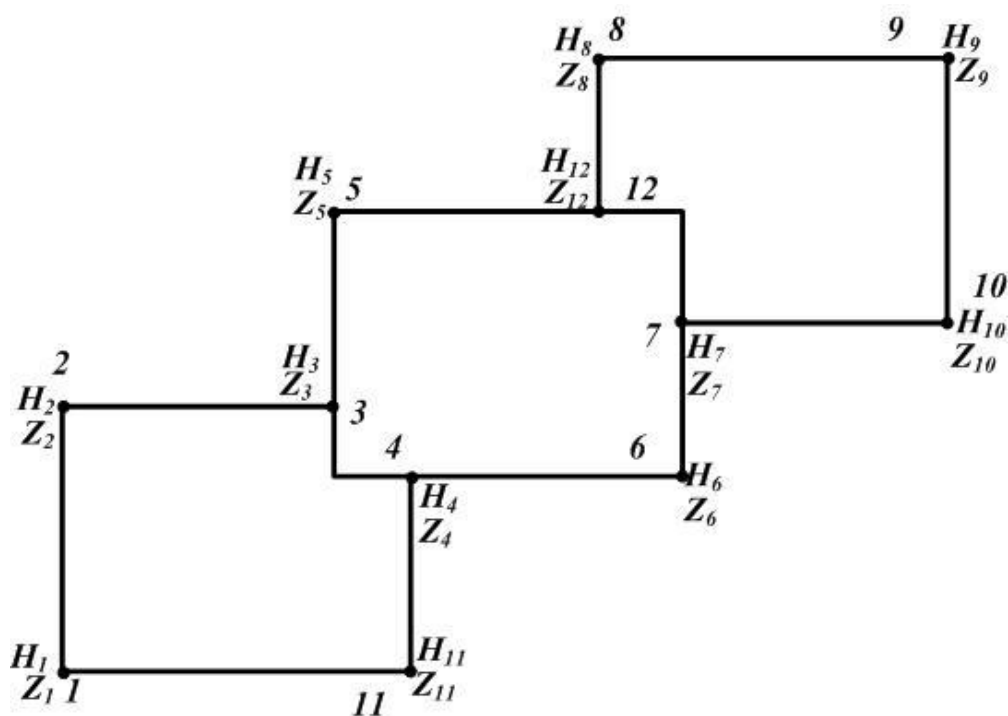
Мета занять: навчитись аналізувати результати гідравлічного розрахунку водопровідної мережі, засвоїти принципи складання п'єзометричних карт, набути вмінь з визначення поточкорозподілу у мережі.

Завдання № 15.1. Для схеми кільцевої мережі №1, яка показана на рис.2.7.1.1, визначити кількість вузлів живлення і показати напрямки руху води на ділянках.

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А.8 (додаток А).

Таблиця 2.7.1 – Гідравлічний розрахунок водопровідної мережі

Номер кільця	Номер ділянки	Довжина l ділянки, м	Попередній розподіл витрат						Перше виправлення					Друге виправлення					Третє виправлення				
			q , л/с	D , мм	V , м/с	$1000i$	$h=il$, м	$Sq=h/q$	$\Delta q'$	q'	$1000i$	$h=il$	$Sq=h/q$	$\Delta q''$	q''	$1000i$	$h=il$	$Sq=h/q$	$\Delta q'''$	q'''	$1000i$	$h=il$	v
1	2-3	600	36,64	200	1,13	11	+6,6	0,18	+3,64 -4,61	35,67	10,5	+6,3	0,177	+2,79 -1,13	37,33	11,5	+6,9	0,185	+0,84 -0,61	37,56	11,54	+6,98	1,16
	3-4	720	355,88	600	1,26	3,29	+2,37	0,007	+3,64 +3,4	362,92	3,42	+2,46	0,007	+2,79 -3,44	362,27	3,4	+2,45	0,007	+0,84 -0,88	362,23	3,4	+2,45	1,28
	1-2	720	92,32	300	1,26	8,03	-5,78	0,063	-3,64	88,68	7,34	-5,28	0,059	-2,79	85,89	7,03	-5,06	0,059	-0,84	85,06	6,9	-4,97	1,17
	1-4	600	142,35	350	1,45	8,00	-5,28	0,037	-3,64	138,71	8,4	-5,04	0,036	-2,79	135,92	7,95	-4,77	0,035	-0,84	135,08	7,96	-4,78	1,38
						$\Delta h=-2,09 \quad \Sigma=0,287$ $\Delta q=\Delta h/2 \Sigma=3,64$					$\Delta h=-1,56 \quad \Sigma=0,279$ $\Delta q=1,56/(2 \cdot 0,279)=2,79$					$\Delta h=-0,48 \quad \Sigma=0,286$ $\Delta q=0,48/(2 \cdot 0,286)=0,84$					$\Delta h=-0,32$		
2	4-5	670	213,53	450	1,34	5,43	+3,64	0,017	-3,4	210,13	5,23	+3,5	0,017	+3,44	213,57	5,41	+3,62	0,017	+0,88	214,45	5,45	+3,65	1,34
	5-6	720	160,85	400	1,27	5,63	+4,05	0,025	-3,4	157,45	5,43	+3,91	0,025	+3,44	160,89	5,67	+4,08	0,025	+0,88	161,77	5,73	+4,12	1,28
	3-6	670	85,49	300	1,17	6,90	-4,62	0,054	+3,4 +5,91	94,8	8,52	-5,7	0,06	-3,44 +0,89	92,25	8,07	-5,41	0,059	-0,88 +0,54	91,91	8,01	-5,36	1,26
	3-4	720	355,88	600	1,26	3,29	-2,37	0,007	+3,4 +3,64	362,92	3,42	-2,46	0,007	-3,44 +2,79	362,27	3,45	-2,48	0,007	-0,88 +0,84	362,23	3,4	-2,45	1,28
						$\Delta h=0,70 \quad \Sigma=0,103$ $\Delta q=0,7/(2 \cdot 0,103)=3,4$					$\Delta h=-0,75 \quad \Sigma=0,109$ $\Delta q=0,75/(2 \cdot 0,109)=3,44$					$\Delta h=-0,19 \quad \Sigma=0,108$ $\Delta q=0,19/(2 \cdot 0,108)=0,88$					$\Delta h=-0,05$		
3	3-8	900	122,13	350	1,25	6,5	+5,91	0,048	+4,61 -5,91	120,83	6,37	+5,8	0,048	+1,13 -0,89	121,07	6,4	+5,82	0,048	+0,61 -0,54	121,14	6,4	+5,82	1,24
	8-9	600	15,78	150	0,88	9,95	+5,97	0,378	+4,61	20,39	15,65	+9,39	0,46	+1,13	21,52	17,2	+10,32	0,478	+0,61	22,13	18,2	+10,92	1,21
	2-3	600	36,64	200	1,13	11	-6,6	0,18	-4,61 +3,64	35,57	10,5	-6,3	0,177	-1,13 +2,79	37,33	11,5	-6,9	0,185	-0,61 +0,84	37,56	11,64	-6,98	1,16
	2-9	900	43,11	200	1,33	15,2	-13,83	0,321	-4,61	38,5	12,2	-11,1	0,288	-1,13	37,37	11,5	-10,46	0,28	-0,61	36,76	11,16	-10,15	1,15
						$\Delta h=8,55 \quad \Sigma=0,927$ $\Delta q=8,55/(2 \cdot 0,927)=4,61$					$\Delta h=-2,21 \quad \Sigma=0,973$ $\Delta q=2,21/(2 \cdot 0,973)=1,13$					$\Delta h=-1,22 \quad \Sigma=0,992$ $\Delta q=1,22/(2 \cdot 0,992)=0,61$					$\Delta h=-0,39$		
4	3-6	670	85,49	300	1,17	6,9	+4,62	0,054	+5,91 +3,4	94,8	8,52	+5,7	0,06	+0,89 -3,44	92,25	8,07	+5,41	0,059	+0,54 -0,88	91,91	8,01	+5,37	1,26
	6-7	900	157,8	400	1,23	5,33	+4,85	0,031	+5,91	163,71	5,88	+5,35	0,033	+0,89	164,6	5,94	+5,4	0,033	+0,54	165,14	5,98	+5,44	1,30
	7-8	670	21,32	150	1,18	17,2	-11,52	0,54	-5,91	15,41	9,28	-6,22	0,404	-0,89	14,52	8,29	-5,55	0,382	-0,54	13,98	7,77	-5,2	0,77
	3-8	900	122,13	350	1,25	6,5	-5,91	0,048	-5,91 +4,61	120,83	6,37	-5,8	0,048	-0,89 -1,13	121,07	6,4	-5,82	0,048	-0,54 +0,61	121,14	6,4	-5,82	1,24
						$\Delta h=-7,96 \quad \Sigma=0,673$ $\Delta q=7,96/(2 \cdot 0,673)=5,91$					$\Delta h=-0,97 \quad \Sigma=0,545$ $\Delta q=0,97/(2 \cdot 0,545)=0,89$					$\Delta h=0,56 \quad \Sigma=0,552$ $\Delta q=0,56/(2 \cdot 0,552)=0,54$					$\Delta h=-0,21$		

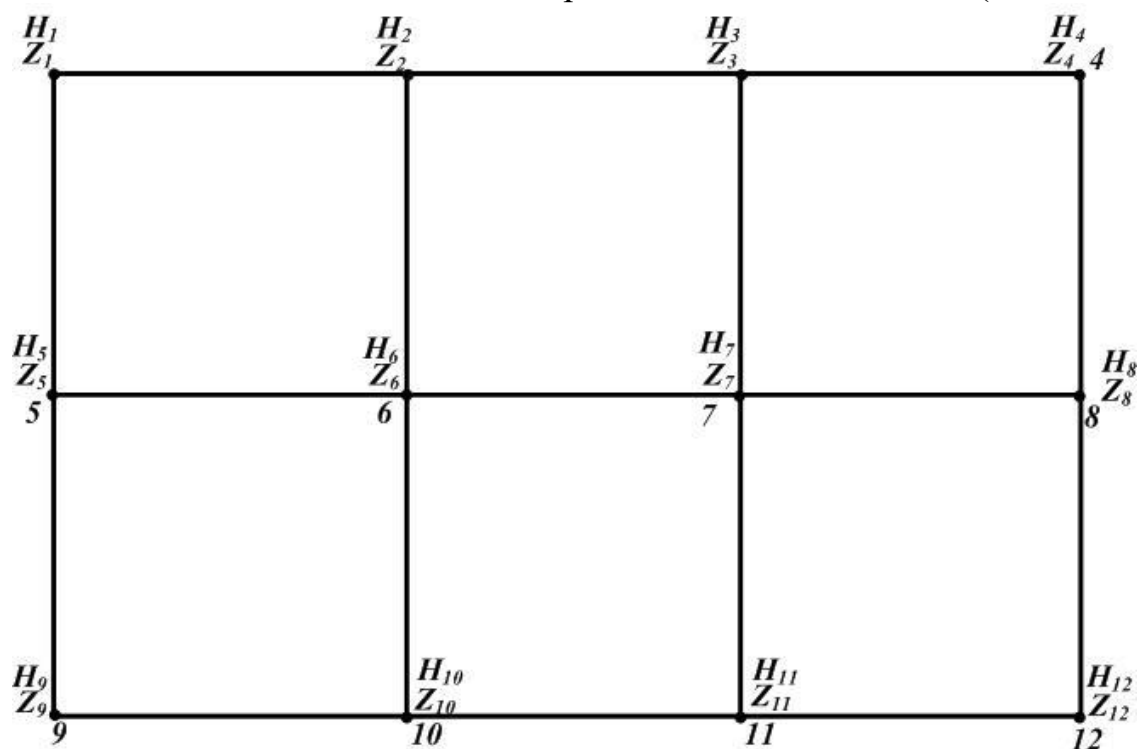


$H_1 \div H_{12}$ – вільні напори; $Z_1 \div Z_{12}$ – геодезичні позначки місцевості

Рисунок 2.7.1.1 – Розрахункова схема мережі №1 для завдання № 15.1

Завдання № 15.2. Для кільцевої мережі №2, яка показана на рис. 2.7.1.2, побудувати п'єзометричні лінії та визначити кількість вузлів живлення.

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А.8 (додаток А).

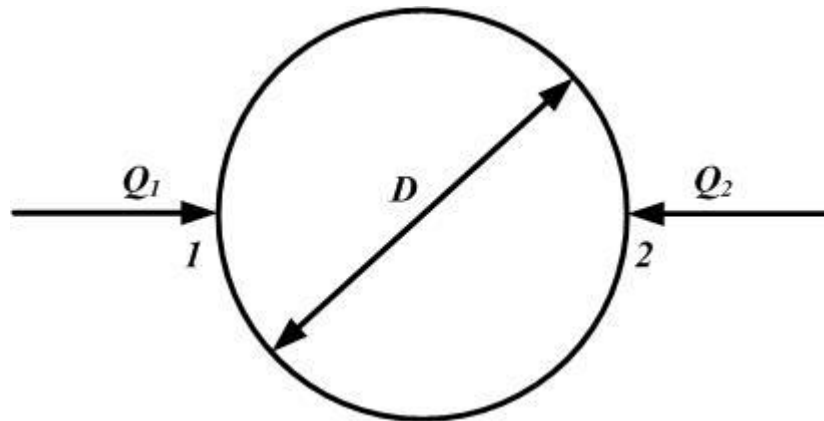


$H_1 \div H_{12}$ – вільні напори; $Z_1 \div Z_{12}$ – геодезичні позначки місцевості

Рисунок 2.7.1.2 – Розрахункова схема мережі №2 для завдання № 15.1

Завдання № 15.3. Для кільцевої мережі №3, яка показана на рис. 2.7.1.3, визначити межі зон живлення, якщо розбір з мережі рівномірний.

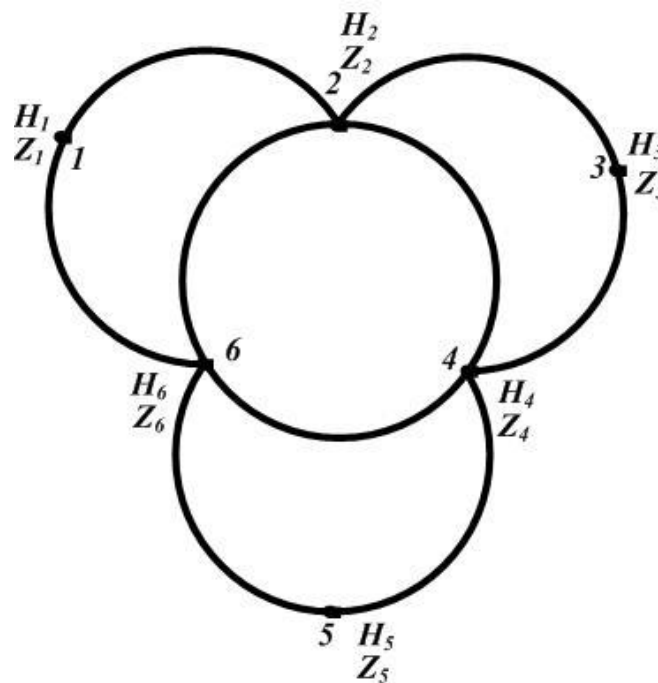
Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А.8 (додаток А).



$Q_1 \div Q_{12}$ – витрати води

Рисунок 2.7.1.3 – Розрахункова схема мережі №3 для завдання № 15.3

Завдання № 16.1. Показати напрямки руху води та визначити кількість вузлів живлення для кільцевої водопровідної мережі №4, яка показана на рис. 2.7.1.4.

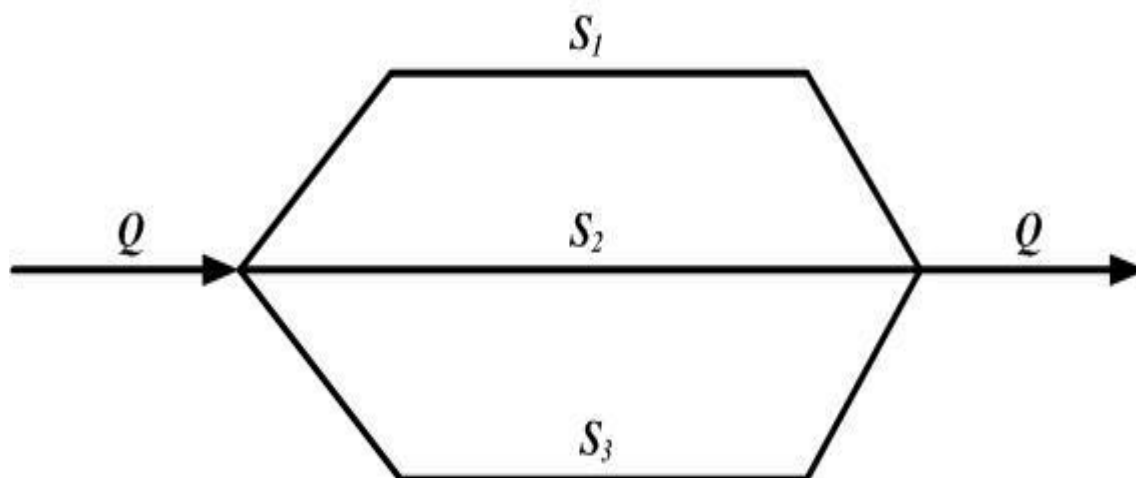


$H_1 \div H_6$ – вільні напори; $Z_1 \div Z_6$ – геодезичні позначки місцевості

Рисунок 2.7.1.2 – Розрахункова схема мережі №4 для завдання № 16.1

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А.8 (додаток А).

Завдання № 16.2. За даною схемою кільцевої мережі №5 (рис.2.7.1.5). визначити витрати води у кожному трубопроводі.



$S_1 \div S_6$ – опори ділянок

Рисунок 2.7.1.2 – Розрахункова схема мережі №5 для завдання № 16.2

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А.8 (додаток А).

Приклади виконання завдань

До завдання № 15.1. Вихідні дані: $Z_1=30$ м; $H_1=50$ м; $Z_2=35$ м; $H_2=50$ м; $Z_3=35$ м; $H_3=55$ м; $Z_4=35$ м; $H_4=60$ м; $Z_5=40$ м; $H_5=40$ м; $Z_6=35$ м; $H_6=50$ м; $Z_7=35$ м; $H_7=47$ м; $Z_8=40$ м; $H_8=40$ м; $Z_9=35$ м; $H_9=40$ м; $Z_{10}=Z_{11}=30$ м; $H_{10}=50$ м; $H_{11}=60$ м; $Z_{12}=40$ м; $H_{12}=20$ м.

Першим етапом розв’язування є розрахунок п’єзометричних позначок у всіх вузлах мережі, за якими визначається напрямок руху води на ділянках. Вода рухається від вузла з більшою п’єзометричною позначкою у вузол з меншою позначкою.

Для визначення вузлів живлення необхідно перевірити балансу витрат у вузлах. Вузли, з яких потоки тільки виходять, і є вузлами живлення.

П’єзометричні позначки у вузлах визначаються за формулою:

$$P_i = Z_i + H_i. \quad (2.7.1.1)$$

$P_1=80$ м; $P_2=85$ м; $P_3=90$ м; $P_4=95$ м; $P_5=80$ м; $P_6=85$ м;
 $P_7=82$ м; $P_8=80$ м; $P_9=75$ м; $P_{10}=80$ м; $P_{11}=90$ м; $P_{12}=60$ м.

Для визначення вузлів живлення результати розрахунків записуються до таблиці 2.7.1.1.

Замість складання табл. 2.7.1.1 можна нанести на схему мережі напрямки руху води на ділянках, за якими визначається кількість та номер вузлів живлення.

Як видно з табл. 2.7.1.1, вузлами живлення є вузли 4 та 8.

Таблиця 2.7.1.1– Перевірка балансу витрат у вузлах

Номер вузла	Вхід/вихід з вузла		Висновок відносно балансу витрат
	вхід від вузла	вихід до вузла	
1	11, 2	вузловий відбір	можливий
2	3	1	можливий
3	4	5	можливий
4	-	3, 11, 6	не можливий
5	3	12	можливий
6	4	7	можливий
7	6	10, 12	можливий
8	-	12, 9	не можливий
9	10, 8	вузловий відбір	можливий
10	7	9	можливий
11	4	1	можливий
12	8, 7, 5	вузловий відбір	можливий

До завдання № 15.2. Вихідні дані: $Z_1=60$ м; $H_1=50$ м; $Z_2=63$ м; $H_2=50$ м; $Z_3=62$ м; $H_3=30$ м; $Z_4=57$ м; $H_4=50$ м; $Z_5=63$ м; $H_5=30$ м; $Z_6=60$ м; $H_6=20$ м; $Z_7=57$ м; $H_7=16$ м; $Z_8=56$ м; $H_8=50$ м; $Z_9=61$ м; $H_9=30$ м; $Z_{10}=58$ м; $H_{10}=50$ м; $Z_{11}=54$ м; $H_{11}=50$ м; $Z_{12}=55$ м; $H_{12}=60$ м.

Завдання вирішується аналогічно завданню № 15.1. Результати розрахунку наведені у таблиці 2.7.1.2.

Таблиця 2.7.1.2 – П'єзометричні позначки та перевірка балансу у вузлах (схема №2)

Номер вузла	П'єзометрична позначка у вузлі, м	Вхід/вихід з вузла		Баланс витрат
		вхід у вузол	вихід з вузла	
1	110	5, 2	вузловий відбір	можливий
2	113	-	1, 6, 3	не можливий
3	92	2, 4	7	можливий
4	107	8	3	можливий
5	113	-	1, 6, 9	не можливий
6	80	5, 10, 2	7	можливий
7	73	6, 11, 3, 8	вузловий відбір	можливий
8	106	12	7, 4	можливий
9	91	5, 10	вузловий відбір	можливий
10	108	-	9, 6, 11	не можливий
11	104	10, 12	7	можливий
12	115	-	11, 8	не можливий

Вузлами живлення є вузли 2, 5, 10, 12.

До завдання № 15.3. Вихідні дані: $D=1$ км; $Q_1=1$ м³/с; $Q_2=2$ м³/с.

Витрати води, які надходять у вузли, повністю розбираються на шляху транспортування води, тому

$$Q_1 = Q_2 = Q_{\text{шл.}}, \quad (2.7.1.2)$$

де $Q_{\text{шл.}}$ – шляхова витрата води.

З іншого боку

$$Q_{1\text{шл.}} = q_{\text{пит.}} \cdot l_1, \quad Q_{2\text{шл.}} = q_{\text{пит.}} \cdot l_2, \quad (2.7.1.3)$$

де $q_{\text{пит.}}$ – питома витрата;

l_1 і l_2 – довжина зон живлення відповідно до витрат Q_1 і Q_2 ;

$Q_{1\text{шл.}}$, $Q_{2\text{шл.}}$ – шляхові витрати, які надходять з першого та другого джерела відповідно.

Виконуємо наступні розрахунки:

$$Q_1 / Q_2 = Q_{1\text{шл.}} / Q_{2\text{шл.}} = (q_{\text{пит.}} \cdot l_1) / (q_{\text{пит.}} \cdot l_2) = l_1 / l_2 \quad (2.7.1.4)$$

Враховуючи, що загальна довжина мережі складає

$$l_1 + l_2 = \pi \cdot D, \quad (2.7.1.5)$$

знаходимо

$$l_1 = \frac{Q_1 \cdot \pi \cdot D}{Q_2 + Q_1} = \frac{1 \cdot 3,14 \cdot 1}{2 + 1} = 1,05 \text{ км.}$$

Тоді

$$l_2 = \pi \cdot D - l_1 = 3,14 \cdot 1 - 1,05 = 2,09 \text{ км.}$$

Таким чином, зона живлення від джерела у вузлі 1 буде знаходитись на відстані $1,05:2=0,525$ км у кожний бік, а від джерела у вузлі 2 – на відстані 1,045 км в обидва боки.

До завдання № 16.1. Вихідні дані: $Z_1=65$ м; $H_1=30$ м; $Z_2=60$ м; $H_2=40$ м; $Z_3=57$ м; $H_3=38$ м; $Z_4=55$ м; $H_4=38$ м; $Z_5=50$ м; $H_5=45$ м; $Z_6=56$ м; $H_6=36$ м.

Рішення. Завдання виконується аналогічно завданням № 15.1 та № 15.2. Результати розрахунку наведені у таблиці 2.7.1.5.

Таблиця 2.7.1.5 – П'єзометричні позначки та перевірка балансу у вузлах (схема мережі №4)

Номер вузла	П'єзометрична позначка в вузлі, м	Вхід/вихід з вузла		Баланс витрат
		вхід від вузла	вихід до вузла	
1	95	2	6	можливий
2	100	-	1, 3	не можливий
3	95	2	4	можливий
4	93	2, 3	6	можливий
5	95	-	6	не можливий
6	92	5, 4, 2, 1	вузловий відбір	можливий

Вузлами живлення є вузли 2 і 5.

До завдання № 16.2. Вихідні дані: $Q=1 \text{ м}^3/\text{с}$; $S_1=15,0$; $S_2=20,0$; $S_3=10,0$.

Мережа, схема якої показана на рис. 2.7.1.7, є кільцевою. З урахуванням того, що всі ділянки мережі мають загальний початковий та загальний кінцевий вузли, запишемо наступні рівняння:

$$S_1 \times Q_1^2 = S_2 \times Q_2^2 = S_3 \times Q_3^2. \quad (2.7.1.6)$$

Тоді складемо наступні рівняння:

$$\frac{S_1}{S_2} = \frac{Q_2^2}{Q_1^2}, \quad \frac{S_2}{S_3} = \frac{Q_3^2}{Q_2^2} \quad i \quad \frac{S_1}{S_3} = \frac{Q_3^2}{Q_1^2}, \quad (2.7.1.7)$$

Визначимо витрати на ділянках мережі:

$$Q_1 = Q_2 \sqrt{\frac{S_2}{S_1}} = 1,154 \cdot Q_2, \quad Q_3 = Q_2 \sqrt{\frac{S_2}{S_3}} = 1,414 \cdot Q_2, \text{ тоді загальна витрата}$$

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 = Q, \text{ отже } 1,154 \times Q_2 + Q_2 + 1,414 \cdot Q_2 = 1, \text{ звідки}$$
$$3,568 Q_2 = 1, \quad Q_2 = 0,28 \text{ м}^3/\text{с}, \quad Q_1 = 0,323 \text{ м}^3/\text{с}; \quad Q_3 = 0,396 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Питання для самоконтролю

1. З якою метою виконують гідравлічні розрахунки водопровідних мереж?
2. Як визначити розташування невідгідного вузла на водопровідній мережі?
3. Як розраховуються п'єзометричні позначки у вузлах мережі?
4. Як визначаються вільні напори у вузлах водопровідної мережі?
5. Які види п'єзометричних карт існують?
6. За якими принципами розраховуються п'єзометричні карти?
7. Як застосовують результати гідравлічних розрахунків водопровідних мереж?
8. Який параметр водопровідних мереж виправляється на кожному етапі ув'язування?
9. За якими умовами визначаються діаметри ділянок кільцевих мереж?
10. Як визначити значення вільного напору?

Розділ 2.8 Деталювання мережі

2.8.1 Практичні заняття № 17-18 Деталювання водопровідної мережі

Мета занять навчитись вибирати фасонні частини для монтажу водопровідної мережі, набути навички деталювання вузлів водопровідної мережі.

Завдання №17.1. Визначити необхідну кількість запірної арматури різного діаметру для управління потокорозподілом у водопровідній мережі.

Вихідні дані. Схема водопровідної мережі за результатами виконання завдання № 4.1.

Завдання №17.2. Визначити необхідну кількість пожежних гідрантів на водопровідній мережі.

Вихідні дані. Схема водопровідної мережі за результатами виконання завдання № 4.1.

Завдання №17.3 Визначити необхідну кількість трійників для монтажу вузлів мережі.

Вихідні дані. Схема водопровідної мережі за результатами виконання завдання № 4.1.

Завдання №18.1. Визначити необхідну кількість хрестовин для монтажу вузлів мережі.

Вихідні дані. Схема водопровідної мережі за результатами виконання завдання № 4.1.

Завдання №18.2. Визначити необхідну кількість патрубків для приєднання вузлів до ділянок мережі.

Вихідні дані. Схема водопровідної мережі за результатами виконання завдання № 4.1.

Завдання №18.3. Виконати деталювання вузла №3 (рис. 2.6.1.1), прийняти діаметри ділянок за табл. 2.6.1.1.

Вихідні дані. Схема водопровідної мережі на рис. 2.6.1.1.

Приклади рішення завдань

До завдань 17.1–17.3.

Вихідні дані: схема водопровідної мережі на рис.2.8.1.1.

Особливості виконання деталювання мережі визначені у темі 1.8.2. Місця розташування засувок «» вказуються на всіх магістральних ділянках, які з'єднуються у вузлах, за виключенням вузлів, в яких до магістральних ліній приєднуються розподільчі мережі. У вузлах, до яких крім магістральних ділянок приєднуються розподільчі, засувки встановлюються тільки на останніх. Потім позначаються місця розташування пожежних гідрантів «», відстань між гідрантами не повинна перевищувати 150 м. Для забезпечення безперервної подачі води у будівлі проєктують кільцеві водопровідні мережі. Гідранти встановлюють на відстані не більше 2 м від дороги [35]. В місцях повороту трубопроводів встановлюються упори. Схеми улаштування упорів наведені у [47], технічні характеристики сталевих, полімерних, металопластикових труб наведені у [31], відстані від водопровідних мереж до трубопроводів іншого призначення – у [27, п.4.3].

Деталювання контуру 1–2–4–5 показано на рис. 2.8.1.2

ГЕНПЛАН МІСТА М 1: 10000

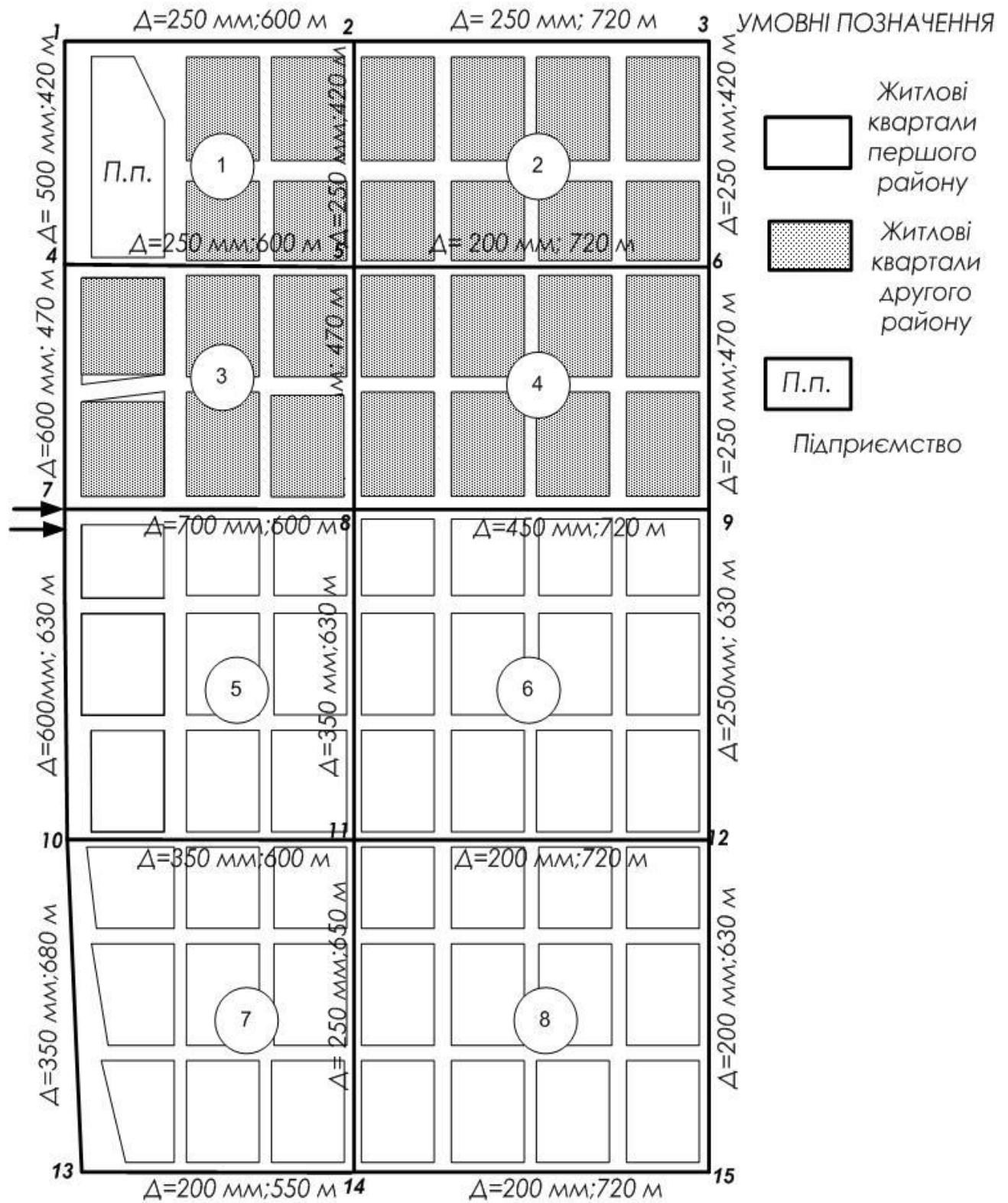
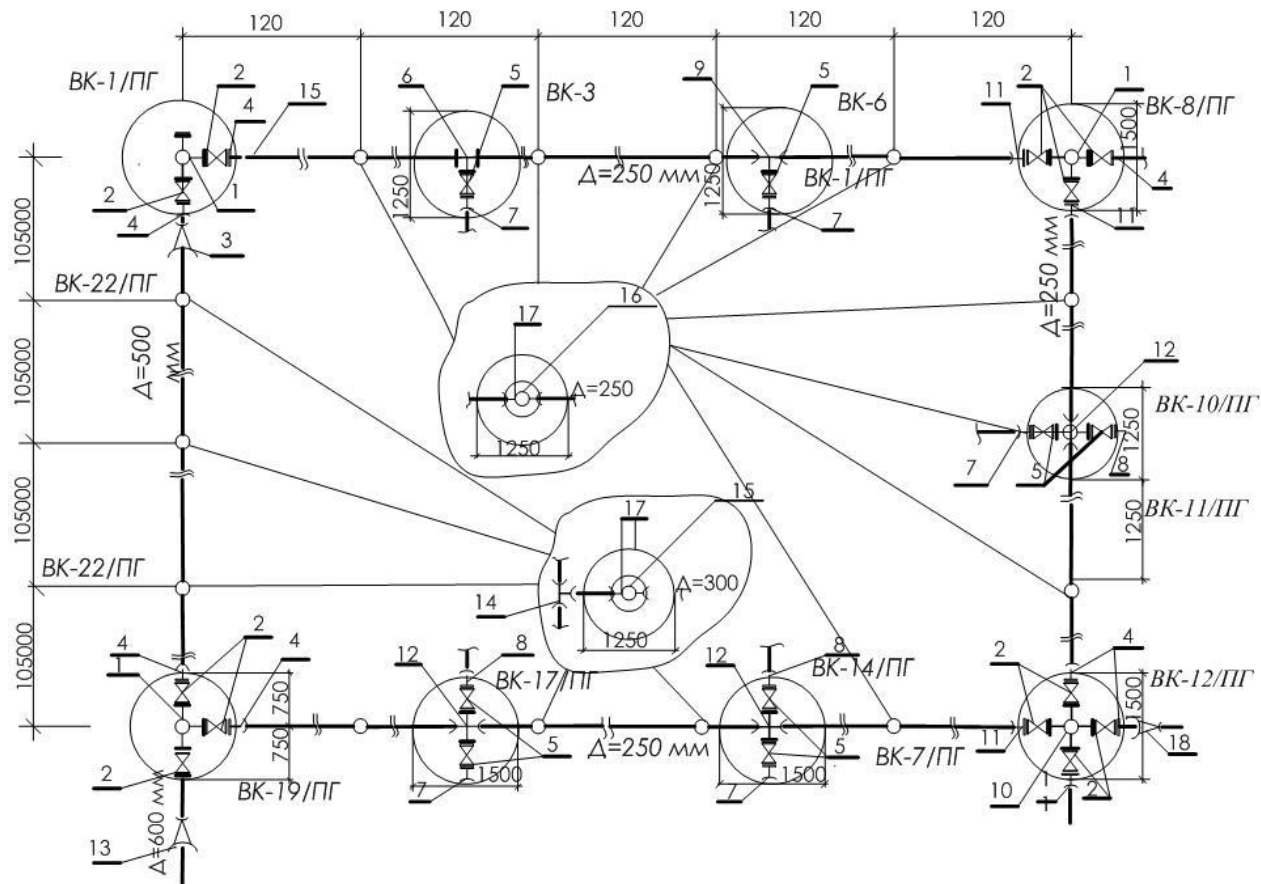


Рисунок 2.8.1.1. – Схема водопровідної мережі

ДЕТАЛЮВАННЯ КОНТУРА 1-2-4-5



СПЕЦИФІКАЦІЯ ОБЛАДНАННЯ

№	НАЙМЕНУВАННЯ	Кіл.	Прим.
1	Пожежна підставка Δ=250 мм	3	трійник флан.
2	Засувка Δ=250	11	
3	Перехід Δ=250*500	1	
4	Патрубок фланець-гладкий кінець	6	Δ=250
5	Засувка Δ=150	8	
6	Трійник фланцевий 150*250	1	
7	Патрубок фланець-розтруб Δ=150	5	
8	Патрубок фланець-гладкий кінець	3	Δ=150
9	Трійник фланець-розтруб 150*250	1	
10	Підставка хрестовина фланцева	1	Δ=250
11	Патрубок фланець-розтруб Δ=250	3	
12	Хрестовина фланець-розтруб 150*250	3	
13	Перехід розтрубний 250*600	1	
14	Трійник розтрубний 500*300	3	
15	Пожежна підставка розтрубна	3	Δ=300
16	Пожежна підставка розтрубна	9	Δ=250
17	Пожежний гідрант	18	
18	Перехід розтрубний 250*200	1	

Рисунок 2.8.1.2 – Деталювання контуру 1-2-4-5

До завдань 18.1–18.3.

Вихідні дані: схема водопровідної мережі на рис.2.5.2.1.

Деталювання контуру № 6 показано на рис. 2.8.1.3. Деталювання вузлів, в яких розміщені водопровідні колодязі ВК-1/ПГ та ВК-3, специфікація фасонних частин, наведені на рис. 2.8.1.4.

Питання для самоконтролю

1. Яким чином з'єднуються між собою чавунні труби?
2. За якими умовами влаштовуються вузли на мережах з чавунних труб?
3. Який тип з'єднання застосовується при улаштуванні запірної, водорозбірної та запобіжної арматури на водопровідній мережі?
4. За яких умов застосовуються сталеві труби для улаштування водопровідної мережі?
5. Як з'єднуються сталеві трубопроводи?
6. Для яких трубопроводів застосовуються фланцеві з'єднання?
7. Які труби рекомендується використовувати в межах населених пунктів?
8. Яке обладнання встановлюється у водопровідних колодязях?
9. В яких місцях на мережі встановлюється запірна арматура?
10. В яких місцях на мережі встановлюються вантузи та випуски?

ДЕТАЛЮВАННЯ КОНТУРА № 6

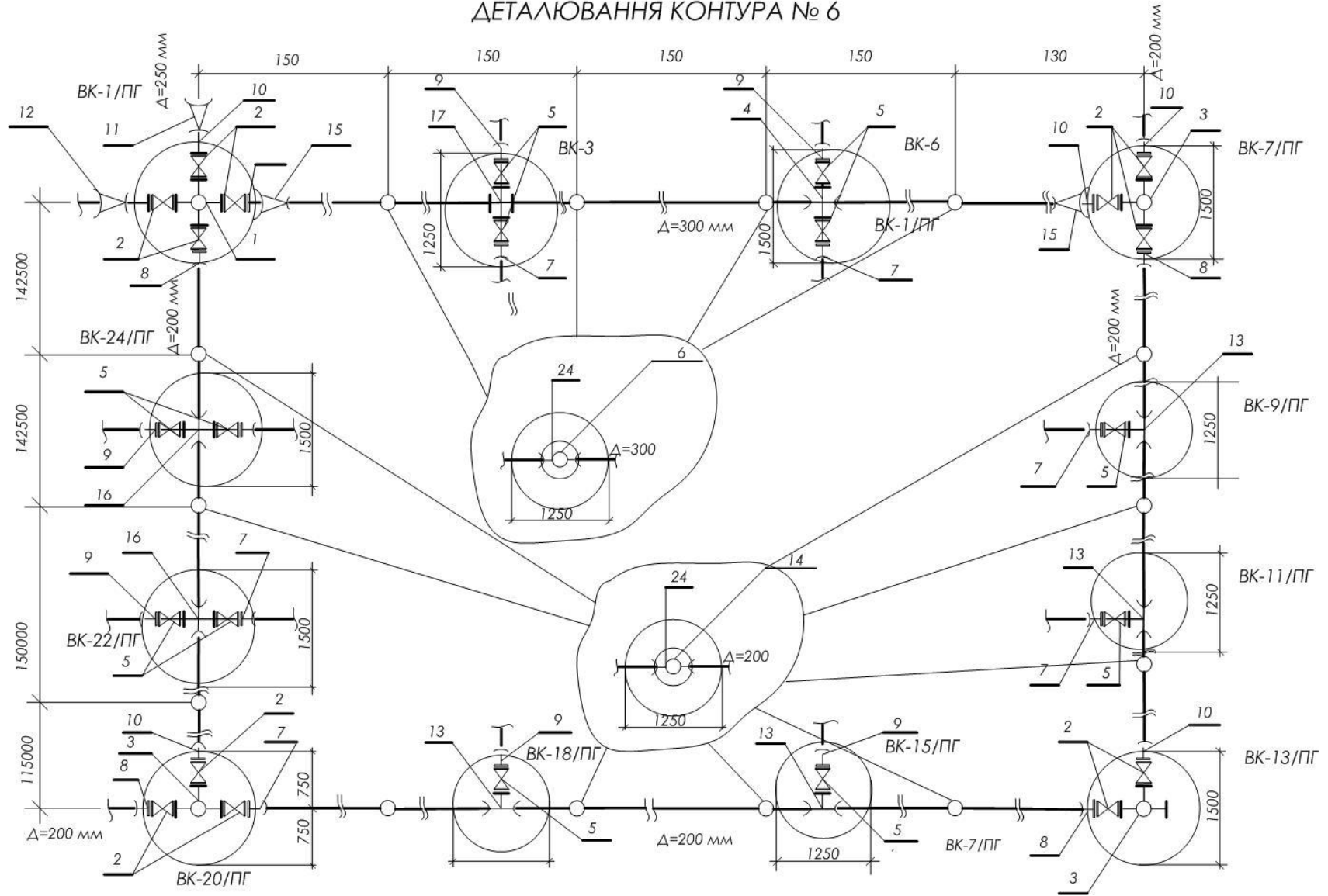
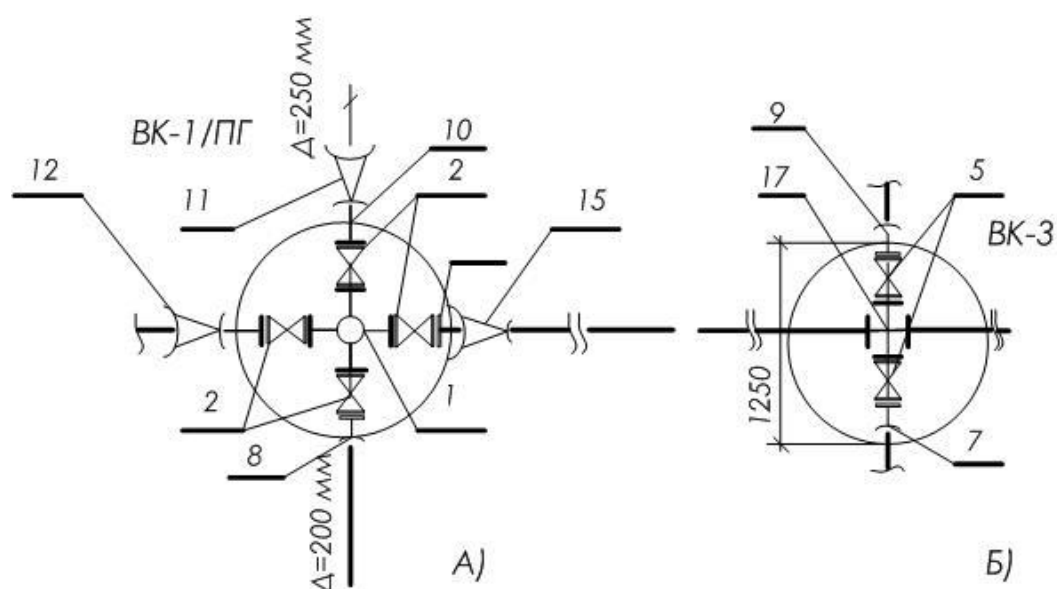


Рисунок 2.8.1.3 – Деталювання контуру №6



СПЕЦИФІКАЦІЯ ОБЛАДНАННЯ

№	НАЙМЕНУВАННЯ	Кіл.	Прим.
1	Пожежна підставка хрестовина фланцева Д=200	1	
2	Засувка Д=200	10	
3	Пожежна підставка трійник фланцевий Д=200	3	
4	Хрестовина фланець-розтруб 150*300	2	
5	Засувка Д=150	12	
6	Пожежна підставка розтрубна Д=300	4	
7	Патрубок фланець-розтруб Д=150	8	
8	Патрубок фланець-розтруб Д=200	1	
9	Патрубок фланець-гладкий кінець Д=150	6	
10	Патрубок фланець-гладкий кінець Д=200	4	
11	Перехід розтрубний 200*250	1	
12	Перехід розтрубний 200*500	1	
13	Трійник фланець-розтруб 150*200	4	
14	Пожежна підставка розтрубна Д=200	10	
15	Перехід розтрубний 200*300	1	
16	Хрестовина фланець-розтруб 150*200	1	
17	Хрестовина фланцева 150*300	1	

Рисунок 2.8.1.4 – Деталювання вузлів: А) ВК-1/ПГ; Б) ВК-3

Частина 3 Самостійна робота

Розділ 3.1 Додаткові завдання для самостійної роботи над курсом

3.1.1 Додаткові завдання до змістового модуля 1

Завдання № 1. Визначити розрахункову витрату води на пожежогасіння для міста з чисельністю населення N_1 , якщо у місті розташовані будинки з кількістю поверхів E , максимальний об'єм суспільних будинків дорівнює V_1 . Числові значення прийняти за табл. А.1 (додаток А).

Завдання № 2. Визначити розрахункову витрату на пожежогасіння для міста з чисельністю населення N_1 . Максимальний об'єм суспільних будинків дорівнює V_1 . На території міста розташовано промислове підприємство з будівлями, які мають ступінь вогнестійкості Z , категорію виробництва K . Найбільший об'єм виробничої будівлі дорівнює V_2 . Числові значення прийняти за табл. А.2 (додаток А).

Приклади виконання завдань

До завдання № 1. Вихідні дані: $N = 50000$ людей, $E = 4$, $V = 15000 \text{ м}^3$.

Відповідно до [50, п.6.2.2, табл.3] кількість одночасних пожеж приймається рівною двом при витраті на кожну з них – 25 л/с.

Тоді з урахуванням потреб внутрішнього пожежогасіння загальна витрата на пожежогасіння складатиме

$$Q_{\text{пож}} = q_{\text{пож}} \times n + q'_{\text{пож}} \times n', \quad (3.1.1.1)$$

де $q_{\text{пож}}$ – витрата води на гасіння однієї зовнішньої пожежі;

n – кількість розрахункових зовнішніх пожеж;

$q'_{\text{пож}}$ – витрата води на один струмінь для внутрішнього пожежогасіння (приймається 2,5 л/с або 5 л/с);

n' – розрахункова кількість струменів ($n' = 1$ або 2).

Таким чином, витрата води на пожежогасіння:

$$Q_{\text{пож}} = 25 \times 2 + 2,5 \times 1 = 52,5 \text{ л/с}.$$

До завдання № 2. Вихідні дані: $N_1 = 200000$ людей; $V_1 = 30 \text{ тис.м}^3$; $Z = \text{I, II}$; $K = \text{A, Б}$; $V_2 = 25 \text{ тис.м}^3$.

Кількість одночасних пожеж та розрахункові витрати води на кожну з них приймаються відповідно до [50, п. 6.2.4, табл. 5]. Загальна витрата на пожежогасіння визначається відповідно до [50, п.6.2.8]

$$Q_{\text{пож}} = q_{\text{пож}} \times n + q'_{\text{пож}} \times n' + 0,5 q_{\text{пр}}, \quad (3.1.1.2)$$

де $q_{\text{пр}}$ – витрата води на гасіння пожежі на промисловому підприємстві.

$$Q_{\text{пож}} = 40 \times 3 + 2,5 \times 2 + 0,5 \times 20 = 135 \text{ л/с}.$$

3.1.2 Додаткові завдання до змістового модуля 2

Завдання № 1. Визначити режим роботи насосної станції другого підйому.

Вихідні дані: Продуктивність – Q_1 , м³/год, коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання – K_1 . Числові значення прийняти за табл. А.3 (додаток А).

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №4.

Завдання № 2. Визначити регулюючий об'єм бака водонапірної вежі.

Вихідні дані: Продуктивність – Q , м³/год, коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання – K_1 . Числові значення прийняти за табл. А.3 (додаток А).

Приклад виконання завдання наведено у табл. 2.2.1.11 практичного заняття №4.

3.1.3 Додаткові завдання до змістового модуля 3

Завдання 1. Визначити необхідну висоту стовбура водонапірної вежі та необхідний напір насосів (рис.2.3.1.1).

Вихідні дані. Вільний напір у вузлі №1 – H_1 , абсолютна позначка – z_1 , втрати напору на шляху від вузла №1 до вузла підключення водоводів – h_1 , втрати напору у водоводах – h_2 , позначка розташування насосів – z_2 . Водонапірна вежа знаходиться на початку мережі на позначці z_3 . Висота баку вежі – h_3 . Чисельні значення прийняти за таблицею А.3 (додаток А).

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №6 для завдання 6.1.

Завдання 2. Визначити необхідний напір у критичному вузлі.

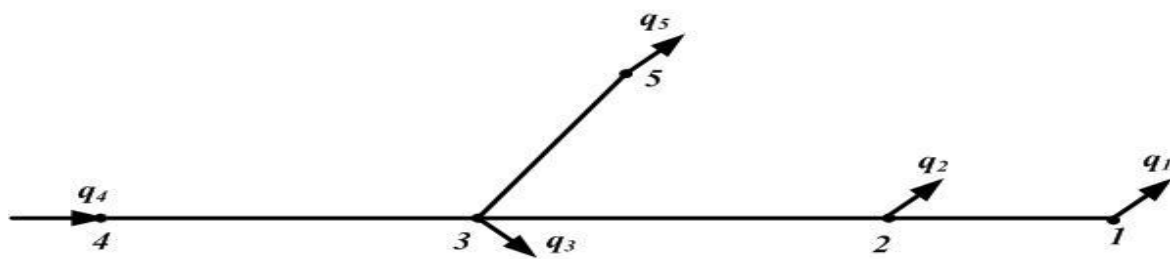
Вихідні дані. П'єзометричні лінії на рис. 2.3.1.2. Втрати напору при пожежі – h_{10} , втрати у водоводах – h_{11} , необхідний напір у критичному вузлі при пожежі – H_3 . Чисельні значення вихідних величин прийняти за таблицею А.3 (додаток А).

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №7 для завдання 7.1.

3.1.4 Додаткові завдання до змістового модуля 4

Завдання № 1. Визначити величину подачі води у вузол 3 та необхідний напір насосів.

Вихідні дані: Схема водопровідної мережі показана на рис. 3.1.3.1. Чисельні значення прийняти за таблицею А.4 (додаток А).



$q_1 \div q_6$ – вільні напори

Рисунок 3.1.3.1 – Розрахункова схема мережі

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №8 для завдання 8.1.

Завдання № 2. Визначити п'єзометричні позначки у вузлах мережі.

Вихідні дані: Схема водопровідної мережі показана на рис. 2.4.1.4. Чисельні значення прийняти за таблицею А.4 (додаток А).

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №9 для завдання 9.1.

3.1.5 Додаткові завдання до змістового модуля 5

Завдання № 1. Визначити мінімальну годинну витрату за добу мінімального водоспоживання.

Вихідні дані. Результати виконання завдання № 4.1, чисельні значення прийняти за таблицями А1–А.4 (додаток А).

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №11 для завдання 11.1 (табл.2.5.1.1).

Завдання № 2. Визначити питомі витрати води для районів міста за мінімальну годину водоспоживання.

Вихідні дані. Результати виконання завдання № 4.1. Чисельні значення прийняти за таблицями А1–А.4 (додаток А). Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №11 для завдання 11.1.

3.1.6 Додаткові завдання до змістового модуля 6

Завдання №.1. Визначити попередній розподіл витрат на ділянках водопровідної мережі, схема якої наведена на рис. 3.1.6.1, за добу максимального водоспоживання.



Вихідні дані. Результати виконання завдання №12.2. Чисельні значення прийняти за таблицею А.5 (додаток А).

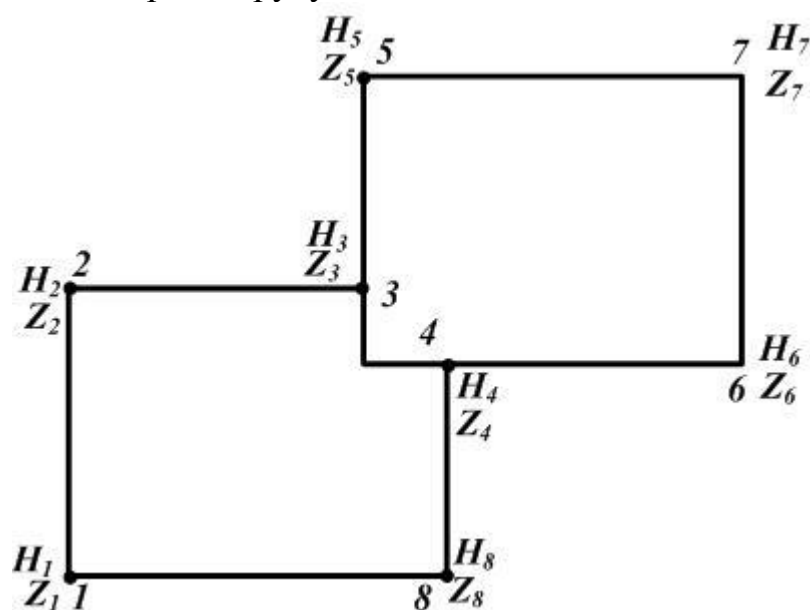
Приклад рішення наведено у практичному занятті №13 для завдання 13.1.

Завдання №.2. Визначити діаметри ділянок мережі, використовуючи таблиці [46].

Вихідні дані. Результати виконання завдання №.1.

3.1.7 Додаткові завдання до змістового модуля 7

Завдання №1. Для схеми кільцевої мережі, яка показана на рис. 3.1.7.1, визначити напрямок руху води на ділянках.



$\mathbf{H}_1 \div \mathbf{H}_7$ – вільні напори; **$\mathbf{Z}_1 \div \mathbf{Z}_7$** – геодезичні позначки місцевості

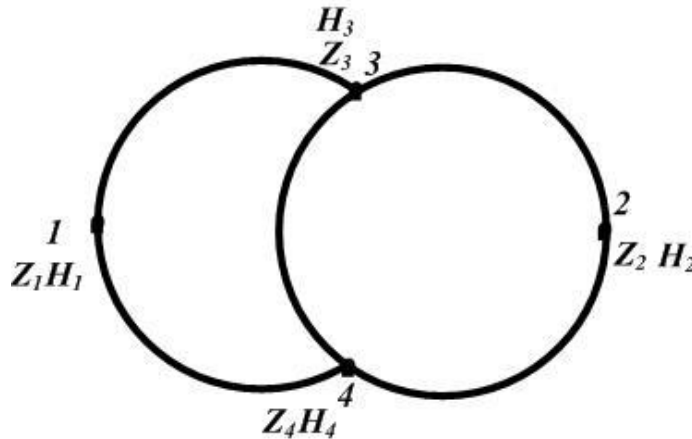
Рисунок 3.1.7.1 – Розрахункова схема мережі

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А.6 (додаток А).

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №15 для завдання 15.1.

Завдання №2. Показати напрямок руху води та визначити кількість вузлів надходження води для кільцевої водопровідної мережі, схема якої показана на рис. 3.1.7.1.

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А.6 (додаток А)..



$H_1 \div H_4$ – вільні напори; $Z_1 \div Z_4$ – геодезичні позначки місцевості

Рисунок 3.1.7.1 – Розрахункова схема мережі

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №16 для завдання 16.1.

3.1.8 Додаткові завдання до змістового модуля 8

Завдання №1. Визначити місця розташування пожежних гідрантів на водопровідній мережі, схема якої показана на рис. 2.6.1.1.

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А.5 (додаток А).

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №17 для завдань №17.1–17.3.

Завдання №2. Визначити розміри водопровідного колодязя для вузла №1.

Вихідні дані. Схема водопровідної мережі показана на рис. 2.6.1.1, значення діаметрів ділянок мережі прийняти за таблицею 2.6. 1.1.

Приклад виконання завдання наведено у практичному занятті №18 для завдань №18.1–18.3.

Частина 4 Підсумковий та поточний контроль

Розділ 4.1 Методичні вказівки до поточного контролю

4.1.1 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 1 «Системи водопостачання»

1. З яких елементів складається система водопостачання?
2. Які функції виконує водонапірна вежа в системі водопостачання?
3. Які функції виконує регулююча ємність резервуарів чистої води в системі водопостачання?
4. Які функції виконує насосна станція II підйому в системі водопостачання?
5. Які функції виконує насосна станція I підйому в системі водопостачання?
6. Для чого необхідна насосна станція II підйому?
7. Що забезпечують резервуари чистої води?
8. Яку функцію виконують водоводи в системах водопостачання?
9. Яку функцію виконує водопровідна мережа міста?
10. З якою метою в централізованих системах водопостачання влаштовуються запасні резервуари?

4.1.2 Завдання до змістового модуля 1 «Системи водопостачання»

Завдання. Визначити максимальну та мінімальну добову витрату води на господарсько-питні потреби міста.

Вихідні дані. Місто розташоване в області В, чисельність населення – N1, ступінь благоустрою будинків – С. Числові значення прийняти за таблицею А.1 (додаток А).

4.1.3 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 2 «Режими роботи системи водопостачання»

1. За яких умов влаштовуються єдині системи водопостачання?
2. За яких умов влаштовуються роздільні системи водопостачання?
3. Чим групові системи водопостачання відрізняються від традиційних централізованих систем?
4. На які види поділяють системи водопостачання за способом використання води?
5. На яку кількість категорій поділяється водоспоживання у містах?
6. За якими показниками розрізняють категорії водоспоживання у містах?
7. Від чого залежить питома витрата за добу на одного мешканця?
8. Від чого залежить питома витрата води на полив вулиць та зелених насаджень?
9. Від чого залежить питома витрата води на господарсько-питні потреби робітників?

10. Від чого залежить нормативна кількість працюючих на одну душову кабінку?

4.1.4 Завдання до змістового модуля 2 «Режими роботи системи водопостачання»

Завдання. Визначити витрату води за годину максимального водоспоживання у місті.

Вихідні дані. Витрата води на господарсько-питні потреби мешканців першого району – Q_1 ; другого району – Q_2 ; максимальний коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання для першого району – K_1 ; для другого району – K_2 . Чисельні значення прийняти за таблицею А.3.

4.1.5 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 3 «Основи проєктування водопровідних мереж»

1. Що таке коефіцієнт нерівномірності водоспоживання?
2. З якою метою водонапірна вежа встановлюється на найвищих позначках місцевості?
3. Чим пояснюється однобічний ухил п'єзометричної лінії в мережі з вежею на її початку?
4. Чим визначається необхідний напір в мережі при господарсько-питному водоспоживанні?
5. Від чого залежать п'єзометричні позначки у вузлах мережі?
6. В яких межах може змінюватися напір в системі водопостачання з вежею на її початку?
7. Від чого залежить висота водонапірної вежі, якщо вона розташована на початку мережі?
8. Від чого залежить необхідний напір насосів другого підйому в мережі з вежею на її початку при господарсько-питному водоспоживанні?
9. Чим пояснюється неоднорічний ухил п'єзометричної лінії в мережі з контррезервуаром при господарсько-питному водоспоживанні за годину максимального водоспоживання?
10. В яких межах може змінюватися напір в системі водопостачання з контррезервуаром?

4.1.6 Завдання до змістового модуля 3 «Основи проєктування водопровідних мереж»

Завдання. Підібрати насоси для транспортування води в мережу.

Вихідні дані. Вільний напір у вузлі №1 – H_1 , абсолютна позначка – z_1 , втрати напору в мережі від вузла №1 до вузла підключення водоводів – h_1 , втрати напору у водоводах – h_2 , позначка розташування насосів – z_2 .

Водонапірна вежа знаходиться на початку мережі на позначці z_3 . Висота баку вежі – h_3 . Чисельні значення вихідних величин прийняти за таблицею А.3 (додаток А).

4.1.7 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модулю 4 «Гідравлічні розрахунки водопровідних мереж»

1. Які системи водопостачання забезпечують найбільш гігієнічні умови?
2. Які з водопровідних мереж є найбільш надійними?
3. Для чого на водопровідних мережах передбачають нерухомі опори?
4. Яке обладнання застосовують на водопровідних мережах?
5. В яких межах змінюється напір у водопровідній мережі з водонапірною вежею, яка розташована на її початку?
6. Чим пояснюється неоднобічний ухил п'єзометричної лінії в мережі з контррезервуаром при господарсько-питному водоспоживанні за годину максимального водорозбору?
7. Який напір необхідно забезпечувати у критичному вузлі в системі пожежогасіння низького тиску?
8. Що буде з баком водонапірної вежі, яка розташована на початку мережі, при пожежогасінні?
9. Чим пояснюється одnobічний ухил п'єзометричної лінії в мережі з вежею на її початку при пожежогасінні під низьким тиском?
10. Від чого залежить висота водонапірної вежі в системі з контррезервуаром?

4.1.8 Завдання до змістового модуля 4 «Гідравлічні розрахунки водопровідних мереж»

Завдання. Визначити загальну кількість води для водопровідної мережі, розрахункова схема якої показана на рис. 4.1.8.1.

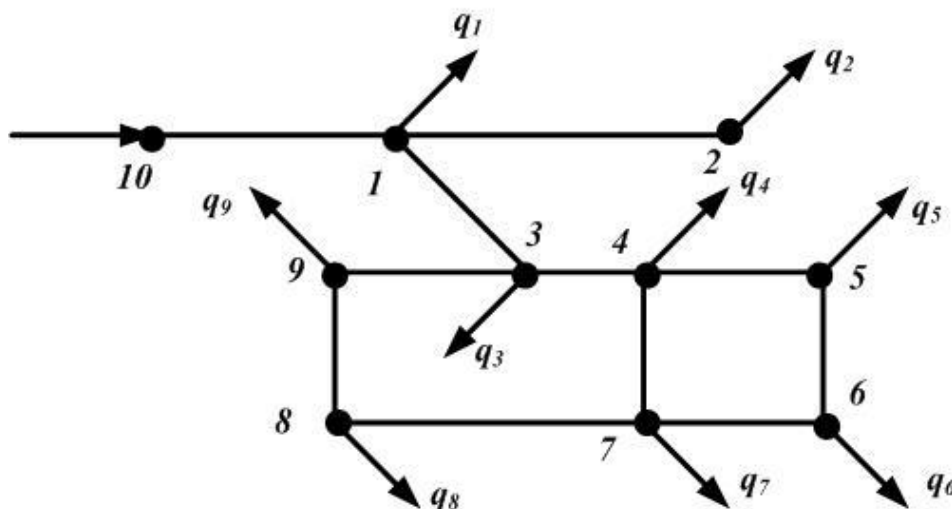


Рисунок 4.1.8.1 – Розрахункова схема мережі

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А.4 (додаток А).

4.1.9 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 5 «Аналіз гідравлічних розрахунків водопровідних мереж»

1. Як визначити необхідний напір насосів насосної станції II підйому при пожежогасінні в системі низького тиску з контррезервуаром?
2. Який напір необхідно забезпечити у невідгідному вузлі в системі пожежогасіння високого тиску?
3. Чим пояснюється те, що в системах пожежогасіння високого тиску п'єзометрична лінія має однобічний ухил незалежно від розташування водонапірної вежі?
4. В яких випадках слід встановлювати протипожежні насоси?
5. Як визначити розрахункову тривалість гасіння пожежі?
6. Як визначити тривалість поповнення недоторканого протипожежного запасу в населених пунктах?
7. Як визначити тривалість поповнення недоторканого протипожежного запасу для сільськогосподарських водопроводів?
8. Яка кількість гідравлічних режимів приймається відповідно до будівельних норм при розрахунках водопровідних мереж?
9. Які типи водопровідних мереж є найбільш надійними?
10. Які типи водопровідних мереж найбільш ефективно дозволяють зменшувати кількість гідравлічних ударів?

4.1.10 Завдання до змістового модуля 5 «Аналіз гідравлічних розрахунків водопровідних мереж»

Завдання. Визначити розрахункові режими водоспоживання для міста, якщо чисельність населення у місті – N_1 , ступінь благоустрою будинків – C , коефіцієнті годинної нерівномірності водоспоживання – K_1 .

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А1, А3 (додаток А).

4.1.11 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 6 «Зонні системи водопостачання»

1. З якою метою фактичні водовідбори замінюються питомими витратами?
2. Що таке шляхова витрата води?
3. Чим зонована система водопостачання відрізняється від незонованої?
4. За яких умов зонування може виявитися недоцільним?
5. Чим паралельне зонування відрізняється від послідовного?
6. Що є головним недоліком централізованої системи водопостачання?
7. Чим пояснюється зниження споживаної енергії при зонуванні системи водопостачання?
8. Чим гідравлічний розрахунок зонних мереж відрізняється від гідравлічного розрахунку незонованих мереж?

9. Яку кількість складових загальної витрати енергії розрізняють в системі водопостачання?
10. Чим відрізняються гравітаційні та напірні водоводи?

4.1.12 Завдання до змістового модуля 6 «Зонні системи водопостачання»

Завдання. Скласти схеми використання енергії у незонованій та зонованій системі водопостачання, пояснити чим вони відрізняються.

4.1.13 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 7 «. Особливості будівництва водопровідних мереж»

1. Які з властивостей пластмасових труб є найбільш прийнятними для прокладання?
2. Від чого залежить глибина прокладання трубопроводів?
3. Як виконується керування запірною арматурою на мережах?
4. Від чого залежить глибина прокладання водопровідних мереж на території з позитивною температурою?
5. Від чого залежить глибина прокладання водопроводів?
6. Чим визначається режим роботи водопровідних мереж?
7. Які недоліки застосування сталевих труб?
8. Які з властивостей чавунних труб є найбільш прийнятними для прокладання?
9. Чим канали відрізняються від водоводів?
10. Які споруди влаштовуються на відкритих каналах?

4.1.14 Завдання до змістового модуля 7 «. Особливості будівництва водопровідних мереж»

Завдання. Визначити п'єзометричні позначки у вузлах мережі, розрахункова схема якої показана на рис. 4.7.2.1.

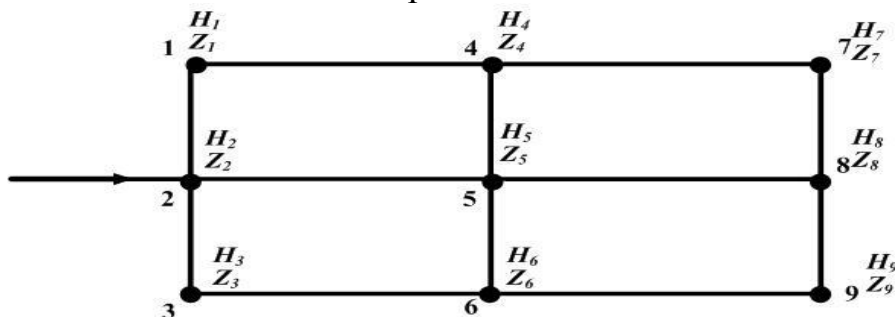


Рисунок 4.1.14.1 – Розрахункова схема мережі

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А8 (додаток А).

4.1.15 Питання для підготовки до поточного контролю до змістового модуля 8 «Обладнання водопровідних мереж та споруди на них»

1. Яку функцію виконують водоводи в системі водопостачання?
2. Від чого залежить вільний напір у водопровідних мережах?
3. Який максимальний тиск допускається при транспортуванні води мережею?
4. Мережі з якого матеріалу є найбільш надійними при експлуатації?
5. З якого матеріалу виготовляють найбільш гігієнічні трубопроводи?
6. Які вимоги потрібно виконувати при влаштуванні переходів під автомобільними шляхами?
7. Яка система водопостачання має найбільшу вартість будівництва?
8. З якою метою на мережах водопостачання влаштовують пожежні гідранти?
9. В яких місцях на мережі водопостачання встановлюють засувки?
10. Які труби не використовують для мереж водопостачання?

4.1.16 Завдання до змістового модуля 8 «Обладнання водопровідних мереж та споруди на них»

Завдання. Визначити загальну кількість пожежних гідрантів для водопровідної мережі, розрахункова схема якої показана на рис. 4.1.16.1.

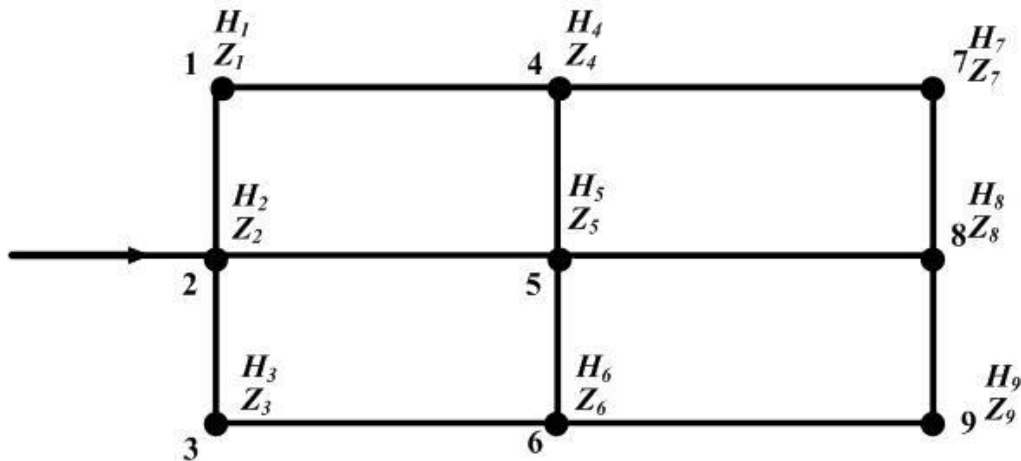


Рисунок 4.1.16.1 – Розрахункова схема мережі

Вихідні дані. Чисельні значення прийняти за таблицею А8 (додаток А).

Розділ 4.2 Методичні вказівки до підсумкового контролю

4.2.1 Питання для підготовки до підсумкового контролю

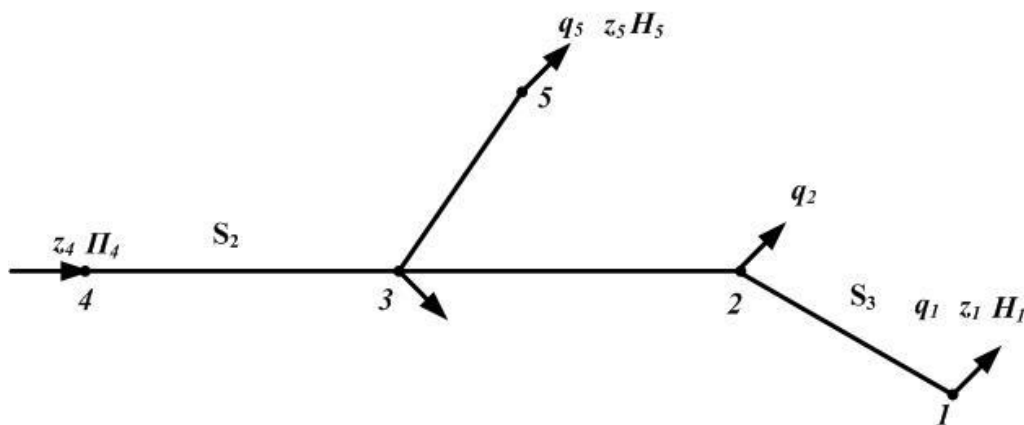
1. Для яких об'єктів дозволяється приймати тупикові водопровідні мережі?
2. Які мережі забезпечують високий ступінь надійності та безперебійності водопостачання?
3. Якими повинні бути розміри водопровідного колодезя?

4. На якій відстані здійснюється перетинання водопровідних мереж з каналізаційними трубами та іншими трубопроводами, якими транспортуються отруйні речовини?
5. Від яких факторів залежить трасування водопровідних мереж?
6. Яка кількість режимів відповідно до будівельних норм повинна розглядатися при розрахунках водопровідних мереж?
7. Які типи водопровідних мереж є найбільш надійними?
8. Які типи водопровідних мереж найбільш ефективно дозволяють зменшити гідравлічні удари?
9. Від чого залежить глибина прокладання водопроводів?
10. Чим визначається режим роботи водопровідних мереж?
11. Які з властивостей сталевих труб є найбільш відповідними для прокладання?
12. Які з властивостей чавунних труб є найбільш відповідними для прокладання?
13. Чим канали відрізняються від водоводів?
14. Які споруди влаштовуються на відкритих каналах?
15. Яку функцію виконують водоводи в системі водопостачання?
16. Від чого залежить вільний напір у водопровідних мережах?
17. Який максимальний тиск допускається при транспортуванні води мережею?
18. Мережі з якого матеріалу є найбільш надійними при експлуатації?
19. З якого матеріалу виготовляють найбільш гігієнічні трубопроводи?
20. Які вимоги потрібно виконувати при влаштуванні переходів під автомобільними шляхами?

4.2.2 Завдання для підготовки до підсумкового контролю

Визначити опір на ділянках 2–3–3–5 мережі, схема якої приведена на рис. 2.4.1.4.

Вихідні дані. Числові значення прийняти за таблицею А.6.



$q_1 \div q_5$ – вузлові витрати води; z_1, z_4, z_5 – геодезичні позначки; H_1, H_5 – вільні напори; $S_1 \div S_2$ – опори ділянок Π_4 – п’єзометрична позначка у вузлі 4

Рисунок 2.4.1.4 – Схема водопровідної мережі до завдання

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А Вихідні параметри для завдань

Таблиця А.1 – Вихідні величини, які характеризують місто

Номер варіанту	Область В	Кількість мешканців N_1 , тис. люд	Ступінь благоустрою С	Площа міста F_1 , га	Щільність населення ρ , люд/га	Кількість поверхів E	Максимальний об'єм суспільного будинку, , тис. м ³	Площа газонів F_2 , га
1	Харківська	136	1	365	370	7	18	95
2	Рівненська	78	2	252	310	4	20	66
3	Тернопільська	49	3	245	200	3	15	64
4	Закарпатська	64	2	256	250	4	18	67
5	Івано-Франківська	56	2	207	270	5	14	54
6	Житомирська	37	1	116	320	6	16	30
7	Хмельницька	62	3	214	290	6	22	56
8	Чернівецька	81	1	257	315	7	25	67
9	Чернігівська	39	2	163	240	5	17	42
10	Луганська	60	3	300	200	3	21	78
11	Херсонська	44	1	147	300	7	16	38
12	Кіровоградська	92	3	256	360	9	28	67
13	Дніпропетровська	151	2	397	380	9	35	103
14	Вінницька	55	3	212	260	5	21	55
15	Черкаська	73	2	215	340	7	24	56
16	Одеська	120	1	316	380	10	40	82
17	Львівська	75	1	234	320	9	29	64
18	Кримська АР	200	3	513	390	12	45	133
19	Запорізька	162	1	463	350	8	33	120
20	Полтавська	66	2	300	220	4	22	78
21	Донецька	186	3	600	310	8	41	156
22	Київська	173	2	524	330	9	39	136
23	Миколаївська	58	1	223	260	6	19	58
24	Волинська	33	3	165	200	3	15	43
25	Сумська	77	2	285	270	5	24	74

Таблиця А.2 – Вихідні величини, які характеризують промислове підприємство

Номер варіанту	Кількість працюючих N_2 , тис. роб				Група виробничих процесів G			Ступінь вогнестійкості виробничих будівель Z	Максимальний об'єм виробничого корпусу V_2 , тис.м ³	Категорія виробництва K
	Всього	I зміна	II зміна	III зміна	Гарячі цехи	Холодні цехи	Неосновне виробництво			
1	12	5	3,5	3,5	П в	І б	І а	І	47	А,Б
2	10	4	3	3	П г	І б	І а	II	33	В,А
3	7,5	4	2	1,5	П г	П в	І б	IV	32	Д
4	9,6	4	3	2,6	П в	І б	І а	III	35	В,Г
5	8,4	3	2,4	2	П в	П в	І б	II	27	В,А
6	6	3	2	1	П г	П в	І б	І	15	Д,Е
7	9	5	2	2	П в	І б	І а	III	28	Г,Д
8	12	6	4	2	П г	І б	І а	V	33	В,Д
9	6	3	1,5	1,5	П в	П в	І б	І	21	А,Г
10	9	5	2	2	П г	І б	І а	III	39	В,Г
11	7	4	2	1	П г	П в	І а	II	19	Г
12	14	7	4	3	П г	П в	І б	V	34	Д,В
13	22	10	7	5	П в	І б	І а	IV	50	Г,В
14	20	5	2	13	П в	П в	І а	І	28	Б,Д
15	11	5	3	3	П г	І б	І б	II	29	Е,В
16	18	9	5	4	П в	І б	І а	III	41	Д,Г
17	11	5	3	3	І б	П в	І б	IV	30	В,Д
18	25	12	7	6	І б	П в	І б	V	49	Г
19	23	12	6	5	П в	І б	І а	IV	60	Д
20	10	5	3	2	П г	І б	І б	V	39	В
21	20	8	6	6	І б	П в	І б	III	80	В,Д
22	21	9	6	6	П г	І б	І а	II	75	Г,Д
23	9	5	2	2	І б	П в	І а	І	29	Б,В
24	5	2	1,5	1,5	П в	І б	І а	III	22	Д
25	12	5	4	3	І б	П в	І б	IV	37	В

Таблиця А.3 – Характеристика водоспоживання міста

Номер варіанту	Q ₁ , м³/Год	Q ₂ , м³/Год	K ₁	K ₂	Q _{пол 1} , м³/добу	Q _{пол 2} , м³/добу
1	7841	13016	1,43	1,41	1782	1972
2	4420	8840	1,60	1,43	1360	1965
3	15273	11340	1,44	1,55	3182	2908
4	13829	9504	1,40	1,51	2096	2160
5	8185	14742	1,36	1,24	2273	3194
6	18166	26078	1,46	1,32	4780	6048
7	7891	20087	1,56	1,29	2466	4185
8	18081	28354	1,36	1,35	2100	3100
9	5481	8904	1,56	1,49	1523	1998
10	7044	17207	1,64	1,40	3131	3374
11	11407	24195	1,51	1,36	3510	5377
12	7294	13032	1,53	1,42	2762	2567
13	10691	7595	1,42	1,53	2048	2166
14	10478	6735	1,47	1,65	2270	2027
15	11642	16507	1,49	1,39	3153	2991
16	21060	11346	1,37	1,50	3803	3073
17	10639	19625	1,49	1,38	3224	3848
18	6814	11306	1,58	1,42	1520	2080
19	3240	7880	1,61	1,50	1430	2100
20	13270	9560	1,28	1,45	2250	1976
21	15820	11509	1,38	1,42	2720	2430
22	8200	15060	1,54	1,27	1550	3180
23	18215	28461	1,26	1,22	2950	3436
24	7644	15202	1,59	1,39	2132	2377
25	12590	9645	1,41	1,51	1430	1150

Таблиця А.4 – Характеристика водоспоживання промислового підприємства

Номер варіанту	q _{Г1} , м ³ /зм	q _{Г2} , м ³ /зм	q _{Г3} , м ³ /зм	q _{Х1} , м ³ /зм	q _{Х2} , м ³ /зм	q _{Х3} , м ³ /зм	q _{Д1} , м ³ /зм	q _{Д2} , м ³ /зм	q _{Д3} , м ³ /зм	Q _Т , м ³ /добу
1	56	45	34	94	75	56	62	45	34	15000
2	85	64	64	60	45	45	80	60	60	12000
3	72	63	45	60	53	38	60	53	38	10000
4	79	47	32	81	49	33	105	71	43	11000
5	72	54	54	60	45	45	53	34	34	10000
6	68	50	50	74	49	49	45	28	28	10500
7	40	34	20	53	44	26	39	28	18	11000
8	94	71	71	83	69	69	55	30	30	12000
9	72	54	54	60	45	45	170	128	128	9000
10	72	63	45	63	53	38	60	53	28	13000
11	41	27	27	53	35	35	55	33	33	7000
12	41	41	20	52	52	26	52	52	26	10500
13	72	54	54	60	45	45	60	45	45	9600
14	72	54	54	69	60	45	50	40	40	12000
15	63	54	45	53	45	28	53	45	38	9000
16	113	79	79	63	44	44	120	55	55	12000
17	72	54	54	60	45	45	60	45	45	9000
18	55	40	40	72	50	50	45	33	33	10000
19	56	45	34	83	64	55	51	34	33	12500
20	70	61	42	62	55	40	62	55	40	14000
21	76	44	28	40	26	18	50	36	24	15000
22	70	52	52	58	43	43	31	22	22	10000
23	96	73	73	86	69	69	58	35	35	9600
24	69	59	41	56	49	36	56	49	34	10500
25	62	59	44	54	46	39	52	44	27	12100

Таблиця А.5 – Вихідні дані до практичних занять 6-7

№ варіанту	H ₁ , м	h ₁ , м	h ₂ , м	z ₁ , м	z ₂ , м	z ₃ , м	z ₄ , м	H ₂ , м	z ₅ , м	h ₃ , м	z ₆ , м	h ₄ , м	h ₅ , м	h ₆ , м	h ₇ , м	h ₈ , м	h ₉ , м	h ₁₀ , м	h ₁₁ , м	H ₃ , м
1	18	12	7	43	23	53	160	30	163	3	158	1,2	7	5	15	16	8	25	8	32
2	26	14	12	64	39	75	150	34	154	4	147	1,5	9	7	19	19	12	29	11	40
3	34	16	8	78	51	90	235	38	240	5	231	2,3	10	6	15	18	10	33	13	35
4	22	18	11	90	62	103	112	38	118	6	107	1,2	8	8	21	21	13	27	9	32
5	30	20	9	22	5	36	141	34	148	4	136	4,1	9	6	16	17	9	31	14	34
6	38	22	10	165	131	180	160	30	166	3	156	5,0	10	8	19	22	11	28	11	48
7	18	24	7	150	125	160	216	26	221	5	213	2,9	7	9	15	20	15	32	15	30
8	22	13	8	32	11	43	79	18	83	4	77	4,1	9	5	18	19	10	26	8	32
9	26	15	9	54	27	66	85	22	89	6	82	1,9	8	8	17	18	14	34	14	28
10	30	17	10	78	50	91	109	18	112	5	105	2,0	10	7	15	21	8	30	12	35
11	34	19	13	21	4	35	120	38	124	3	115	3,6	11	9	20	19	15	28	10	36
12	38	21	10	145	116	160	91	34	96	6	86	3,2	7	6	17	23	13	31	15	40
13	38	23	8	202	171	212	75	22	81	3	71	2,8	12	9	21	16	11	34	11	44
14	34	25	7	68	28	79	40	26	47	5	37	3,1	10	7	15	22	15	27	9	48
15	30	15	6	73	54	85	60	30	67	4	58	4,3	8	9	19	22	9	32	13	48
16	26	14	9	79	45	92	79	22	85	5	76	1,7	9	5	18	18	12	30	14	44
17	18	13	12	95	71	109	84	18	89	6	80	1,9	11	7	20	24	13	34	8	40
18	22	12	14	105	80	120	184	26	188	4	179	2,1	8	6	16	20	10	25	12	36
19	18	19	8	81	51	91	103	34	106	4	96	2,3	10	9	22	23	14	33	15	32
20	38	20	9	64	32	75	92	22	95	3	88	2,5	7	7	19	17	9	29	10	28
21	34	18	10	28	3	40	75	30	79	6	72	2,7	12	5	21	21	12	34	13	48
22	22	16	11	56	24	60	144	38	148	5	142	3,9	11	8	15	19	14	27	11	40
23	26	14	11	35	14	49	255	18	260	3	253	3,7	9	6	18	18	11	30	9	42
24	30	17	14	69	41	84	147	22	153	6	144	3,4	12	9	20	20	15	33	12	44
25	22	15	8	72	35	84	275	26	280	4	271	3,1	8	5	17	16	8	26	8	36

Таблиця А.6 – Вихідні дані для розрахунку розгалужених мереж

	q ₁	q ₂	q ₃	q ₄	q ₅	q ₆	q ₇	q ₈	q ₉	q ₁₀	q ₀₋₁	z ₁	z ₂	z ₃	z ₄	z ₅	H ₁	H ₂	H ₃	H ₄	H ₅	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
1	0,1	0,2	0,6	0,4	0,2	0,6	0,3	0,2	0,1	0,3	0,5	30	20	15	19	9	22	34	18	26	18	10	20	25	16
2	0,3	0,4	0,1	0,2	0,4	0,3	0,4	0,4	0,3	0,4	0,35	62	55	47	48	33	18	26	26	18	26	35	32	10	16
3	0,5	0,3	0,5	0,6	0,3	0,5	0,2	0,5	0,5	0,2	0,3	34	24	19	24	10	38	18	34	22	30	30	35	32	20
4	0,2	0,1	0,2	0,1	0,1	0,2	0,4	0,1	0,2	0,3	0,7	56	49	41	50	39	34	22	22	18	34	15	10	16	17
5	0,6	0,6	0,3	0,3	0,6	0,6	0,3	0,6	0,6	0,6	0,6	45	38	30	31	20	22	30	30	26	30	20	11	25	15
6	0,4	0,2	0,4	0,4	0,2	0,2	0,1	0,6	0,2	0,1	0,15	69	61	54	52	40	26	26	38	30	25	18	25	14	19
7	0,1	0,4	0,2	0,2	0,4	0,5	0,6	0,1	0,5	0,5	0,9	81	73	66	68	55	30	22	18	34	18	30	12	20	10
8	0,5	0,3	0,6	0,3	0,2	0,3	0,6	0,5	0,3	0,3	0,35	95	84	80	81	70	22	34	22	38	26	18	15	30	24
9	0,3	0,2	0,1	0,6	0,3	0,4	0,4	0,2	0,4	0,2	0,8	39	32	24	29	20	18	38	26	26	34	10	14	18	30
10	0,6	0,3	0,3	0,1	0,5	0,2	0,3	0,3	0,2	0,1	0,4	40	30	25	29	10	26	18	30	34	22	28	30	15	15
11	0,2	0,5	0,4	0,5	0,1	0,4	0,2	0,4	0,4	0,3	0,6	75	70	60	57	45	34	22	34	30	30	15	16	30	18
12	0,5	0,1	0,2	0,3	0,6	0,3	0,5	0,2	0,3	0,5	0,5	64	49	40	42	30	22	18	38	26	38	20	18	24	20
13	0,3	0,6	0,4	0,2	0,3	0,1	0,6	0,6	0,1	0,2	0,8	67	60	57	55	40	30	26	38	22	18	35	20	10	26
14	0,6	0,3	0,3	0,1	0,3	0,6	0,1	0,1	0,6	0,6	0,3	82	78	72	70	60	38	30	34	18	22	25	16	35	18
15	0,1	0,5	0,5	0,3	0,5	0,2	0,6	0,3	0,2	0,4	0,6	91	86	80	82	70	18	34	30	38	26	30	25	26	25
16	0,5	0,2	0,2	0,5	0,2	0,4	0,3	0,4	0,4	0,1	0,7	33	26	20	24	14	22	38	26	30	30	32	21	20	28
17	0,3	0,6	0,6	0,2	0,6	0,3	0,5	0,2	0,3	0,5	0,3	72	67	53	51	40	26	34	18	22	34	10	35	28	30
18	0,2	0,3	0,4	0,6	0,3	0,2	0,6	0,4	0,2	0,3	0,6	44	40	30	35	25	30	30	22	34	26	16	24	22	32
19	0,3	0,5	0,4	0,4	0,5	0,5	0,3	0,3	0,5	0,6	0,5	55	50	45	51	21	34	34	18	26	38	25	30	16	20
20	0,4	0,1	0,5	0,1	0,4	0,1	0,5	0,5	0,1	0,2	0,6	50	46	41	44	25	38	22	26	18	34	11	18	10	34
21	0,2	0,4	0,3	0,5	0,1	0,6	0,4	0,2	0,6	0,5	1,0	63	54	42	43	20	38	30	34	26	30	19	25	17	25
22	0,6	0,6	0,6	0,3	0,6	0,6	0,4	0,6	0,6	0,3	0,15	77	73	70	71	50	34	22	22	30	26	20	19	15	10
23	0,1	0,2	0,2	0,6	0,2	0,1	0,5	0,2	0,1	0,2	0,5	68	62	54	52	35	30	18	26	34	18	21	30	19	25
24	0,3	0,5	0,5	0,2	0,5	0,5	0,2	0,5	0,5	0,5	0,45	84	82	79	76	60	26	34	30	30	22	35	15	30	35
25	0,4	0,3	0,3	0,5	0,3	0,4	0,3	0,3	0,4	0,2	0,5	37	34	30	38	25	18	26	22	26	18	10	35	20	20

Примітка: Витрати в таблиці вказані у м³/с, напори – у метрах, а повні опори – для витрат у м³/с

Таблиця А.7 – Вихідні дані для розрахунку кільцевої мережі

Номер варіанта	l ₁	l ₂	l ₃	l ₄	Q	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆	Q ₇	Q ₈	Q ₉	Q _{зосер.}
1	600	600	500	500	304,57	30,73	44,69	46,39	31,58	30,72	35,85	15,66	27,06	19,94	22,38
2	720	830	550	630	702,51	64,26	88,47	95,32	76,33	33,83	47,61	31,82	73,57	60,74	130,66
3	850	1030	730	700	1484,11	65,91	134,39	174,64	97,74	70,41	140,08	109,92	151,71	178,31	361,01
4	550	750	350	250	621,95	32,86	45,54	79,12	62,34	54,18	75,04	45,86	55,68	26,56	144,77
5	550	600	720	500	537,38	28,46	36,84	53,18	47,22	34,29	41,84	23,65	32,66	19,48	219,76
6	700	850	600	450	661,70	35,80	53,67	86,15	68,52	53,47	73,09	43,13	54,19	60,11	133,67
7	550	610	430	350	445,41	14,34	58,97	41,31	21,45	15,69	33,32	27,51	37,74	25,08	170,00
8	520	570	215	370	505,77	31,27	23,13	21,12	41,44	58,83	43,76	33,02	45,62	30,98	176,67
9	860	1060	750	690	993,35	93,38	163,56	67,64	48,92	96,92	75,83	75,83	147,74	72,54	151,14
10	700	750	450	400	539,32	28,99	46,21	65,26	44,77	31,14	54,91	37,08	49,89	33,30	147,77
11	900	1030	700	750	560,32	40,63	68,73	72,87	49,73	30,01	48,19	31,76	51,96	69,37	97,07
12	690	910	530	570	787,29	69,68	47,64	40,56	87,22	117,23	77,65	67,34	117,39	79,44	83,14
13	650	710	480	500	795,01	76,05	40,34	56,22	65,69	106,49	91,54	40,92	85,88	67,66	164,21
14	720	830	620	520	701,39	73,35	45,29	64,92	97,58	48,62	76,88	49,01	73,58	52,23	120,93
15	700	850	400	600	508,76	36,67	28,52	58,06	47,36	38,19	60,60	30,56	42,78	22,41	143,61
16	500	500	450	450	819,97	65,00	73,34	83,00	109,69	45,75	85,98	63,39	95,08	65,91	131,83
17	600	700	400	420	669,54	73,30	69,44	32,59	58,31	43,72	38,55	38,21	75,19	95,85	144,38
18	800	930	580	600	585,26	26,64	47,88	46,47	33,76	38,33	46,71	48,56	31,59	47,16	218,16
19	800	830	420	400	656,21	96,95	39,43	22,79	74,97	47,01	52,18	46,24	74,31	75,24	132,39
20	700	750	600	580	611,54	32,88	54,54	79,12	47,22	45,81	51,82	32,03	58,14	42,86	167,12
21	550	600	400	350	564,24	46,28	48,63	53,86	62,58	43,92	39,14	57,15	44,18	53,09	115,41
22	850	850	600	420	692,88	80,35	67,53	51,68	54,21	35,74	48,91	73,58	69,56	36,62	174,70
23	610	610	360	400	509,04	34,14	31,32	38,41	48,92	59,16	62,16	64,73	44,41	46,06	79,77
24	500	540	420	380	559,33	27,31	56,36	46,05	47,47	53,88	54,19	49,02	48,92	29,99	146,14
25	500	520	400	580	483,06	38,93	21,64	52,62	47,93	35,11	38,91	48,14	49,73	48,29	102,76

Примітка: Довжини в таблиці дані в м, а витрати – в л/с.

Таблиця А.8 – Вихідні дані для аналізу роботи водопровідних мереж

Номер варіанта	D	Q ₁	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄	Z ₅	Z ₆	Z ₇	Z ₈	Z ₉	Z ₁₀	Z ₁₁	Z ₁₂	H ₁	H ₂	H ₃	H ₄	H ₅	H ₆	H ₇	H ₈	H ₉	H ₁₀	H ₁₁	H ₁₂	S ₁	S ₂	S ₃	Q ₂
1	1	1	51	42	52	57	56	53	55	56	54	49	56	55	20	28	30	26	24	24	22	26	28	26	30	26	10	18	18	2
2	2	4	59	62	64	61	63	62	64	66	58	52	61	64	28	26	28	22	32	24	28	30	28	26	24	28	29	16	30	5
3	1	2	53	49	47	48	45	54	53	52	51	49	51	53	32	20	28	26	24	30	28	24	26	24	26	28	19	31	18	3
4	3	4	58	50	53	52	54	51	55	53	56	54	60	58	30	28	32	28	32	28	26	24	28	26	28	30	11	17	10	4
5	2	3	59	48	53	52	54	49	55	50	56	51	59	57	32	30	20	24	26	30	28	30	26	26	25	28	28	15	32	2
6	3	2	57	50	55	54	56	53	57	52	58	54	52	51	26	24	22	26	28	28	30	32	28	26	30	22	35	12	30	3
7	1	1	51	48	54	45	53	46	52	47	51	49	58	50	30	32	24	20	22	24	30	26	26	28	30	26	17	11	16	1
8	2	3	56	62	59	60	56	61	55	62	57	63	57	58	32	30	26	28	32	28	26	24	22	30	22	30	10	15	20	4
9	1	5	60	49	57	56	55	50	54	58	53	59	52	51	32	24	26	22	20	26	24	26	22	26	30	28	29	15	28	6
10	1	4	54	44	48	49	45	50	46	51	47	52	55	53	30	26	28	30	32	26	28	27	30	22	24	22	20	10	15	1
11	1	5	55	44	49	45	50	46	51	46	52	48	53	54	24	30	28	30	28	20	26	28	22	24	30	26	12	20	34	3
12	3	1	51	60	57	59	52	58	53	57	54	56	58	55	32	28	30	32	32	26	28	20	22	26	24	28	14	27	12	2
13	2	2	54	50	54	53	49	51	56	52	54	55	54	56	30	24	26	28	30	26	20	28	26	28	26	30	25	16	10	1
14	2	3	58	47	54	55	48	53	49	56	50	57	51	52	28	24	26	28	30	28	22	32	30	28	26	28	13	23	33	5
15	1	1	53	62	58	59	54	60	55	56	57	61	55	55	26	30	24	30	26	25	27	20	32	26	24	28	15	30	20	4
16	3	5	55	49	54	55	50	52	51	51	52	50	54	53	32	28	26	28	22	22	30	28	32	26	28	24	26	17	10	5
17	3	4	52	51	56	53	57	54	58	54	55	56	60	59	26	24	26	24	22	24	26	30	20	28	26	24	21	11	16	3
18	1	1	57	55	54	59	52	58	53	60	56	57	56	56	30	32	28	28	30	28	32	26	24	28	22	20	10	16	26	1
19	2	3	58	48	51	57	49	52	55	56	50	54	51	53	32	26	30	22	24	30	28	24	26	20	24	30	14	24	18	2
20	2	2	52	45	50	51	46	52	48	53	54	49	57	55	30	30	32	28	30	24	26	22	28	20	25	27	11	21	29	3
21	1	4	59	56	67	61	64	59	65	66	60	62	59	63	26	28	22	24	28	24	22	26	28	24	20	24	25	15	22	4
22	1	3	60	57	65	56	61	62	55	63	58	64	58	60	30	32	27	30	28	25	24	28	23	26	29	33	16	10	22	2
23	3	5	54	52	54	52	56	56	53	55	54	56	53	54	32	22	26	28	26	24	24	26	24	30	24	20	13	18	23	4
24	2	2	52	46	49	49	47	50	48	51	52	55	59	56	30	28	26	30	24	28	26	28	22	20	24	26	23	20	15	1
25	1	1	56	57	54	57	55	58	55	56	53	50	51	52	22	30	32	26	28	30	28	24	26	30	28	30	25	24	24	2

Додаток Б
Генплани міст
Варіанти 1-4
М 1:10000

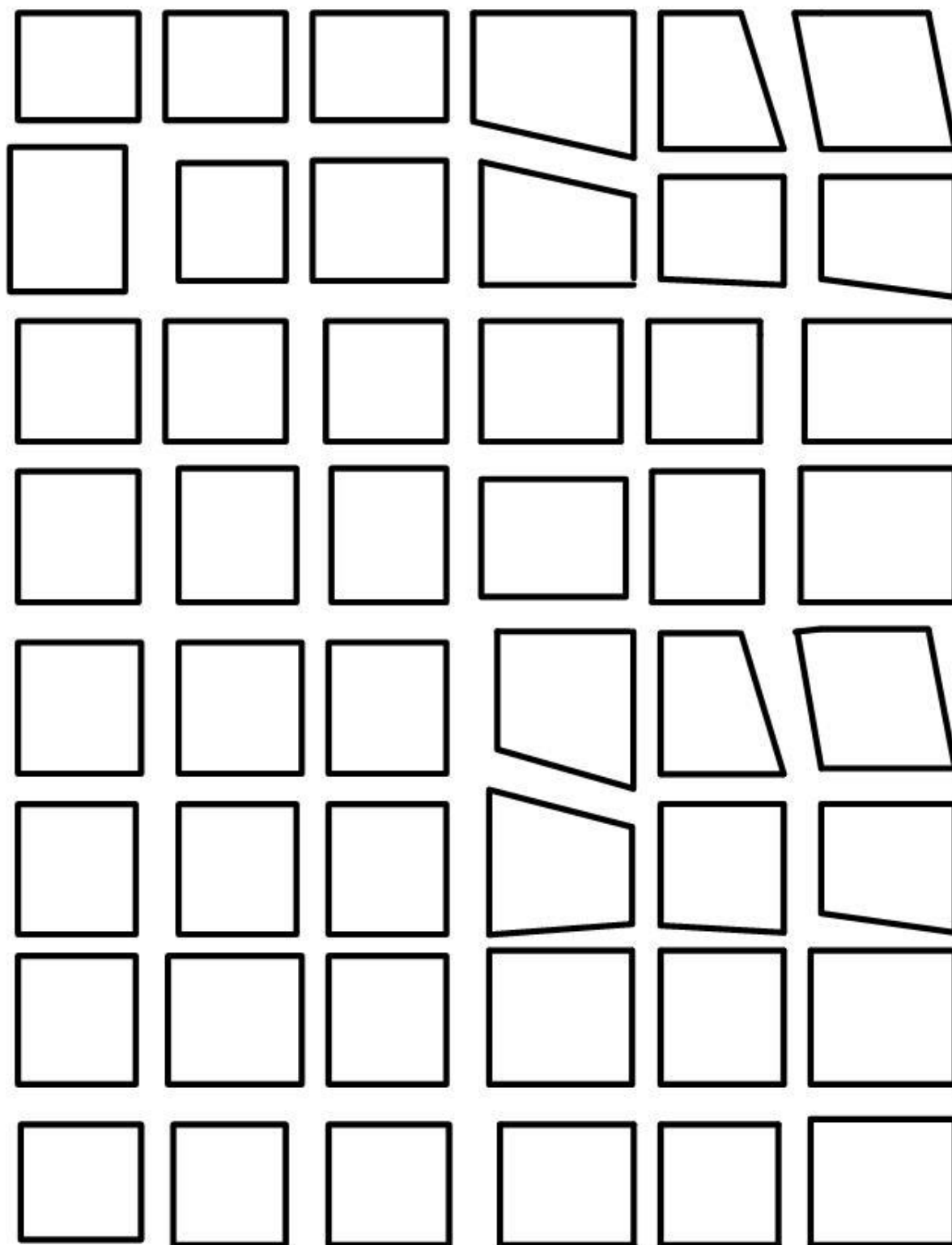


Рисунок Б1–Генплан міста А

Варіанти 5-8
М 1:10000

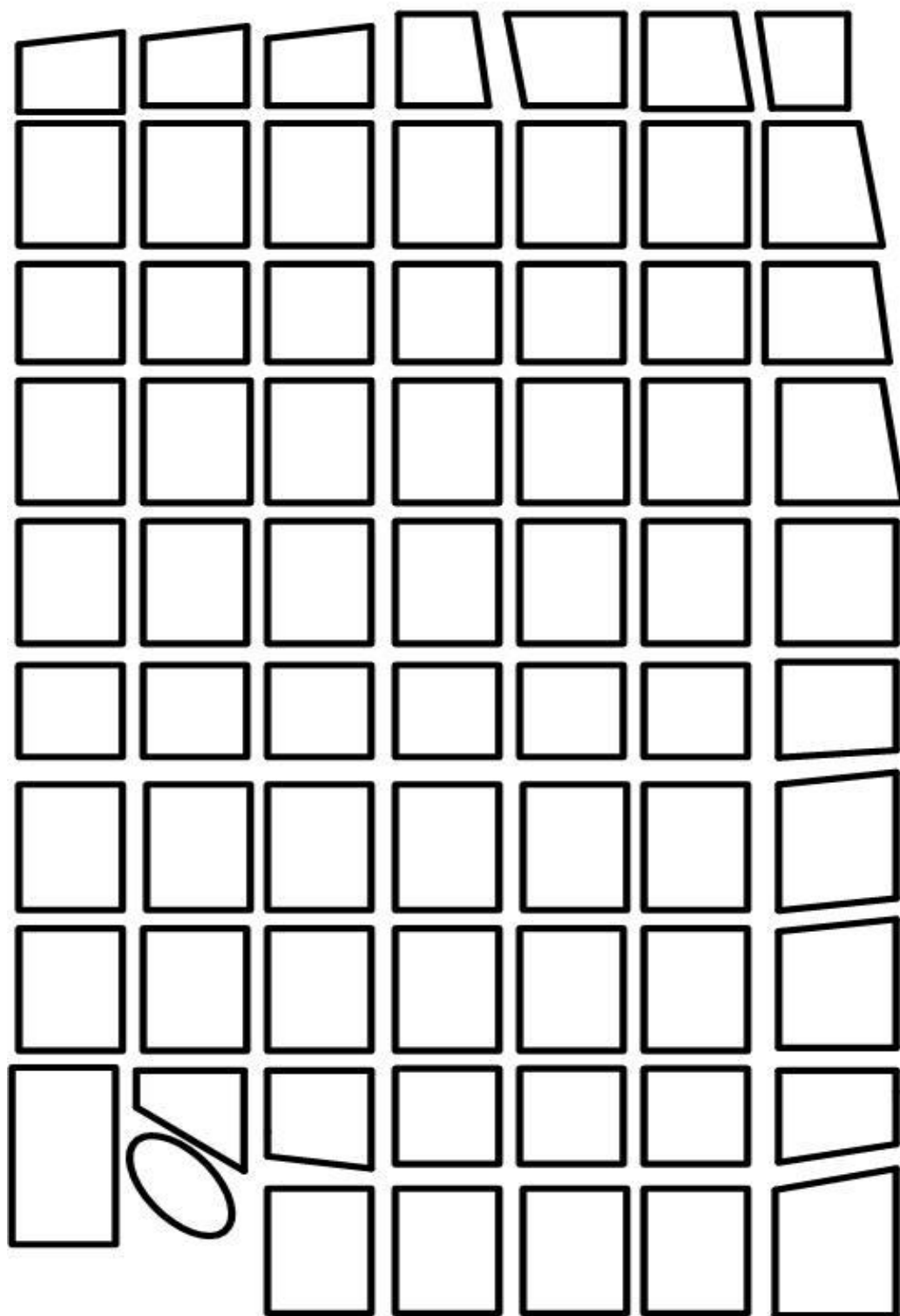


Рисунок Б2–Генплан міста Б

Варіанти 9-12
М 1:10000

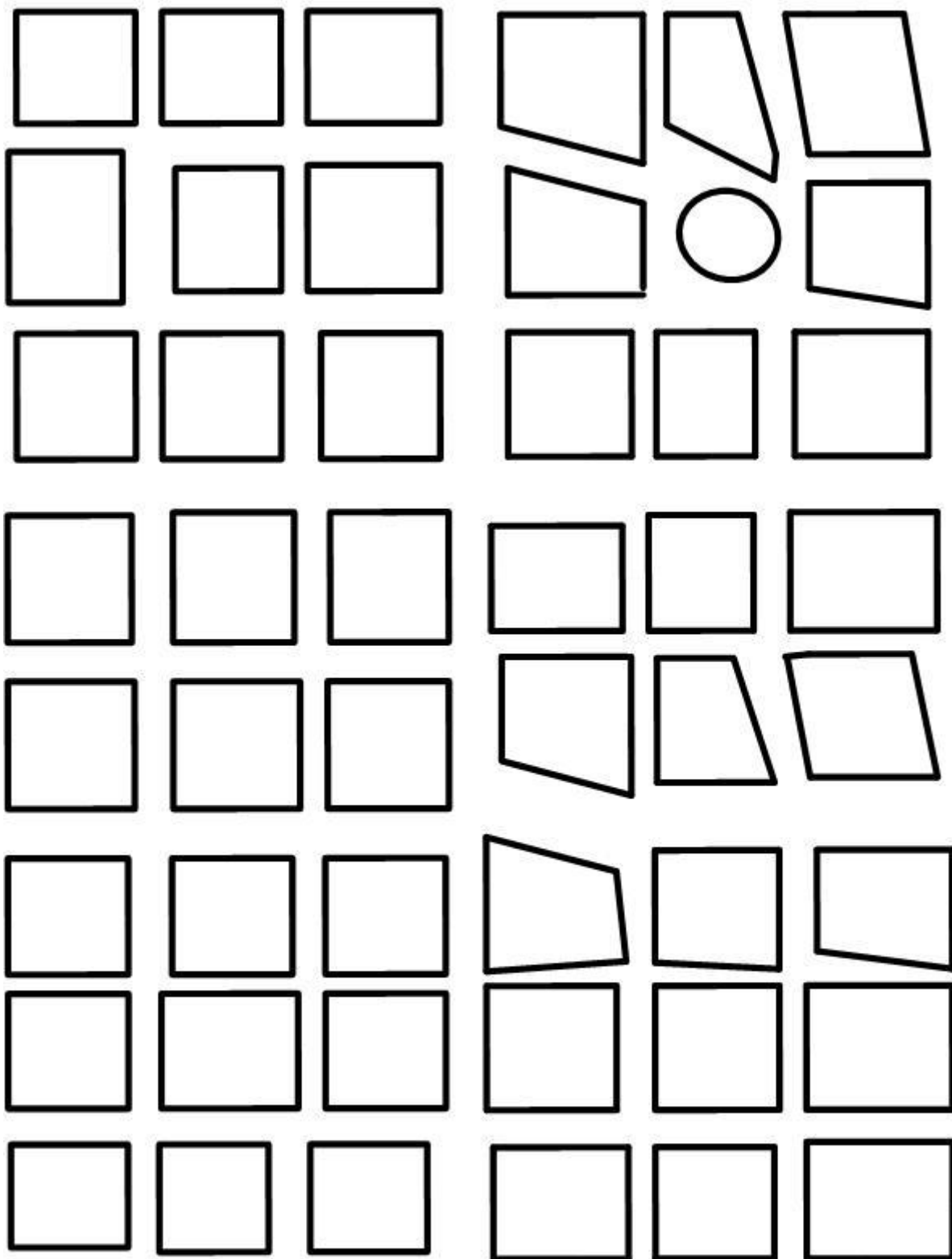


Рисунок Б3—Генплан міста В

Варіанти 13-16
М1:10000

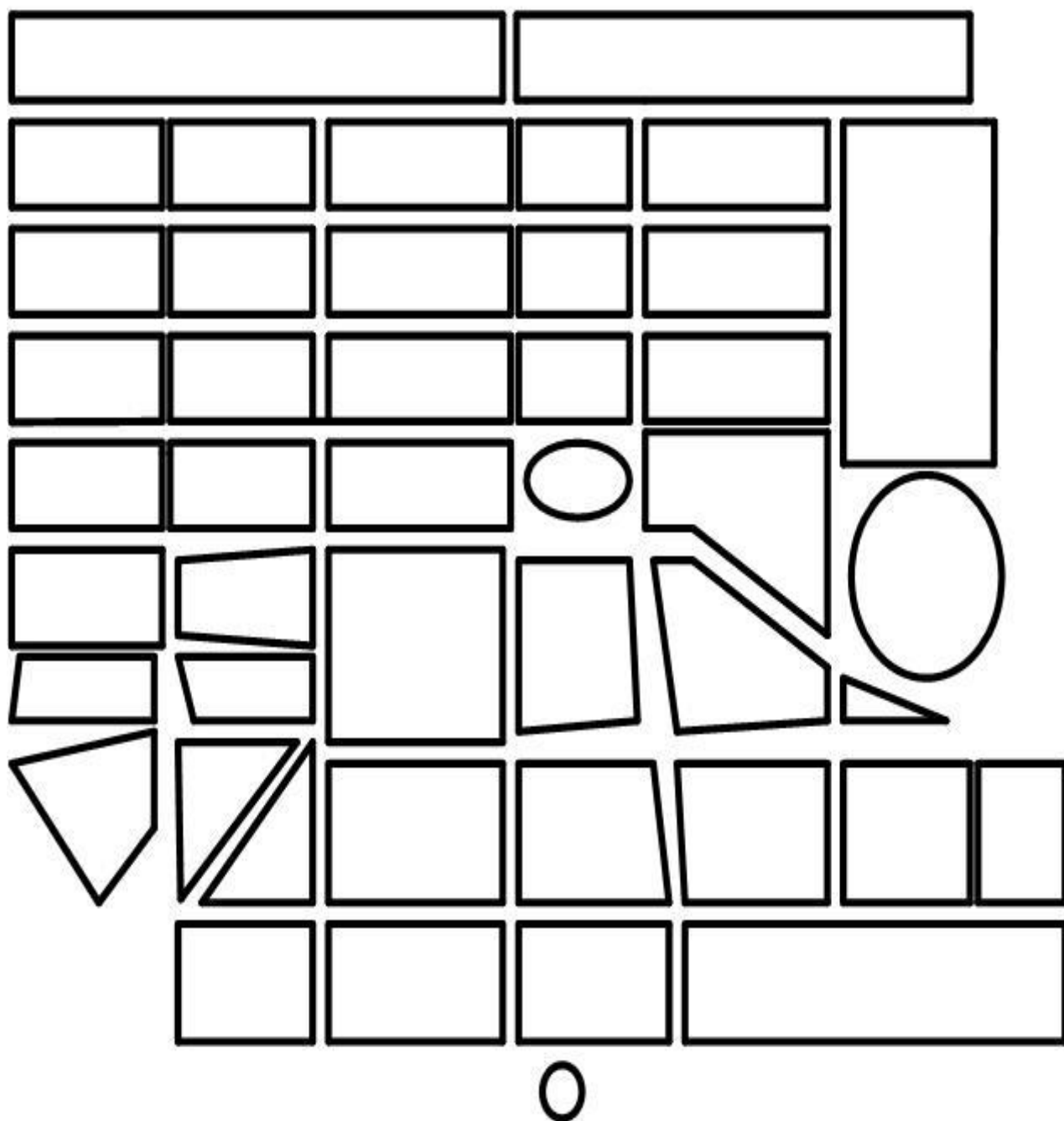


Рисунок Б4-Генплан міста Г

Варіанти 17-20

M1:10000

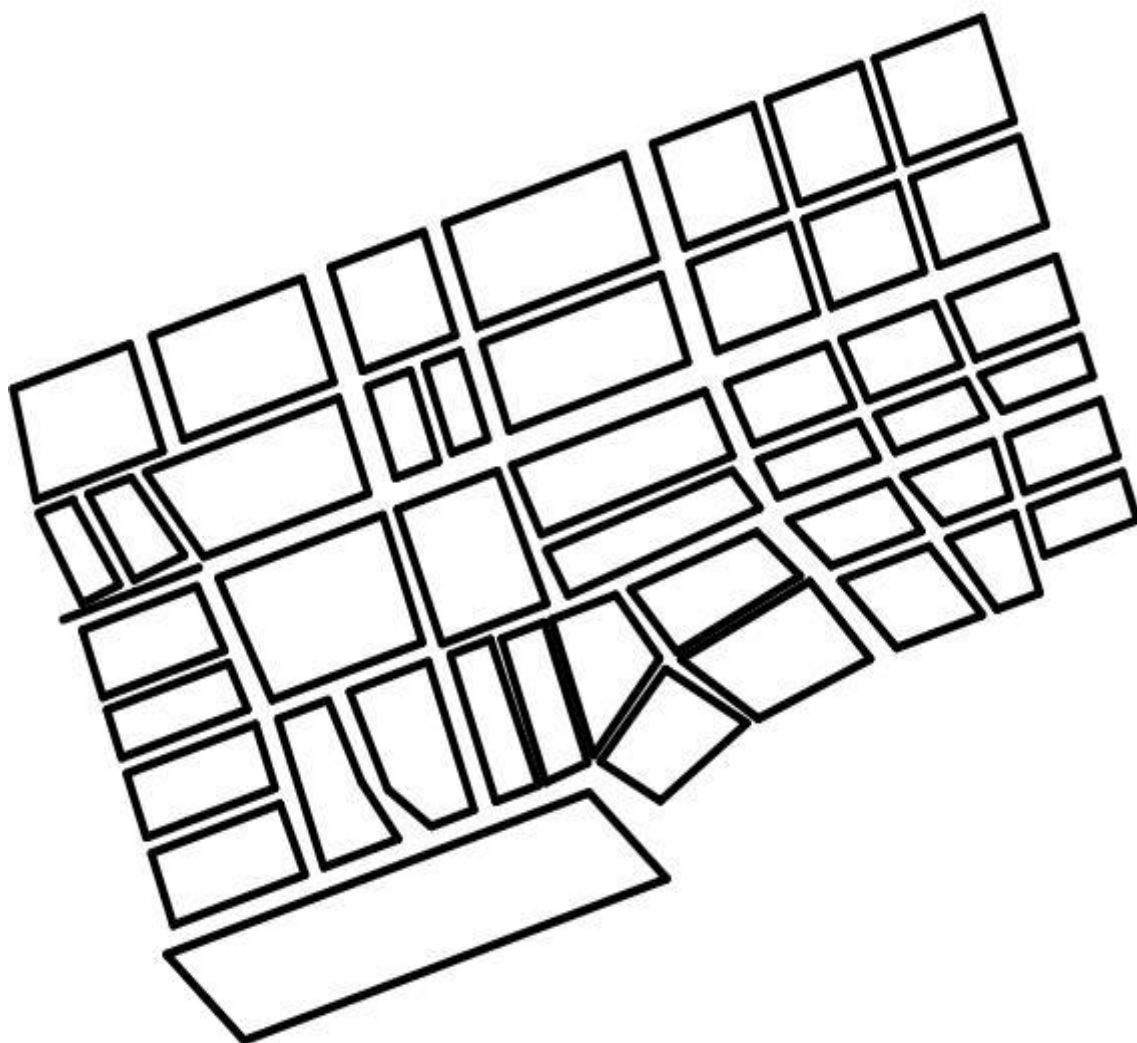


Рисунок Б5—Генплан міста Д

Варіанти 21-25

М 1:10000

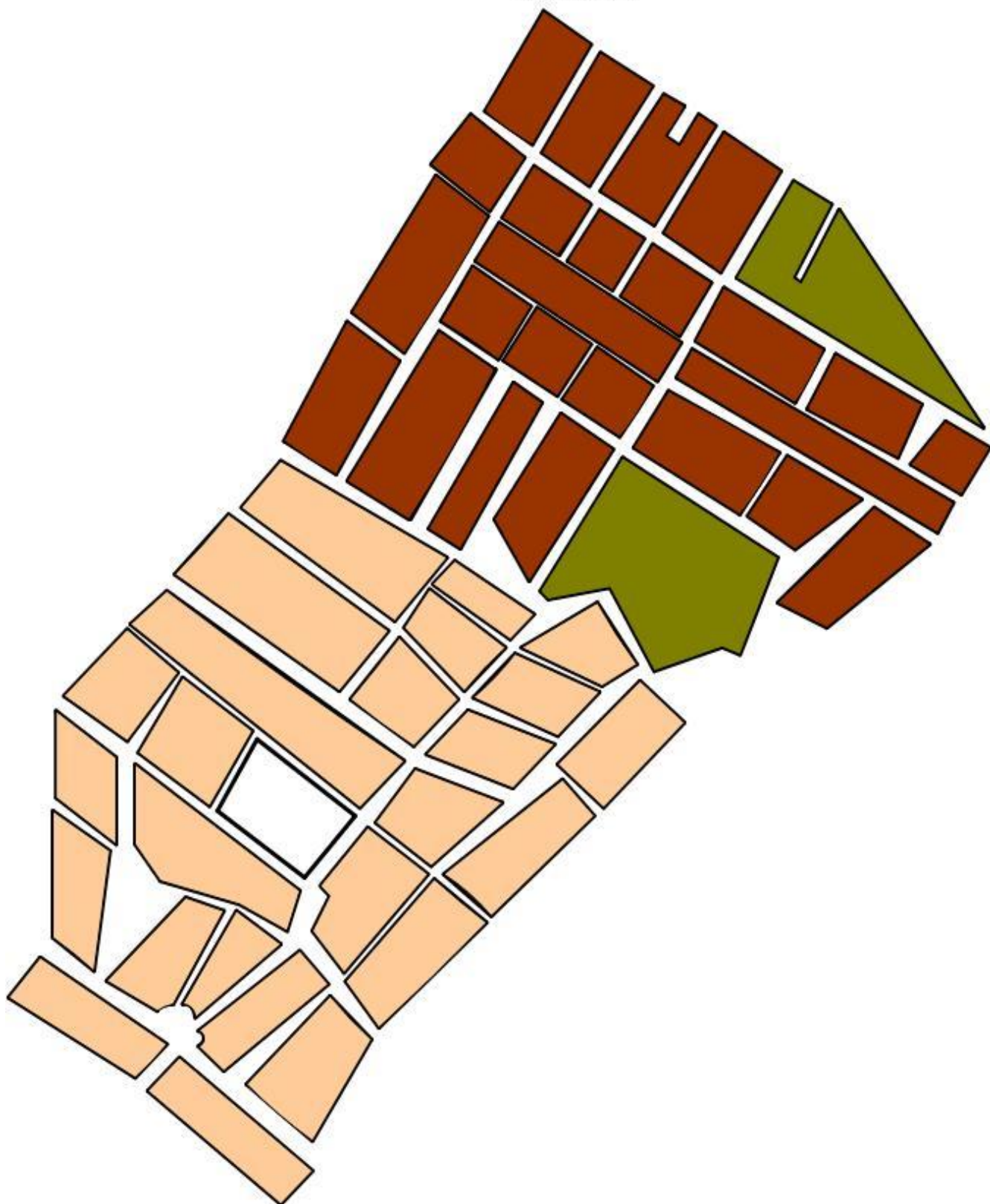


Рисунок Б6-Генплан міста Е

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Айрапетян Т. С. Зворотні і безстічні системи водопостачання промислових підприємств : конспект лекцій. Харків : ХНУМГ, 2017. 150 с. URL : <https://core.ac.uk/download/pdf/132273063.pdf>.
2. Благодарна Г. І., Гуцал І. О. Водопостачання та водовідведення : конспект лекцій. Харків : ХНАМГ, 2009. 110 с. URL: https://eprints.kname.edu.ua/16158/1/2009_%D0%9A%D0%BE%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%B5%D0%BA%D1%82_%D0%BB%D0%B5%D0%BA%D1%86%D0%B8%D0%B9_%D0%92%D0%92%2C_%D0%9F%D0%93%D0%A1_3_%D0%BF%D0%B5%D1%87.%D0%B2%D0%B0%D1%80.2009.pdf.
3. Brentan B., Campbell E., Meirelles G. Social Network Community Detection for DMA Creation: Criteria Analysis through Multilevel Optimization. *Mathematical Problems in Engineering*. Vol. 1. 2017. URL : doi.org/10.1155/2017/9053238.
4. Gençoğlu G. Minimizing Excess Pressures by Optimal Valve Location and Opening Determination in Water Distribution Networks. *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 186. P. 319–326. URL: <https://open.metu.edu.tr/handle/11511/40595>.
5. Гіроль М.М., Проценко С.Б., Ткачук О.А., Семчук Г.М. Стан водопостачання та водовідведення в Україні. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2005 р. №19. С. 3–9.
6. ДСТУ Н.Б.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ, 2011. 123 с. (Інформація та документація). URL: <https://geodez.com.ua/pdf/dstu-n-b-v.1.1-27-2010.pdf/>.
7. ДСТУ 3008 – 2015. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлення. [На заміну ДСТУ 3008-95; чинний від 2017-07-01]. Вид. офіц. Київ, 2015. 31 с. (Інформація та документація).
8. ДСТУ 8302 – 2015. Бібліографічне посилання. Загальні положення та правила складання. [Чинний від 2016-07-01]. Вид. офіц. Київ, 2016. 37 с. (Інформація та документація).
9. ДСТУ БА. 2.4 – 2009. Умовні графічні зображення і позначки елементів санітарно-технічних систем. [На заміну ДСТУ БА 2.4-4-99, чинний від 2009-01-24]. Вид. офіц. Київ, 2009, 55с. (Інформація та документація). URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/2932/1/nd164%20zah.pdf>
10. Добровольська О. Г, Сокольник В. І. Про оперативність ліквідації витоків на водопровідних мережах. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2018. № 10. С. 50–57. URL: <http://eforum.lntu.edu.ua/index.php/construction/issue/view/11/10>.
11. Добровольська О. Г. Оцінка ефективності використання пластмасових трубопроводів для реконструкції міських водопровідних мереж. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2022. № 17. С. 31–39. URL: <https://eforum.lntu.edu.ua/index.php/construction/article/view/830/794>.
12. Дмитрієв А. Ф. Гідротехнічні споруди : підручник. Рівне : Вид-во Рівненського держ. техн. ун-ту, 1999. 328с.

13. Душкін С. С. Ресурсозберігаючі технології водопровідно-каналізаційного господарства : конспект лекцій. Харків : ХНУГХ, 2016. 92 с. URL: https://eprints.kname.edu.ua/44460/1/2014%2038%D0%9B%20%D0%A0%D0%B5%D1%81%D0%A1%D0%B1%D0%B5%D1%80%D0%A2%D0%B5%D1%85%D0%BD%D0%92%D0%9A%2038%D0%9B_2014_%D1%87%D0%B8%D1%81%D1%82%D0%BE%D0%B2%D0%B8%D0%BA.pdf.
14. Еполян С. М. Карагяур А. С., Бабенко С. П. Применение центробежных устройств при подготовке питьевой воды из поверхностных источников. Харків : ХНУСА, 2017. 168 с. URL :<http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi>.
15. Liu G. Potential impacts of changing supply-water quality on drinking water distribution. A review *Water Research*. 2017. Vol. 116. P. 135–148. URL: <https://pubmed.ncbi.nlm.nih.gov/28329709/>.
16. Мешкова-Клименко Н. А., Косогіна І. В Толстопалова Н. М. Технологія та обладнання одержання питної та технічної води : конспект лекцій. Київ : КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2018. 141 с. URL: <http://tnr.kpi.ua/images/Metodichki/OSV.pdf>.
17. Недриги В. П. Гидротехнические сооружения : справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1983. 543 с.
18. Новохатній В. Г. Надійність водопостачання малих населених пунктів : навч. посіб. Полтава : ПНТУ, 2019. 102 с. URL: <http://reposit.nupp.edu.ua/bitstream/PoltNTU/6673/1/16135.pdf>.
19. Орлова А. М. Водопідготовка : інтерактивний комплекс навчально-методичного забезпечення. Рівне : НУВГП, 2009. 182 с. URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/2714/1/3.%20Vodopodgot%20zah.pdf>.
20. Ткачук О. А. Удосконалення систем подачі і розподілення води населених пунктів. Рівне : НУВГП, 2008. 301с.
21. Ткачук О. А. Міське господарство : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2018. 244 с. URL: https://ep3.nuwm.edu.ua/view/creators/Tkachuk=3AO=2E_A=2E=3A=3A.html.
22. Trębicka A. Modeling of water distribution system parameters and their particular importance in environment engineering processes. *Ecological Engineering*. 2016. Vol. 47. P. 47–53. URL: <http://www.ecoeet.com/MODELOWANIE-PARAMETROW-SYSTEMU-DYSTRYBUCJI-WODY-I-ICH-SZCZEGOLNE-ZNACZENIE-W-PROCESACH-INZYNIERII-SRODOWISKA,62846,0,2.html>.
23. Тугай А. М. Водопостачання. Водозабірні споруди : підручник. Київ : Вища школа, 1984. 196 с.
24. Українець М. О., Сокольник В. І. Водопровідні мережі : навч.-метод. посіб. Запоріжжя: ЗДІА, 2009, 298 с.
25. Хлапук М. М., Шинкарук Л. А., Дим'янюк А. В., Дмитрієва О. А. Гідротехнічні споруди : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2013. 241 с. URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/1758/1/735116%20zah.pdf>.

26. Шевченко Т. О., Ярошенко Ю. В. Насосні та повітродувні станції : навч. посіб. Харків : Нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. Харків : ХНУМГ, 2017. 195 с. URL: <https://core.ac.uk/reader/33755331>.

Рекомендована література

Основна:

27. Айрапетян Т. С. Міські інженерні мережі : конспект лекцій. Харків : ХНУМГ, 2017. 97 с. URL: <https://core.ac.uk/download/95312968.pdf>.

28. Анісімова С. В. Водопостачання, водовідведення та покращення якості води. Ч. І. Водопостачання населених пунктів і промислових підприємств : конспект лекцій. Харків : ХНАДУ, 2017. 56 с. URL: https://dl.khadi.kharkov.ua/pluginfile.php/41635/mod_resource/content/2/%D0%9A%D0%BE%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%B5%D0%BA%D1%82%D0%92%D0%92%D0%9F%D0%AF%D0%92%20%D0%86%20%D1%87%D0%B0%D1%81%D1%82%D0%B8%D0%BD%D0%B0.pdf

29. Душкін С. С., Коваленко О. М., Благодарна Г. І. Експлуатація і ремонт водопровідно-каналізаційних систем : конспект лекцій. Харків : ХНУМГ, 2017. 165 с. URL: <https://eprints.kname.edu.ua/40512/1/2013%20%D0%BF%D0%B5%D1%87%2017%20%D0%9B%20%D0%94%D0%B5%D0%B3%D1%82%D1%8F%D1%80%20%D0%9C.%20%D0%BD%D0%B0%D0%B4%D1%96%D0%B9%D0%BD%D1%96%D1%81%D1%82%D1%8C.pdf>.

30. Кравченко В. С., Проценко С. Б., Кравченко Н. В. Розрахунок систем інженерного обладнання будівель : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2017. 495 с.

31. Сашко В. О., Терещенко Т. М. Водопостачання : навч. посіб. Київ : Ресурсний центр ГУРТ, 2019 рік. 114 с. URL: <https://mon.gov.ua/storage/app/media/news/%D0%9D%D0%BE%D0%B2%D0%B8%D0%BD%D0%B8/2020/04/28/4vodopostachannya.pdf>.

Додаткова:

32. Баладінський В. Л., Лівінський О. М., Хмара Л. А. Будівельна техніка : навч. посіб. для студентів вузів. Київ : Либідь, 2001. 368 с.

33. Cheryl Jakab. Water Supply. Mankato, Minn : SmartAppleMedia. 2010. 32 p. URL: <https://archive.org/details/watersupply0000jaka/page/n1/mode/2up>.

34. Jones Garr M., Sanks Robert L. Pumping Station Design. Butterworth Heinemann : 2008. 1104 p. URL: <https://www.elsevier.com/books/pumping-station-design/jones-pe-dee/978-1-85617-513-5>.

35. Деркач І. Л. Міські інженерні мережі : навч. посіб. Харків : ХНАМГ, 2006. 97 с. URL: <https://eprints.kname.edu.ua/9109/1/Навчпос-1.pdf>.

36. Орлов В. О., Шадура В. Л. Міські інженерні мережі та споруди : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2011. 200 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/2174/1/719583%20zah.pdf>.

37. Кравченко В. С. Водопостачання та каналізація : підручник. Київ : Кондор, 2009. 288 с. URL: http://pdf.lib.vntu.edu.ua/books/2016/Kravch_2009_288.pdf.
38. Линник І. Е., Завальний О. В. Проектування міських територій : підручник : [у 2 ч.]. Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2019. Ч. 2. 544 с. URL: <https://eprints.kname.edu.ua/55301/1/2018%201%D0%9F%20%D1%872.pdf>.
39. Лушкін В. А., Абраменко І. Г., Барбашов І. В. Загальна характеристика та розрахунок режимів розподільних мереж : навч. посіб. Харків : ХНАМГ, 2013. 193 с. URL: <https://eprints.kname.edu.ua/28603/1/2011%20%D0%BF%D0%B5%D1%87%207%D0%9D.pdf>.
40. Malcom J Brandt. Twortswatersupply. Cambridge, MA : Elsevier, 2017. 968 p. URL: https://www.worldcat.org/title/tworts-water-supply/oclc/1136476878&referer=brief_results.
41. Сіденко.Т. А. Водопостачання та водовідведення : анот. бібліогр. покажч. Чернігів : НБ ЧНТУ, 2017. 24 с. URL: [http://library2.stu.cn.ua/Files/downloadcenter/%D0%92%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D0%BF%D0%BE%D1%81%D1%82%D0%B0%D1%87%D0%B0%D0%BD%D0%BD%D1%8F%20%D1%82%D0%B0%20%D0%B2%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D0%B2%D1%96%D0%B4%D0%B2%D0%B5%D0%B4%D0%B5%D0%BD%D0%BD%D1%8F%20\(2\).pdf](http://library2.stu.cn.ua/Files/downloadcenter/%D0%92%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D0%BF%D0%BE%D1%81%D1%82%D0%B0%D1%87%D0%B0%D0%BD%D0%BD%D1%8F%20%D1%82%D0%B0%20%D0%B2%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D0%B2%D1%96%D0%B4%D0%B2%D0%B5%D0%B4%D0%B5%D0%BD%D0%BD%D1%8F%20(2).pdf).
42. Ткачук О. А, Шадур В. О. Водопровідні мережі : навч.посіб. Рівне : НУВПП, 2010. 148 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/5163/1/V83.pdf>.
43. Ткачук О. А. Системи подачі та розподілення населених пунктів : навч. посіб. Рівне : НУВПП, 2011. 273 с.
44. Ткачук О. А. Міські інженерні мережі : навч. посіб. Рівне : НУВПП, 2015. 412 с. URL: http://ep3.nuwm.edu.ua/3674/1/%D0%9C%D0%86%D0%9C_%D0%A2%D0%BA%D0%B0%D1%87%D1%83%D0%BA_%D0%92%20%D0%B7%D0%B0%D1%85.pdf.
45. Тугай А. М., Орлов В. О. Водопостачання : підручник. Київ : Знання, 2008. 735 с. URL: http://pdf.lib.vntu.edu.ua/books/2016/Tugaj_2009_735.pdf.
46. Шевелев Ф. А., Шевелев А. Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб : справ. пособие. Москва : Стройиздат, 1984. 116 с.
47. Шадур В. О., Мартинов С. Ю., Орлов В. О. Міські інженерні мережі : навч. посіб. Рівне : НУВПП, 2010. 102 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/5164/1/V82.pdf>.
- Інформаційні джерела:**
48. Електронний курс «Водопровідні мережі». Система електронного забезпечення ЗНУ. URL: <https://moodle.znu.edu.ua/course/view.php?id=12885/>
49. Водний кодекс України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/213/95-%D0%B2%D1%80#Text>.

50. ДБНВ.2.5 – 74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 172 с. URL: www.minregion.gov.ua/.../DBN_V.2.5-74_2013.
51. ДБН В.2.5 – 75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди: Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 219 с. URL : <https://armis.com.ua/docs/dbn/102.1.-DBN-V.2.5-75-2013-Kanalizatsiya-Zovnishnimerezhi.pdf>.
52. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 172 с. (Інформація та документація). URL: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-1018>.
53. ДБН В.2.5-20:2018 Газопостачання. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 128 с. (Інформація та документація). URL: https://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2019/04/DBN-V2520-18_Gas.pdf.
54. ДБН 2.5.39: 2008. Інженерне обладнання будівель. Зовнішні мережі та споруди. Теплові мережі. [Чинний від 2009-01-07]. Вид. офіц. Київ, 2009. 83 с. URL: https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2016/04/DBN_V.2.5_39_2008.pdf.
55. ДБН В.2.2-15-2005. Житлові будинки. Основні положення. [Чинний від 2005-09-28]. Вид. офіц. Київ, 2005. 76 с. (Інформація та документація). URL: <https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2016/11/DBN-V.2.2-15-2005.pdf>.
56. ДБН В.2.5 – 64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Ч. І. Проектування. Ч. ІІ. Будівництво. [Чинний від 2013-03-01]. Вид. офіц. Київ, 2013, 113с. (Інформація та документація). URL: https://www.minregion.gov.ua/wpcontent/uploads/2018/12/ZM_DBN_V2564.pdf.
57. ДБН 2.5 – 39: 2008. Інженерне обладнання будівель. Зовнішні мережі та споруди. Теплові мережі. [Чинний від 2009-01-07]. Вид. офіц. Київ : Мінірегіон України, 2009. 83 с. (Інформація та документація). URL: https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2016/04/DBN_V.2.5_39_2008.pdf.
58. ДСанПіН 2.2.4-171-10. Державні санітарні норми та правила «Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною». [Чинний від 2010-05-12]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2010. 35 с. (Інформація та документація). URL: https://dbn.co.ua/load/normativy/sanpin/dsanpin_2_2_4_171_10/25-1-0-1180.
59. ДСТУ 7525:2014 Національний стандарт України. Вода питна. Вимоги та контролювання якості. [Чинний від 2015-02-01]. Вид. офіц. Київ, 2014. 26 с. URL: [www. http://iccwc.org.ua/docs/dstu_7525_2014.pdf](http://www.iccwc.org.ua/docs/dstu_7525_2014.pdf).

Навчальне видання
(українською мовою)

Добровольська Оксана Григорівна

ВОДОПРОВІДНІ МЕРЕЖІ

Навчально-методичний посібник
для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійної
програми
«Міські інженерні мережі»

Рецензенти: *В. А. Банах, Є.А. Манідіна*

Відповідальний за випуск *А. В. Банах*

Коректор *О. Г. Добровольська*