

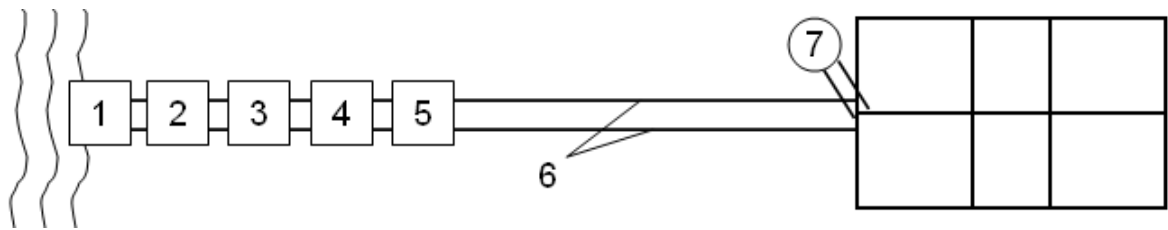
Тема 1. Система водопостачання як комплекс взаємозалежних споруд

1. Система водопостачання господарсько-питних водопроводів міст і промислових підприємств.

2. Вплив природно-ландшафтних умов на структуру системи водопостачання.

3. Особливості п'єзометричних ліній систем водопостачання.

1. Для розв'язування задач постачання господарсько-питною водою населених місць і промислових підприємств використовуються класичні схеми системи водопостачання, які наведено на рис. 1 і 2.



1 – водозабірні споруди;

5 – насосна станція II підйому;

2 – насосна станція I підйому;

6 – водогони;

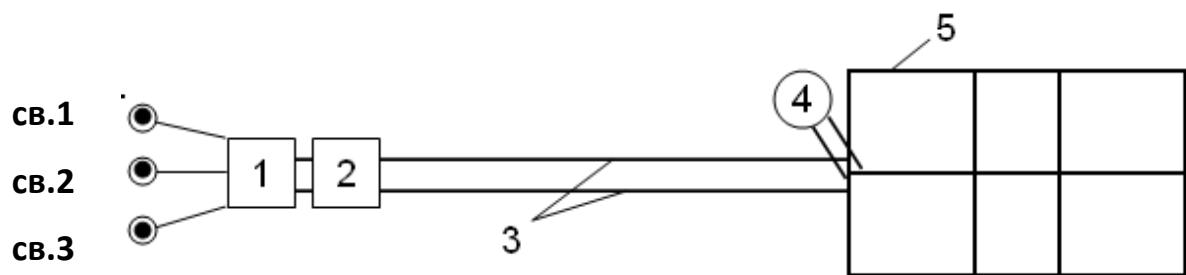
3 – очисні споруди;

7 – водонапірна башта;

4 – резервуари чистої води;

8 – водогінна мережа.

Рисунок 1 – Схема системи водопостачання для господарсько-питних потреб міста



св.1-св.3 – артезіанські свердловини;

3 – водогони;

1 – резервуари чистої води;

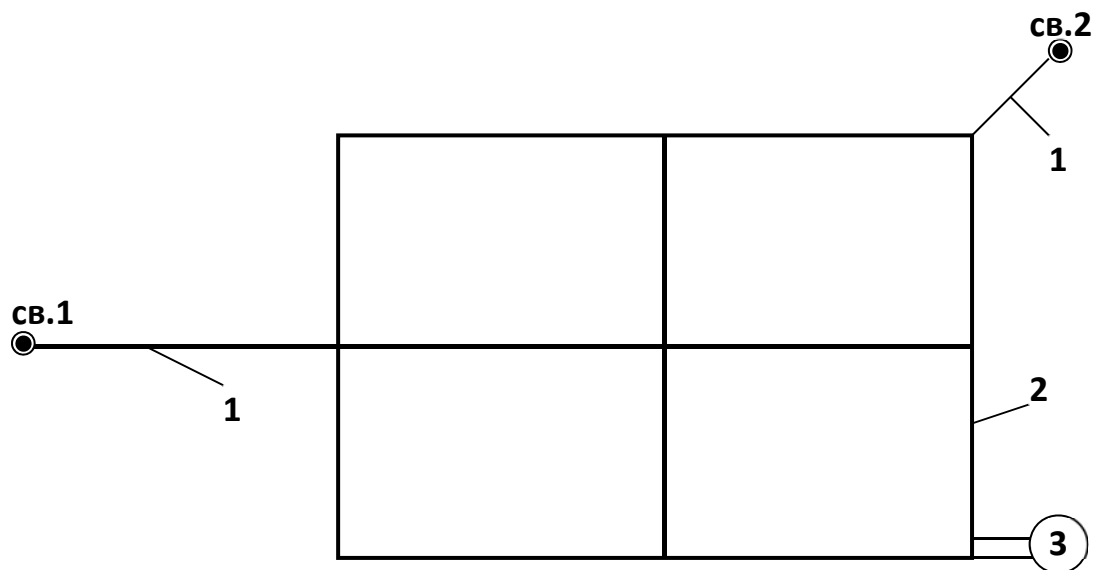
4 – водонапірна башта;

2 – насосна станція;

5 – водопровідна мережа.

Рисунок 2 – Схема системи водопостачання при забиранні води з підземного джерела

При високодебітних свердловинах і їх малій кількості схема системи водопостачання об'єкта може мати вигляд, який наведено на рис. 3.



св.1-св.2 – артезіанські свердловини;

2 – водопровідна мережа;

1 – водоводи;

3 – водонапірна башта.

Рисунок 3 – Схема системи водопостачання з підземного джерела з безпосередньою подачею води в мережу

У місті може бути єдина система господарсько-питного водопостачання, що забезпечує питною водою як населення, так і промисловість. Однак іноді з тих чи інших причин (неодночасність розвитку промислових підприємств і жилої зони, з економічних міркувань) можуть улаштуватися роздільні господарсько-питні водопроводи міста і промислового підприємства (наприклад, господарсько-питний водопровід заводу «Запоріжсталь»).

В умовах обмеженості водяних ресурсів застосовуються комбіновані схеми систем водопостачання, у яких підземне джерело використовується для доповнення відкритого джерела. Прикладами таких систем у нас в Україні можна назвати систему водопостачання Криму, у якій до так називаної «великої води», яку одержують з водоймища, додається вода з гірських джерел. З інших подібних систем можна відзначити систему водопостачання м. Дружківка в Донецькій області, систему водопостачання м. Миколаєва й ін. Багато подібних систем у

Росії. Наприклад, Пермський нафтопереробний завод має прямо на території підприємства свердловину, що забезпечує питною водою лабораторію і побутові приміщення, у той же час сел. Першотравневе, у якому проживають робітники цього заводу, одержує воду з міського водопроводу. У Білорусії подібну систему має м. Мінськ.

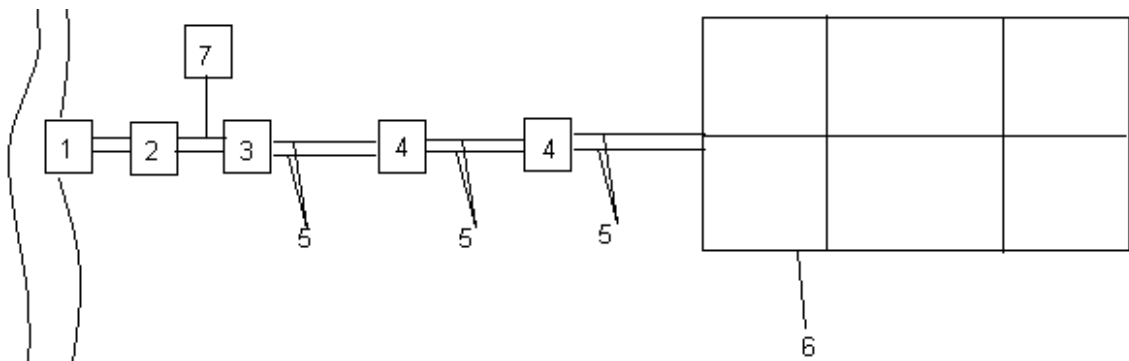
У Західній Європі комбіновані системи мають широке поширення як у силу обмеженості водяних ресурсів, так і в умовах високої щільності забудови. Таку систему має м. Амстердам (Нідерланди), м. Барселона (Іспанія), м. Брюссель (Бельгія), м. Будапешт (Угорщина), м. Відень (Австрія), м. Лісабон (Португалія), м. Париж (Франція), м. Рим (Італія), м. Цюрих (Швейцарія), м. Туніс (Африка) і ін. [1].

Склад споруд у системі водопостачання залежить від багатьох факторів.

Наявність чи відсутність очисних споруд у системі водопостачання залежить від якості води, що забирається з джерела. Якщо якість води в джерелі відповідає ДТС «Вода питна», то вона подається у резервуари чистої води без всякого очищення. Прикладом такої системи є система водопостачання Південного берега Криму (Великої Ялти) чи система водопостачання м. Мінська (Білорусія). Разом з тим іноді при забиранні підземних вод виникає необхідність у будівництві очисних споруд зі специфічними методами очищення. Так, наприклад, для забезпечення питною водою курорту «Усть-Качка» у Пермській обл.(Росія) у системі передбачені знезалізуючі очисні споруди. У системі водопостачання м. Брюсселя (Бельгія) велика частина підземної води подається в місто без очищення, але близько 12% загальної витрати піддається знезалізненню і 8% - освітленню з наступним знезаражуванням. У системі водопостачання м. Гамбургу підземна вода подається на очисні споруди для видалення заліза і марганцю. У системі водопостачання м. Копенгагена (Данія) маються споруди для видалення метану і заліза. У системі водопостачання м. Лісабона (Португалія) близько 20% підземної води знезалізняється, а 80% тільки знезаражується.

Реальні системи водопостачання великих міських конгломератів можуть поєднувати кілька елементарних систем з декількома головними спорудами.

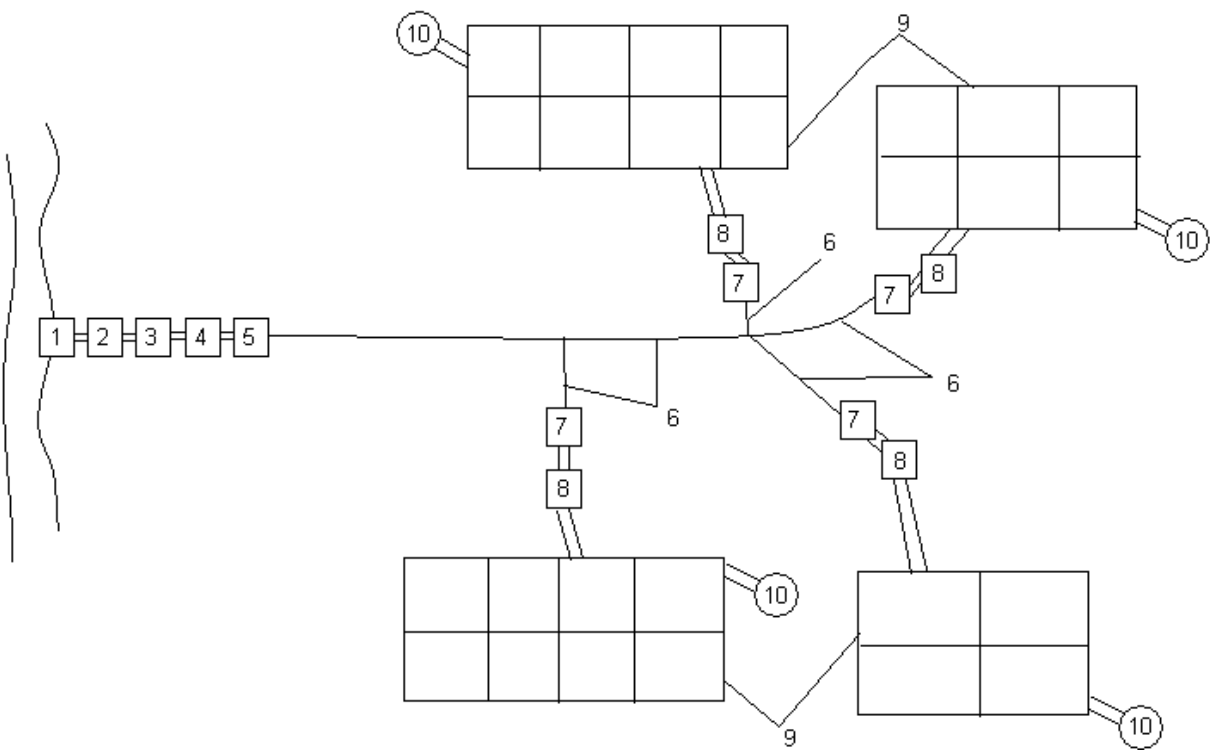
При живленні з гірських джерел можуть бути відсутніми насосні станції, а очищення зводиться до організації попереднього відстоювання. У цьому випадку схема системи водопостачання буде мати вигляд, який наведено на рис. 4.



- 1 - водозабірні споруди;
- 2 - відстійники;
- 3 - резервуари чистої води;
- 4 - розвантажувальні резервуари;
- 5 – водоводи;
- 6 – водопровідна мережа;
- 7 – споруди для знезаражування

Рисунок 4 – Схема системи водопостачання з гірського джерела

В умовах недостатніх запасів води широке поширення одержали групові або районні системи водопостачання. Схема такої системи наведена на рис. 5.



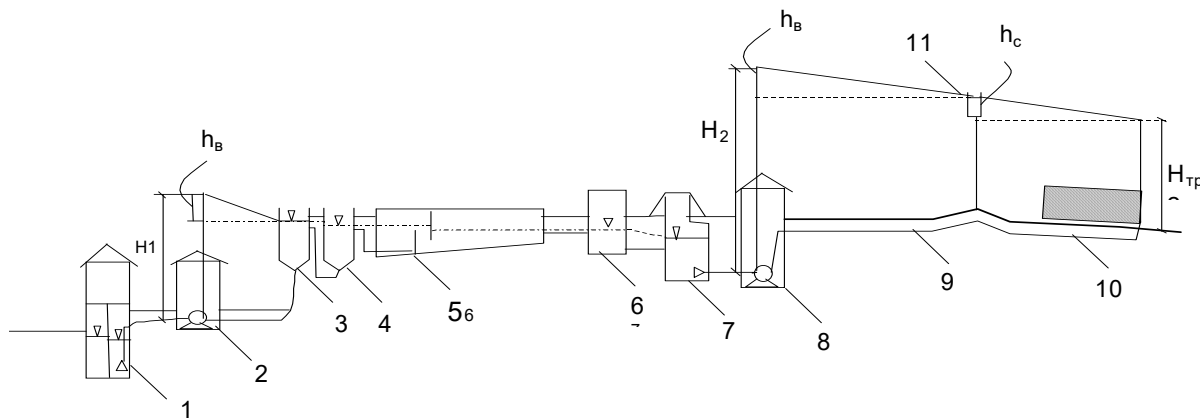
- | | |
|---------------------------------|----------------------------------|
| 1 – водозабір; | 6 – водоводи; |
| 2 – насосна станція I підйому; | 7 – запасні резервуари чистої |
| води; | води; |
| 3 - очисні споруди; | 8 – насосні станції III підйому; |
| 4 – резервуари чистої води; | 9 – водогінні мережі окремих |
| | населених місць; |
| 5 – насосна станція II підйому; | 10 – водонапірні башти. |

Рисунок 5 – Схема районної (групової) системи водопостачання

2. Необхідний гідравлічний режим системи водопостачання забезпечується насосними станціями або природним перепадом позначок місцевості. Він залежить від:

- припустимих рівнів води у відділеннях водозабору;
- рівнів води в спорудах станції очищення для забезпечення гравітаційного режиму руху води;
- необхідних напорів у водопровідній мережі міста.

Повна п'єзометрична схема в системі, яка наведена на рис. 1, зображена на рис. 6.



- | | |
|---|---------------------------------|
| 1 – водозабір; | 7 – резервуар чистої води; |
| 2 – насосна станція I підйому; | 8 – насосна станція II підйому; |
| 3 – камера гасіння очисної станції; | 9 – водоводи; |
| 4 – змішувач; | 10 – мережа міста. |
| 5 – горизонтальний відстійник з камерою пластівцеутворення; | |
| 6 – швидкий фільтр; | |

Рисунок 6 – П'єзометричні лінії в системі с забором води з поверхневого джерела

Напір насосної станції I підйому диктується мінімальною позначкою рівня води в всмоктувальному відділенні берегового колодязя, позначкою рівня води в камері гасіння очисної станції і сумарних втрат у водоводах і комунікаціях від насосної станції I підйому до очисної станції:

$$H_I = Z_{гас} - Z_{б.к.} + \sum h_{н.ст.} + \sum h_{нап.вод.}$$

Перепад між рівнем води в камері гасіння і в резервуарах чистої води визначається втратами напору в спорудах і в комунікаціях:

$$Z_{рчв} = Z_{гас} - \sum h_{спор.} - \sum h_{тр}$$

Напір насосної станції II підйому диктується рівнем води в резервуарах чистої води, втратами напору у водоводах і необхідним напором у вузлі приєднання водоводів до мережі.

Напір у вузлі примикання водоводів до мережі диктується необхідним напором у невідгідній точці в мережі і втратами напору в ній.

Характер п'єзометричних ліній у системі, яка показана на рис. 2, зображений на рис. 7.

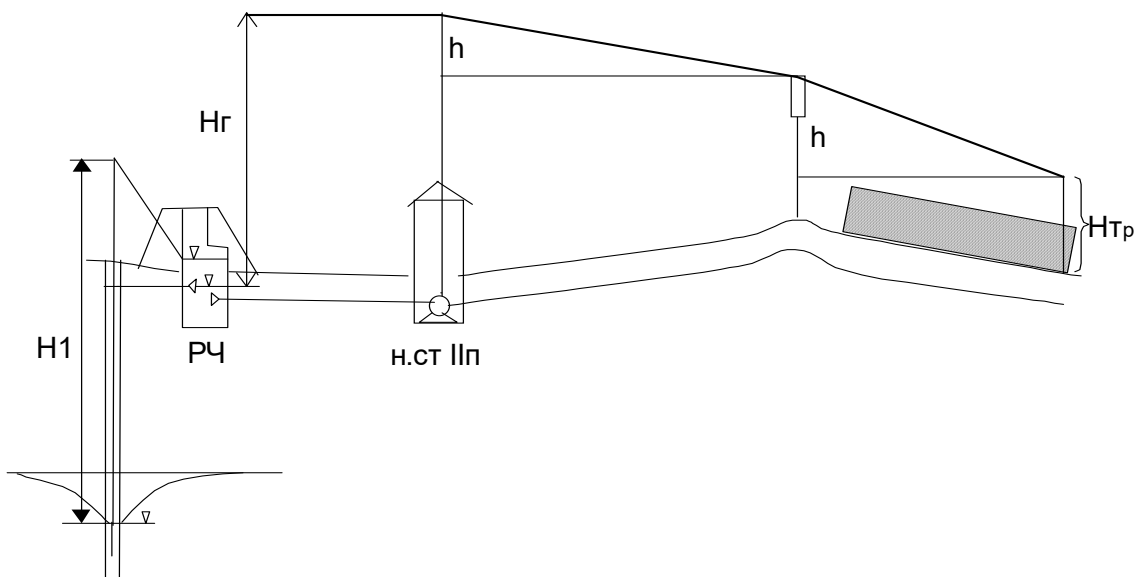


Рисунок 7 – П'єзометричні лінії в системі з забором води

$$H_{м.в.} = H_{П} + h_2 + h_3 + Z_{Н.Т.} - Z_{д.р.} + \sum h_{нас} + \sum h_n ,$$

де $H_{П}$ – необхідний напір у невідгідній точці;

h_2 – втрати напору в мережі від точки підключення водоводів до неї до невідгідної точки;

h_3 – втрати напору у водоводах від свердловини до точки підключення напірного трубопроводу до мережі;

$Z_{Н.Т.}$ – абсолютна позначка невідгідної точки;

$Z_{д.р.}$ – абсолютна позначка динамічного рівня в свердловині;

$\square h_{нас}$ – сумарні втрати напору в насосі;

$\square h_n$ – сумарні втрати напору в напірному трубопроводі в свердловині.

Напір насосів при максимальному транзиті дорівнює

$$H_{м.тр.} = H_{баш} + H_{бак} + \sum h_c + \sum h_{вод.тр} + Z_{б} - Z_{д.р} + \sum h_{нас} + \sum h_n ,$$

де $H_{баш}$ – висота стволу башти;

$H_{бак}$ – висота рівня води в баці;

$\square h_c$ – сумарні втрати напору у водоводах від свердловини до мережі;

$\square h_{вод.тр.}$ - сумарні втрати напору у водоводах від свердловини до мережі;

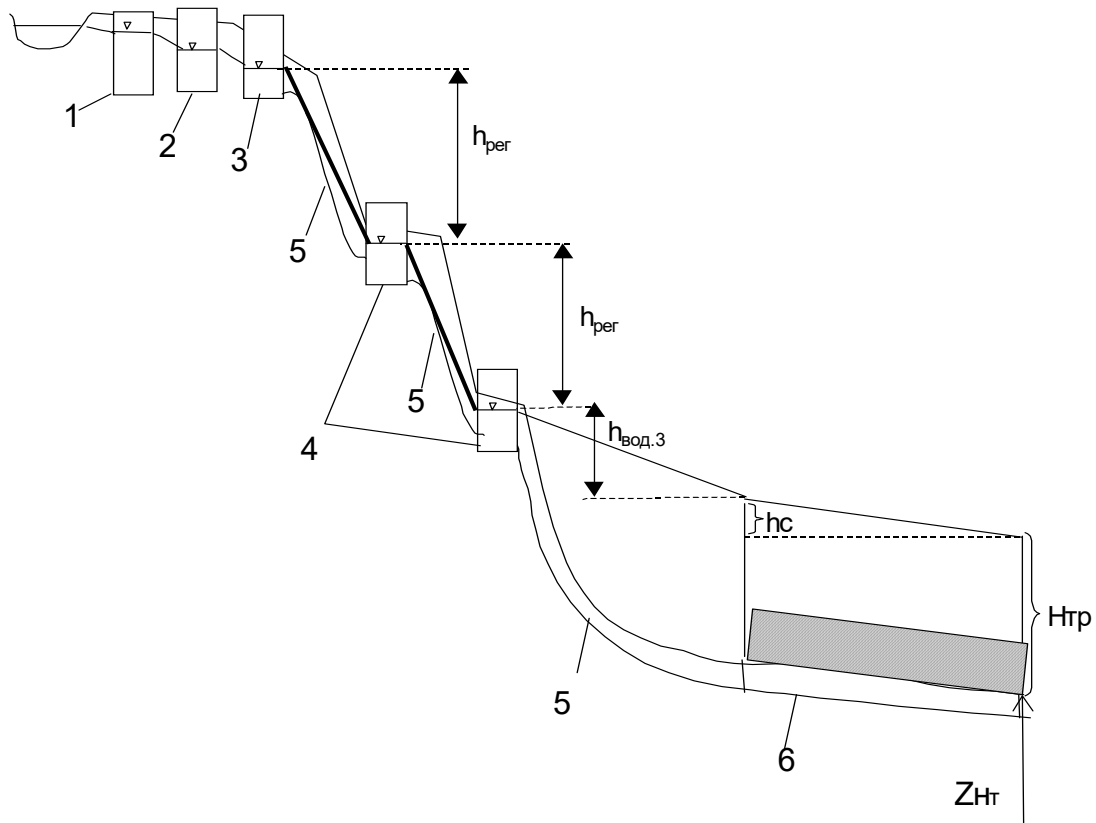
$Z_{б}$ – позначка поверхні землі в місці установки башти;

$Z_{д.р}$ – позначка динамічного рівня води в свердловині;

$\square h_{нас}$ – сумарні втрати напору в насосі;

$\square h_n$ – сумарні втрати напору в напірному трубопроводі в свердловині.

Характер п'єзометричної лінії для системи, яка наведена на рис. 4 буде мати вигляд, який показано на рис. 9.



- | | |
|-----------------------------|----------------------------------|
| 1 – водозабір; | 4 – розвантажувальні резервуари; |
| 2 – відстійники; | 5 – водоводи; |
| 3 – резервуари чистої води; | 6 – водопровідна мережа; |

Рисунок 9 – П'єзометричні лінії в системі водопостачання з гірського джерела

Перепад рівнів води в джерелі і резервуарах чистої води визначається залежністю

$$Z_{рчв} = Z_{дж} - \sum h_{ком} ,$$

$Z_{дж}$ – абсолютна позначка рівня води в джерелі;

$\square h_{ком}$ – сумарні втрати в комунікаціях і трубопроводах між спорудами.

Необхідна висота регулювання визначається за формулою

$$h_{рег} = \Delta Z + \sum h_{вод} + \Delta Z_{рег} ,$$

де Z - перепад позначок місцевості;

$h_{\text{вод}}$ – сумарні втрати напору у водоводах;

$Z_{\text{рег}}$ – перепад тиску в регуляторі.

Позначка рівня води в нижньому резервуарі визначається за формулою

$$Z = Z_{\text{н.т.}} + H_{\text{II}} + \sum h_c + \sum h_{\text{вод}},$$

де Z_{II} – позначка невідгідної точки;

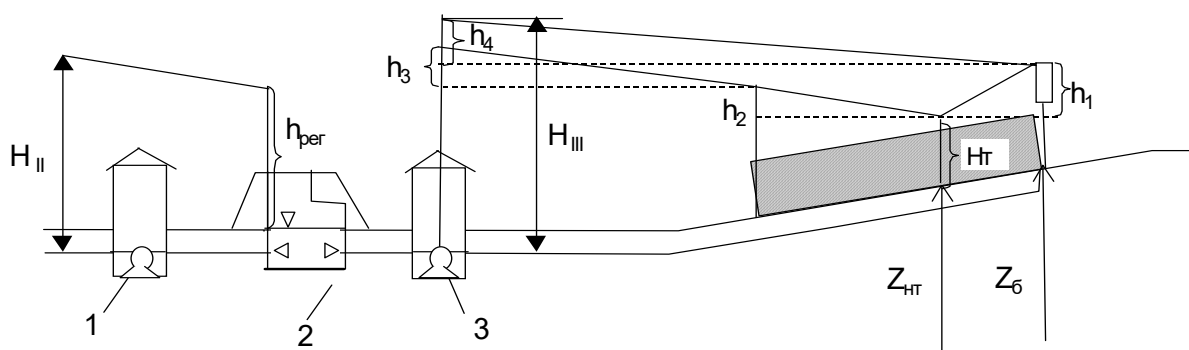
$H_{\text{тр}}$ – необхідний напір у невідгідній точці;

h_c – сумарні втрати напору в мережі;

$h_{\text{вод}}$ - сумарні втрати напору у водоводах від нижнього резервуара до мережі.

Характер п'єзометричних ліній у системі, яка показана на рис. 5, до насосної станції II підйому буде таким же, як і на рис. 6.

Характер п'єзометричних ліній у цій системі, починаючи з насосної станції II підйому, буде мати вигляд такий, як на рис. 10.



1 – насосна станція II підйому;

2 – запасний резервуар чистої води у населеного пункту;

3 – насосна станція III підйому

Малюнок 10 – П'єзометрична лінія до кожного з населених пунктів групового водопроводу

Напір насосної станції II підйому визначається за формулою

$$H_{II} = H_{\Gamma} + \sum h_{m.в} + H_B ,$$

де H_{Γ} – геометрична висота підйому

$$H_{\Gamma} = Z_{зр} - Z_{рчв} ,$$

$Z_{зр}$ – найбільша абсолютна позначка рівня води в запасних резервуарах населених міст;

$Z_{рчв}$ – найнижча абсолютна позначка в резервуарах чистої води головних споруд;

$\square h_{m.в.}$ – сумарні втрати напору в магістральних водоводах від насосної станції II підйому до запасного резервуара з найбільшою абсолютною позначкою рівня води;

H_B – запас напору на вилив води в запасний резервуар (для резервуарів, у яких абсолютна позначка менше максимальної, надлишковий напір перед ними складається з запасу на вилив і втрат напору в регуляторі тиску).

Напір насосів на насосних станціях III підйому при максимальному водорозборі визначається за формулою

$$H_{III} = H_{II} + Z_{н.т} + h_2 + h_3 - Z_{зр} ,$$

де H_{II} – необхідний напір у невідповідній точці;

$Z_{н.т}$ – абсолютна позначка невідповідної точки;

h_2 – втрати напору в мережі від невідповідної точки до точки підключення водоводів при максимальному водорозборі з мережі;

h_3 – втрати напору у водоводах від насосної станції III підйому до мережі;

$Z_{зр}$ – позначка рівня води в запасному резервуарі. Напір насосів на насосній станції III підйому при транзиті дорівнює

$$H_{III тр} = H_{баш} + H_{бак} + h_4 + Z_{б} + \sum h_{н.ст.} - Z_{з.р} ,$$

де $H_{баш}$ – висота ствола башти;

$H_{бак}$ – висота рівня води в баці;

h_4 – сумарні втрати напору в мережі і водоводах;

Z_6 – абсолютна позначка поверхні землі в місці установки башти;

$\square h_{н.ст.}$ – сумарні втрати напору в насосній станції;

$Z_{з.р.}$ - позначка (мінімальна) рівня води в запасному резервуарі.

Питання для повторювання

1. З яких елементів складається схема водопостачання?
2. Як визначити п'єзометричні лінії в системі водопостачання з гірського джерела?
3. Які особливості характерні для п'єзометричної лінії до кожного з населених пунктів групового водопроводу?
4. Як визначити напір насосної станції?

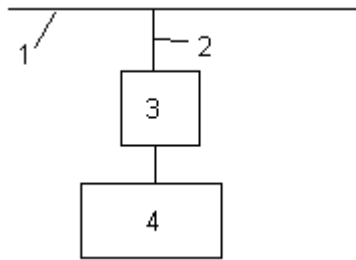
Тема 2. Гідравлічні режими водопостачання на виробництві

1. Системи водопостачання промислових підприємств для подачі води на виробничі потреби.
2. Методи забезпечення необхідного гідравлічного режиму.
3. Особливості поливальних водопроводів

1. Розглянуті схеми систем водопостачання можуть використовуватися як для міського, так і для промислового водопостачання при необхідності роздільних систем. Разом з тим у комбінованих системах водопостачання промислові підприємства можуть підключатися по різних схемах у залежності від можливості міської мережі (витрата і напір) і вимог промислових підприємств.

Якщо міська мережа дозволяє задовольнити вимоги промислових підприємств, то заводська мережа приєднується до міської мережі безпосередньо.

При недостатньому напорі в міській мережі промислове підприємство підключається до неї за схемою, яка показана на рис. 11 чи на рис. 12.



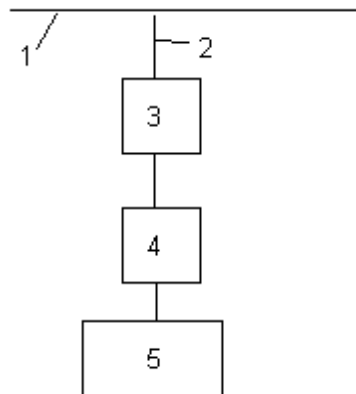
1 – міська водопровідна мережа;

3 – насосна станція;

2 – уведення на промислове підприємство;

4 – промислові установки.

Рисунок 11 – Схема підключення промпідприємства до міського мережі при недостатньому напорі в ній



1 – міська водопровідна мережа;

4 - насосна станція;

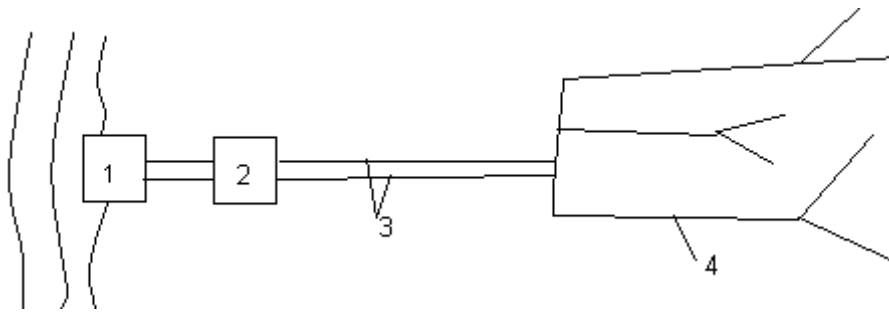
2 – уведення на промислове підприємство;

5 – промислові установки.

3 – запасні резервуари;

Рисунок 12 – Схема підключення промпідприємства до міської мережі при недостатньому напорі в ній і необхідності створення запасу води

Крім питної води, промпідприємства споживають значну кількість технічної води. Для цього влаштовуються системи подачі технічної води. Схема такої системи при заборі води з поверхневого джерела показана на рис. 13.

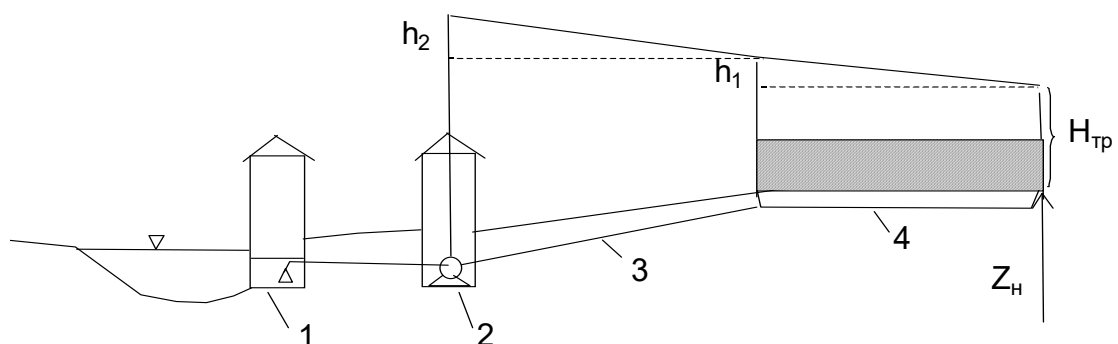


- 1 – водозабір;
- 2 – насосна станція;
- 3 – водоводи;
- 4 – мережа промислового підприємства.

Рисунок 13 – Схема системи технічної води промислового підприємства

З огляду на незначну нерівномірність водоспоживання і наявність у технологічних лініях підприємств ємностей звичайно в системі технічного водопостачання регулюючих ємностей не передбачають. При необхідності в такій системі водопостачання можуть передбачатися споруди для часткового очищення.

Напір у системі визначається перепадом позначок місцевості, необхідним напором біля установок, коливанням рівня води в джерелі і сумарними втратами напору в комунікаціях і трубопроводах. Характер п'єзометричних ліній в системі буде мати вигляд, який показано на рис. 14.



- 1 – водозабір;
- 2 – насосна станція;
- 3 – водоводи;
- 4 – водопровідна мережа.

Рисунок 14 – П'єзометричні лінії в технічному водопроводі

Необхідний напір насосної станції визначається за формулою

$$H = H_{\Pi} + Z_{H.T.} + h_1 + h_2 + \sum h_{H.CT.} - Z_{o.в.},$$

де H_{Π} – необхідний вільний напір у невіддільній точці;

$Z_{H.T.}$ – абсолютна позначка невіддільної точки;

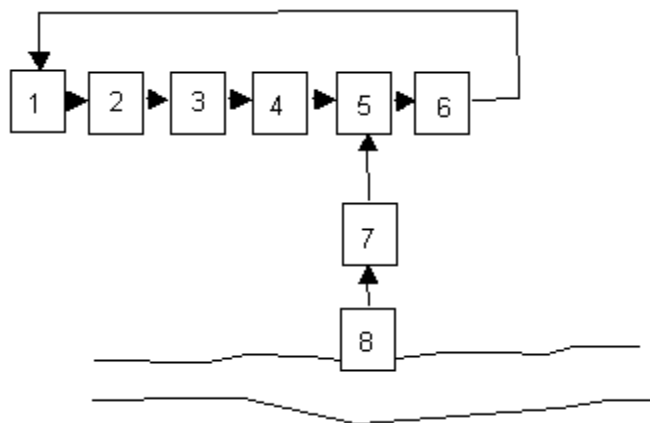
h_1 і h_2 – втрати напору відповідно в мережі і в водоводах;

$\square h_{H.CT.}$ – сумарні втрати напору в насосній станції;

$Z_{o.в.}$ – абсолютна позначка рівня води у відділенні всмоктування.

В промисловості широко використовуються оборотні системи водопостачання, схема однієї з яких показана на рис. 15.

Конструктивно, як правило, насоси нагрітої й охолодженої води встановлюються в загальному машинному залі. До насосної станції примикають резервуари нагрітої й охолодженої води. Для поповнення втрат води передбачається водозабір і насосна станція. Мережі таких систем працюють у напірному режимі.



1 – технологічна установка;

5 – резервуар охолодженої води;

2 – резервуар нагрітої води;

6 – насоси охолодженої води;

3 – насоси нагрітої води;

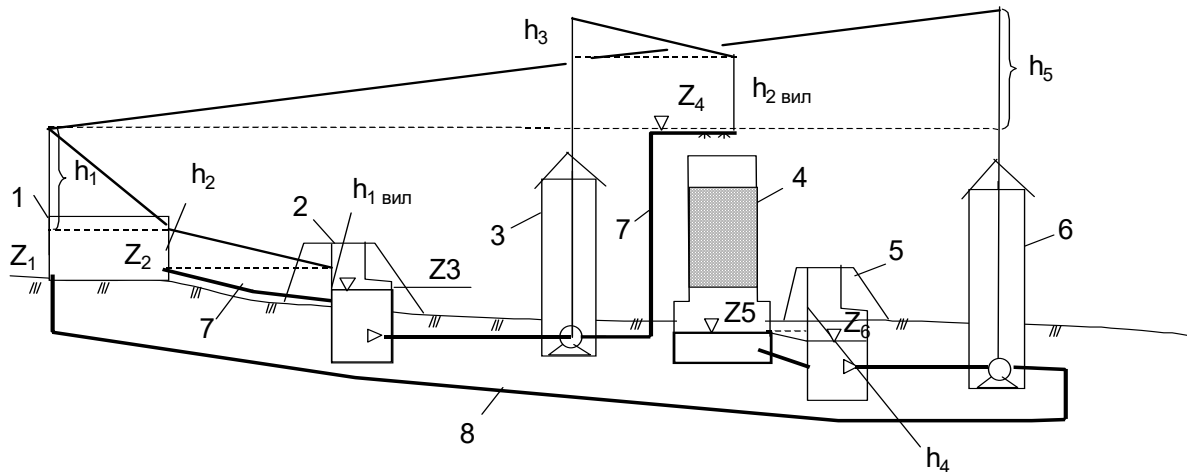
7 – насосна станція підживлюючої води;

4 – споруди для охолодження води;
води.

8 – водозабір підживлюючої
води.

Рисунок 15 – Схема оборотної системи водопостачання

Характер п'єзометричних ліній в оборотній системі водопостачання такий, як показано на рис. 16.



1 – технологічна установка;

5 – резервуари охолодженої води;

2 – резервуари нагрітої води;

6 – насоси охолодженої води;

3 – насоси нагрітої води;

7 – трубопроводи нагрітої води;

4 – споруди для охолодження води;
води.

8 – трубопроводи охолодженої
води.

Рисунок 16 – П'єзометричні лінії в оборотній системі

Напір насосів нагрітої води залежить від рівня води в резервуарах нагрітої води, необхідного напору в очисних спорудах, втрат напору в трубопроводах нагрітої води і визначається за формулою

$$H_{ГВ} = Z_4 - Z_3 + \sum h_{ГВ} + h_3 + h_{2вил} ,$$

де Z_4 – абсолютна позначка, на яку треба подати гарячу воду на споруди для охолодження води;

Z_3 – абсолютна позначка рівня води в резервуарах нагрітої води;

$\square h_{ГВ}$ – сумарні втрати в насосній станції нагрітої води;

h_3 – сумарні втрати в напірних трубопроводах гарячої води;

$h_{2\text{вил}}$ – необхідний вільний напір на вилив в спорудах для охолодження води.

Абсолютна позначка рівня води в резервуарах нагрітої води, яка визначається за формулою

$$Z_3 = H_{II} + Z_1' - h_1 - h_2 - h_{1\text{вил}} - h_1',$$

де H_{II} – необхідний напір у невідгідній точці технологічної установки;

Z_1' – абсолютна позначка невідгідної точки технологічної установки;

h_1 – втрати напору в трубопроводах технологічної установки від її невідгідної точки до точки підключення трубопроводів охолодженої води до мережі технологічної установки;

h_2 – втрати напору від вузла підключення відвідного трубопроводу до технологічної установки до резервуарів нагрітої води;

h_1' – втрати напору в трубопроводах від невідгідної точки технологічної установки до точки підключення відвідного трубопроводу;

$h_{1\text{вил}}$ – необхідний вільний напір для виливу нагрітої води в резервуари.

Позначка рівня води в резервуарах охолодженої води, яка визначається за формулою

$$Z_6 = Z_5 - h_4,$$

де Z_5 – абсолютна позначка рівня води в збірному резервуарі споруд для охолодження;

h_4 – сумарні втрати напору в трубопроводах охолодженої води від споруд для охолодження до резервуарів охолодженої води.

Напір насосів охолодженої води визначається за формулою

$$H_{ов} = H_{II} + Z_1' + h_5 + \sum h_{ов} - Z_6,$$

де H_{II} – необхідний напір у невідгідній точці технологічної установки;

Z_1' - абсолютна позначка невідної точки технологічної установки;

h_5 – сумарні втрати в трубопроводах охолодженої води від насосної станції до технологічної установки;

□ $h_{об}$ – сумарні втрати напору в насосній станції охолодженої води;

Z_6 – абсолютна позначка рівня води в резервуарах охолодженої води.

Напір насосів підживлюючої води, яка визначається за формулою

$$H_{пв} = Z_6 + h_{звил} + \sum h_c + \sum h_{пн} - Z_{дж}$$

де Z_6 – абсолютна позначка рівня води в резервуарах охолодженої води;

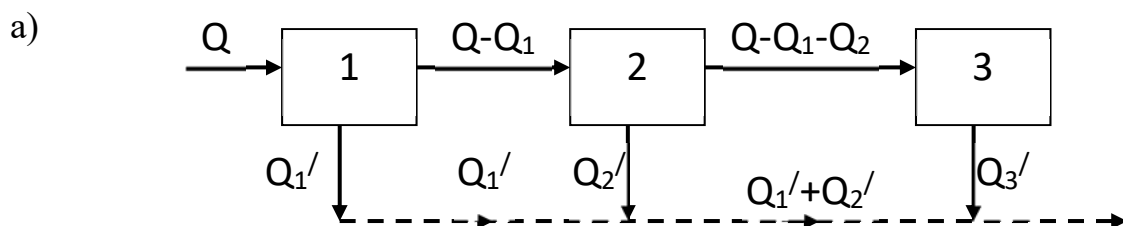
$h_{звил}$ – запас на вилив води в резервуар;

□ h_c – сумарні втрати напору в напірних водоводах підживлюючої води;

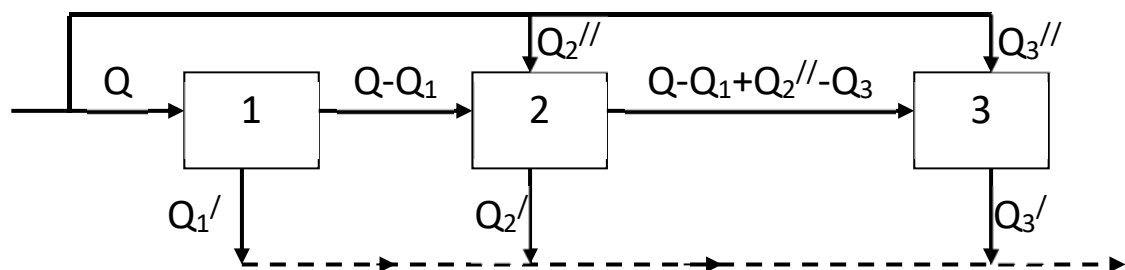
□ $h_{пн}$ -сумарні втрати напору в насосній станції підживлюючої води;

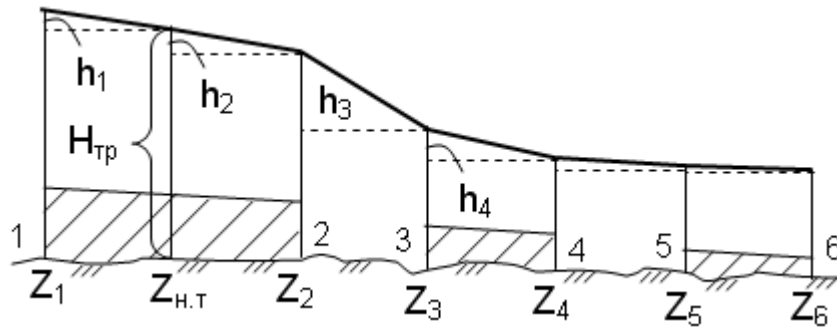
$Z_{дж}$ – найнижча позначка рівня води в джерелі.

2. Крім оборотних систем, у промисловості використовуються також схеми з повторним використанням води, що можуть бути зібрані по схемах, які приведені на рис. 17.



б)





1-2, 3-4, 5-6 – точки на вході і на виході технологічних споживачів №1, №2 і №3 відповідно

Рисунок 18 – Характер п'єзометричних ліній у системах «а» і «б» (рис. 17)

Необхідний напір на вході в мережу споживача №1 визначається за формулою

$$H_1 = H_{\Pi} + h_1 + Z_{н.т} - Z_1 ,$$

де H_{Π} – необхідний напір у невідгідній точці;

h_1 – втрати напору від невідгідної точки до точки підключення водоводів до мережі;

$Z_{н.т}$ – абсолютна позначка точки підключення водоводів до мережі.

Z_1 – абсолютна позначка точки підключення водоводів до мережі.

Напори в i -тій точці системи визначаються за формулою

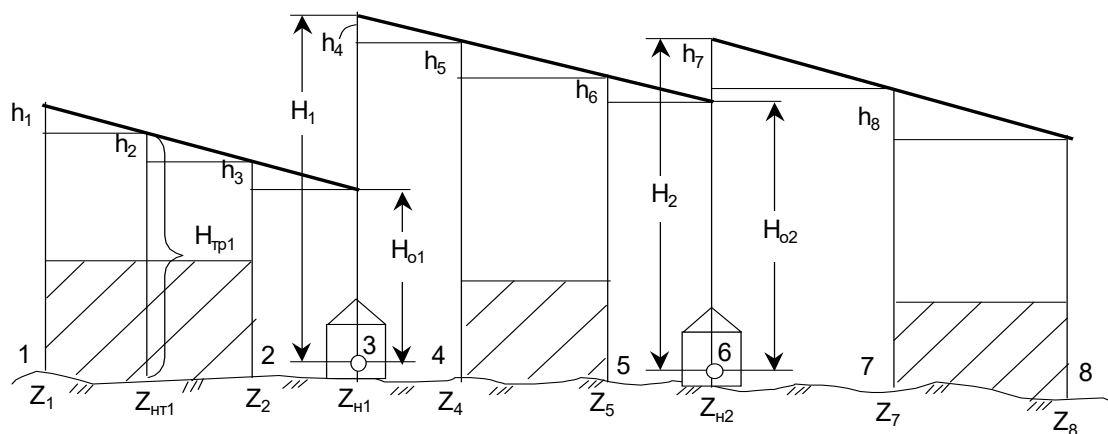
$$H_i = H_1 + Z_1 - h_{1-i} ,$$

де H_1 – напір на вході в мережу споживача №1;

Z_1 – абсолютна позначка в точці 1;

h_{1-i} – сумарні втрати напору на ділянці 1 - i .

П'єзометричні лінії в системі за схемою «в» (рис. 17) будуть мати вигляд, який приведено на рис. 19.



1-2, 3-4, 5-6 – точки на вході і на виході технологічних споживачів №1, №2, №3 відповідно

Рисунок 19 – П'єзометричні лінії в системі повторного використання води за схемою «в»

Необхідний напір наприкінці мережі технологічного споживача №1 визначається, виходячи з невідгідної точки за формулою

$$H_{o1} = H_{HT1} + Z_{HT1} - h_2 - h_3 - Z_{н1} ,$$

де H_{HT1} – необхідний напір у невідгідній точці;

Z_{HT1} – абсолютна позначка невідгідної точки;

h_2 – втрати в мережі від невідгідної точки до кінцевої точки мережі споживача;

h_3 – втрати в мережі від кінцевої крапки до насосної станції №1;

$Z_{н1}$ – позначка осі насосів насосної станції №1.

3. Необхідний напір насосів насосної станції №1 визначається необхідним напором у системі споживача №2, втратами напору у водоводах і залишковим напором після I споживача.

$$H_1 = H_{HT2} + Z_{HT2} + h_{HT-4} + h_4 - Z_{н1} - H_{o1} ,$$

де H_{HT2} – необхідний напір у невідгідній точці мережі споживача №2;

Z_{HT2} – абсолютна позначка невідгідної точки мережі споживача №2;

$h_{нт-4}$ – втрати в мережі від невідгідної точки споживача №2 до точки підключення до мережі напірних водоводів від споживача №1;

h_4 – втрати напору у водоводах від насосної станції №1 до мережі споживача №2;

$Z_{н1}$ – позначи вісі насосів насосної станції №1;

$H_{о1}$ – залишковий напір у мережі після використання води в мережі споживача №1.

Необхідний напір насосів насосної станції №2 визначається аналогічно для її невідгідної точки і залишкового напору після споживача №2.

Розглянуті схеми систем водопостачання охоплюють основні практичні випадки. Разом з тим місцеві умови можуть диктувати необхідність специфічних особливостей конкретних систем. У реальній практиці широко використовуються різні комбіновані і спеціальні системи. Такі системи цікаві конструктивними рішеннями, хоча по структурному складі є досить простими. Прикладами таких систем можуть служити пересувні системи, плавучі системи і т.п.

У населених пунктах при наявності джерела в ньому можуть використовуватися поливальні водопроводи з забором води безпосередньо з джерела найпростішим водозабором, подачею води в розводящу мережу і до різних голівок, що розприскують.

Цікаві системи водопостачання використовуються в сільському господарстві. З таких водопроводів слід зазначити поливальні водопроводи пересувних і стаціонарних установок.

Постачання водою працюючих на полях споживачів виробляється шляхом будівництва спеціальних польових пунктів водопостачання, що обслуговують певні польові ділянки. Вода з польових пунктів водопостачання доставляється до місця її споживання бочками чи автоцистернами.

Системи великих міст розширюються за рахунок розвитку окраїн і злиття їх із приміськими селищами і малими містами. При цьому невеликі водопроводи, що діяли в приміській зоні, стають або частиною системи водопостачання великого міста, або оптовим покупцем питної води в цієї системи, як, наприклад, у Брюсселі, Римі, Цюриху, Чикаго й ін. Іноді групи приміських селищ

створюють власні об'єднані системи водопостачання, прикладом чого можуть служити частини Великого Парижа.

Питання для повторювання

1. В яких випадках заводська мережа приєднується до міської мережі безпосередньо?
2. Які особливості має схема підключення пром підприємства до міської мережі при недостатньому напорі в ній і необхідності створення запасу води?
3. Які особливості має схема оборотної системи водопостачання?
4. Схеми систем з повторним використанням води?

Тема 3. Головні показники систем водопостачання як одного з головних елементів міського господарства

1. Загально-екологічні показники.
2. Санітарно-гігієнічні показники.
3. Енергетичні показники.
4. Експлуатаційні показники.
5. Економічні показники.

Характерною рисою сучасного розвитку суспільства є урбанізація, тобто процес зосередження промисловості і населення у великих містах. Наслідком такої урбанізації є виникнення гігантських житлових і промислових районів з населенням у мільйони і десятки мільйонів чоловік. Населення шести міст світу має більш 20 млн. жителів: Сан-Паулу (~26 млн.), Шанхай, Токіо-Йокогама (по ~24 млн.), Нью-Йорк (~22,5 млн.), Пекін (~21 млн.), Мехіко (~31 млн.) [1]. Процес урбанізації висуває ряд надзвичайно складних проблем. В даний час міста земної кулі займають близько 1 млн. км² суші, що складає менш 1% її поверхні. У містах проживає близько 1,5 млрд. людей, або майже 1/3 населення світу.

Для забезпечення міст водою необхідно мати потужні системи водопостачання і джерела води, які їх забезпечують. Водоспоживання ряду закордонних міст характеризується даними, які наведені в табл. 1.

Водоспоживання міст України подібне водоспоживанню аналогічних міст колишнього Радянського Союзу. Наприклад, добове водоспоживання м. Одеси ~600 тис. м³, м. Запорозжя – 570 тис. м³, м. Дніпропетровська – 708 тис. м³/добу.

Структура водорозбору в Україні характеризується наступними відносними величинами:

- промисловість – 61,3% (РСФСР – 53%, СРСР – 31%) від загального водорозбору,
- комунальне господарство – 4% (РСФСР – 8,5%, СРСР – 4%) від загального водорозбору,
- с/х – 19,2% (РСФСР – 22%, СРСР – 54%),
- втрати на випарювання з поверхні водоймищ, ставків і невраховані втрати – 14% (РСФСР – 17%) від загального водорозбору.

Таблиця 1 – Характеристика водоспоживання міст світу

Місто	Чисельність населення, тис. мешк.	Середньодобове водоспоживання тис.м ³ /добу
1. Амстердам	1100	230
2. Антверпен	1000	329
3. Барселона	3147	855
4. Брюссель	2100	304
5. Будапешт	2100	875
6. Варшава	1552	532
7. Відень	1600	441
8. Гамбург	1950	430
9. Копенгаген	850	263
10. Лісабон	2000	411
11. Лондон	5989	2020
12. Мадрид	3990	1216
13. Мюнхен	1359	375
14. Париж	2100	800
15. Рим	2912	1534
16. Роттердам	1300	296
17. Софія	1116	582
18. Стокгольм	926	385
19. Хельсінки	486	191
20. Цюріх	400	171
21. Бомбей	8200	2000
22. Кіото	1432	507
23. Токіо	10635	4943
24. Хіросіма	800	370
25. Денвер	952	713
26. Чикаго	4670	3801
27. Олександрія	3600	830
28. Туніс	1000	-
29. Бразилія	910	328
30. Ріо-де-Жанейро	4209	2365
31. Сан-Паулу	8025	1975
32. Мельбурн	2470	1220
33. Сідней	3300	1626
34. Москва	-	5700

Для забезпечення цих потреб Україна має в розпорядженні водозабезпеченість загального стоку 4,42 тис. м³/мешк. і 0,34 км³/км², що приблизно відповідає світовому рівню, але вдвічі нижче, ніж у Франції й у ~1,5рази нижче, ніж у США. При цьому усередині республіки спостерігається різка диференціація водозабезпеченості: якщо в Закарпатській області на 1 км² території приходится 625 тис. м³/рік водяного стоку, то в Херсонській області – лише 5,4 тис. м³/рік.

Для одержання необхідних витрат води, крім поверхневого стоку, використовуються підземні води. Дані, що характеризують використання різних джерел, приведені в табл. 2.

Таблиця 2 – Використовувані джерела і питоме водоспоживання

Місто	Джерело і його частка в загальній подачі, %	Питоме водоспоживання, л/добу*мешк.	
		Усього	У тому числі населенням
1. Амстердам	ШППВ-74, озеро-24, ПВ-2	204	100
2. Антверпен	Суд. канали-100	329	85
3. Барселона	Ріки-91, ПВ-9	272	106
4. Брюссель	Ріка-35, ПВ-65	304	200
5. Будапешт	ПВ-92, Ріка-8	417	192
6. Варшава	Ріка-100	343	230
7. Відень	ПВ-98,5, Вдх-1,5	276	113
8. Гамбург	ПВ-100	221	181
9. Копенгаген	ПВ-84, Озера-16	309	173
10. Лісабон	Ріка-45, ПВ-55	210	73
11. Лондон	Ріки-87, ПВ-13	337	-
12. Мадрид	Вд-97, ПВ-3	305 276	162 -
13. Мюнхен	ПВ-100	380	179
14. Париж	Ріки-40, ПВ-60	-	-
15. Рим	ПВ-97, Озеро-3	369	257
16. Роттердам	Вд-100	228	100

17. Софія	Вд-100	522	-
18. Стокгольм	Озера-100	416	208
19. Хельсінки	Вд-95,4, Ріка-4,2, ПВ-0,4	393	212
20. Цюріх	Озеро-78, ПВ-22	428	223
21. Бомбей	Вд-100	244	180
22. Кіото	Озеро-100	354	200
23. Токіо	Ріки-99,8, ПВ-0,2	496	321
24. Хіросіма	Вд-100	440	-
25. Денвер	Вд-98,5, ПВ-1,5	749	419
26. Чикаго	Озера-100	814	-
27. Олександрія	Канали-100	230	130
28. Туніс	Ріки, Вд-100	300	-
29. м. Бразилія	Вд-100	361	245
30. Ріо-де-Жанейро	Вд-100	562	489
31. Сан-Паулу	Ріки і Вд-100	246	-
32. Мельбурн	Вд-100	489	-
33. Сідней	Вд-100	532	-

ПВ – підземні води

ШППВ – штучно поповнювані підземні води

Вд- водоймища

В Україні експлуатаційне питоме забезпечення підземними водами оцінюється цифрою 110 м³/рік*мешк., а прогнозне – 416 м³/рік*мешк.

Частина води, яка споживається містом, використовується для поліпшення його санітарного стану (фонтани, ставки, миття вулиць і тротуарів, поливання зелених насаджень і т.п.). Змиваючи пил і поверхневі забруднення ґрунту на території міста, вода з однієї сторони поліпшує санітарний стан міста, а з іншої негативно впливає на водойми на території міста. Зараз вважається доцільним створення в межах міста системи ставків, використовуючи для цієї мети балки і копані в межах міста і на його окраїнах, які обладнані водозливними греблями. У цих ставках буде акумулюватися частина дощових і поталих вод і звільнитися від наносів перед скиданням їх у водойму.

Подача в місто необхідної кількості води – це тільки перша частина задачі. Друга задача системи водопостачання – забезпечення необхідної якості води. Це задачу вирішують за допомогою очисних споруд. Рішення цієї задачі тим простіше, чим чистіша забирається вода. Вода, що подається в місто повинна задовольняти ДСТ 2874-82 «Вода питна», а якість води для промислових підприємств визначається вимогами технології. Найчастіше вимоги до води на виробничі потреби нижче вимог до питної води. Тому основний потік на виробничі потреби організується окремо від системи господарсько-питного водопостачання міста. Якщо ж для окремих виробничих процесів потрібно вода за окремими показниками вище питної, то спочатку забирається вода питна, котра потім очищається до необхідного рівня (наприклад, водопостачання котельень, знесолення води в радіопромисловості і т.п.).

Для забезпечення необхідних показників якості води в більшості економічно розвинутих країн розроблені стандарти (США, Канада, Японія й ін.). Крім того, у США існують стандарти окремих штатів і деяких великих міст. Європейські країни – члени ЄЕС установили загальний стандарт. У країнах, що розвиваються, користаються рекомендаціями Всесвітньої організації охорони здоров'я (стандарти ВОЗ). Зіставлення різних стандартів приведені в табл. 3.

Перше значення показника в табл. 3 є таким, що рекомендується, а друге – гранично допустимим (за винятком фтору, для вмісту якого вказані гранично допустимі значення в залежності від кліматичних умов.). При особливих умовах, що обмовляються, допускається відхилення від величин окремих показників, або вказується припустима частота відхилень. Стандартом ЄЕС вміст фекальної групи кишкової палички при визначенні за допомогою мембранних фільтрів у 100-мл пробі не допускається, а при визначенні за допомогою бродильних проб повинне бути не більш 1 од. у 100-мл пробі.

Як видно з табл. 3, у ряді стандартів допускається велике значення каламутності (5-10 мг/л), хоча й в окремих пробах.

Таблиця 3 – Показники якості питної води в різних стандартах

Показники	Стандарт							
	ГОСТ 2874-82	ЭС	Испания	Швеция	Швей-	Канада	США	ВОЗ
Каламутність, мг/л	1,5	1-10	5-10	-	1	5	1-5	1-5
Кольоровість, град	20	1-20	5-15	20-40	-	15	3-15	-
pH	6,0-9,0	6,5-8,5	7-9,2	7-9,5	-	6,5-8,3	-	6,5-8,5
Жорсткість загальна, мг-екв/л	7,0	7,5-9,0	10	4-8	-	3,6-10	5-10	10
Сульфати, мг/л	500	25-250	200-400	100-200	-	500	250	400
Хлориди, мг/л	350	25	250-350	100-300	10	250	250	250
Азот нітратів, мг/л	45	6-10	6,8	-	4,5	-	10	10
Азот аммонійний, мг/л	-	0,05-0,5	-	0,05	-	0,5	-	-
Окислюваність (пермаганатна), мг/л	3 (по водойм.)	2-5	12	-	-	-	-	-
Сухий залишок, мг/л	1000	1500	-	-	-	-	-	1000
Залізо загальне, мг/л	0,3	0,05-0,2	0,2-0,3	0,2-0,4	0,1	0,3	0,05-0,3	0,3
Марганець, мг/л	0,1	0,02-0,05	1,5 (Fe+Mn)	0,1	-	-	-	0,1
Фтор, мг/л	0,7-1,5	0,7-1,5	1,5	1,5	-	-	1,4-2,4	1,5
Фенол, мг/л	0,001	0,0005	0,001	0,001	-	0,002	0,001	-
СПАР, мг/л	по ГДК	0,2	-	0,5	-	0,2-0,5	0,5	-
Загальний рахунок бактерій при 37 °С. од/мл	10	10	-	-	-	-	-	-
Кишкова паличка фекальної групи	3 в 1 л	0; <1	0-2	-	0	-	1-4	0

Нажаль, вода, яка після очисних споруд задовольняє вимогам стандартів, до споживача доходить часто зі зміною окремих показників. Це викликається великою довжиною водопровідних мереж і нестабільністю води. Наприклад, обстеження Ішимського групового водопроводу довжиною 1749 км (без розводящих мереж), з діаметрами 100-700 мм зі сталевих труб без внутрішнього покриття показало, що за 3 роки експлуатації вміст заліза у воді в споживача виріс з 0,23 мг/л до 2,47 мг/л. [2].

Залежність швидкості корозії K_1 від швидкості потоку води, відповідно до досліджень Батлера, виражається рівнянням

$$K_1 = k_o U^n ,$$

де k_o і n – константи.

Для ламінарного потоку швидкість корозії можна визначити за формулою:

$$K_1 = \beta \cdot 7.72 \cdot 10^{11} d^{2/8} D^{-1/3} l^{-1/3} C_o U^{1/3} \text{ г/ (доб*дм}^2\text{)},$$

а для турбулентного потоку

$$K_1 = \frac{\beta}{\alpha} \cdot 1.74 \cdot 10^{11} \nu^{-5/8} d^{3/4} D^{-1/8} C_o U^{7/8} \text{ г/ (доб*дм}^2\text{)},$$

де D – діаметр труби;

l – довжина труби;

U – середня швидкість потоку, см/с;

ν – кінематична в'язкість;

d – коефіцієнт дифузії;

C_o – об'ємна концентрація кисню;

α – емпірична постійна.

Передбачається, что 1 моль кисню еквівалентний α молям заліза, де $2 \geq \alpha \geq 1,33$.

Для температури 25°C ці формули мають вигляд

$$K_1 = \beta \cdot 2,11 \cdot U^{1/3} ,$$

$$K_1 = \beta \cdot 5.62 \cdot U^{7/8}$$

В області швидкостей потоку 0,05-100 см/с, тобто в області ламінарного і турбулентного потоків, експериментальні значення в чистій воді описуються формулою

$$K_1 = 28.2 \cdot U^{1/3}$$

Експериментальні значення K_1 змінюються від 20 до 2000 мг/(дм²·доб) і зростають при збільшенні концентрації хлориду, швидкості руху і температури.

При відомій швидкості корозії, довжині і діаметрі сталевого трубопроводу можна оцінити можливість збільшення концентрації заліза у воді по формулі

$$C = 0.1 \cdot \pi \cdot D \cdot l \cdot K_1 / Q_{\text{доб}} \quad \text{мг/дм}^3,$$

де D – діаметр трубопроводу в м;

l – довжина трубопроводу в м;

K_1 – швидкість корозії в мг/(дм²·доб);

Q – добова витрата води по трубопроводу в м³/добу.

Тоді загальний вміст заліза у воді буде дорівнює

$$C_{\text{заг}} = C_{\text{висх}} + C,$$

де $C_{\text{висх}}$ – концентрація заліза на початку ділянки.

Підвищення вмісту у воді іонів заліза не тільки погіршує якість води, але приводить до можливості її забруднення сульфідом заліза Fe (тонкий порошок чорного кольору), а іноді і сіркою, що може з'являтися за певних умов (наявність сірководню й окислювання його киснем повітря до сірки). Сірководень у воді може з'являтися внаслідок відновлення сульфатів, що містяться у воді в результаті життєдіяльності сульфатредукованих бактерій. У трубах при транспортуванні по них води, що містить залізо, чи при збагаченні води залізом у результаті корозії труб розвиваються залізобактерії, що окисляють закисне залізо в окисне і сприяють тим самим виділенню осаду гідрату окису заліза.

Збільшення інтенсивності корозії приводить до нерівномірного зносу трубопроводу, коли знос в окремих його місцях значно перевищує знос по поверхні трубопроводу. Це у свою чергу приводить до «свищів» у трубопроводі, що можуть бути причиною не тільки підвищених витоків, але і вторинних

забруднень питної води, що можуть викликатися витоками з мереж водовідведення, які проходять у безпосередній близькості від водопроводу.

Величина витоку з мережі водовідведення, що може бути причиною забруднення питної води, може бути визначена з наступних міркувань. За ДСТ2874-82 у 1 л питної води припустима наявність 3 паличок фекальної групи. Тому при відомому об'ємі трубопроводу можна визначити об'єм стоків, який приводить до вторинного забруднення. Для застійної ділянки об'єм води в трубопроводі дорівнює

$$W_{тр} = 0,785 D^2 \cdot l$$

де D – діаметр трубопроводу;

l – довжина ділянки.

При допустимості колі-індексу «3» максимальна кількість кишкових паличок у ділянці не повинне перевищувати величини

$$W_{забр} = 3 \cdot W_{тр} = 3 \cdot 0,785 \cdot 10^3 \cdot D^2 \cdot l = 2355 D^2 \cdot l$$

де D – діаметр трубопроводу, м;

l – довжина ділянки, м.

Тоді неприпустиме забруднення води в трубопроводі наступить, якщо в нього потрапить об'єм забрудненої води

$$W_{забр.ст} = 2355 D^2 \cdot l / C_{забр} \quad л,$$

де $C_{забр}$ – концентрація забруднень в стоках (для побутових стічних вод $C_{забр} \sim 10^8$ 1/л [3];

D – діаметр трубопроводу в м;

l – довжина трубопроводу в м.

З цієї формули видно, що навіть при діаметрі трубопроводу 1 м і довжині 1 км у нього неприпустиме надходження стоків, забруднених кишковою паличкою, більш, ніж 2,36 мл. Таким чином, чим менша можливість точкових ушкоджень трубопроводів, тим менша можливість вторинного забруднення.

Для того щоб контролювати якість питної води, яка подається місту, організується систематичний контроль показників якості. При цьому динамічні характеристики виміряються частіше (1 раз на годину), а показники, що підтримуються стабільно, виміряються 1 раз на добу. Для цього на очисних спорудах є лабораторія, що стежить за показниками якості води на виході з

очисної станції. Крім цього, в Управліннях «Водоканал» є центральна лабораторія, яка з певною періодичністю контролює якість води у визначених точках мережі. Усе це дає впевненість Управлінням «Водоканал» у тім, що вони випускають доброякісну продукцію.

Незалежним контролером виступають відповідні підрозділи санітарно-епідеміологічних служб. Таким чином, забезпечується безпека водопостачання. Системи водопостачання є великими споживачами енергії і можуть істотно впливати на загальноміське енергетичне споживання. При цьому часто буває складно зіставити між собою енергоспоживання різних міст, тому що воно визначається не тільки характеристиками міста, але також і характеристиками джерела водопостачання. Оцінити порядок споживання енергії системами водопостачання можна за даними табл. 5. Хоча споживана потужність досить велика, але в місті з розвинутою промисловістю вона не може бути визначальною. Однак важливість системи водопостачання для життєдіяльності міста вимагає особливої уваги міської влади до надійності її енергопостачання. З іншого боку кожен систему водопостачання необхідно оптимізувати по споживанню електричної енергії.

Таблиця 5 – Потужність двигунів у системах водопостачання

Місто	Потужність двигунів насосних станцій, кВт
1. Лондон (I підйом)	7850
2. Мадрид (усього в системі)	20978
3. Париж (без пригородів)	18000
4. Бомбей (II підйом)	6765
Чикаго: електродвигунів	33120
6. Сан-Паулу	60000
7. Запоріжжя $N_{роб}/N_{устан}$	35320/65820
8. Дніпропетровськ	35000

Для цього у всіх елементах системи в першу чергу треба ліквідувати надлишкові напори, по-друге, необхідно проаналізувати вплив невігідних точок в окремих елементах на необхідні напори на вході в них, по-третє, зробити необхідне зонування і ввести місцеві підкачування, які дозволяють зменшити необхідні напори, по-четверте, використовувати устаткування з більш високим ККД.

Крім енергетичних витрат, системи водопостачання для ефективної роботи вимагають великих матеріальних витрат як на стадії їхнього створення, так і в процесі експлуатації. Тому вони можуть характеризуватися показниками, що

дають уявлення про розміри системи. Деякі з цих показників для закордонних і наших країн приведені в табл. 6 [1].

Таблиця 6 – Довжини водопровідних мереж і об'єми резервуарів чистої води

Місто	Довжина водоводів і вуличних мереж, км	Об'єм РЧВ, Тис. м ³
1. Амстердам	1795	130
2. Антверпен	1924	155
3. Барселона	3156	676
4. Брюссель	3986	530
5. Будапешт	4100	298
6. Варшава	1333	140
7. Відень	3112	-
8. Гамбург	5132	280
9. Копенгаген	855	441
10. Лісабон	1108	520
11. Лондон	16000	1985
12. Мадрид	3814	2074
13. Мюнхен	2302	306
14. Париж	1817	1200
15. Рим	3700	210
16. Роттердам	2366	155
17. Софія	2609	282
18. Стокгольм	1710	277
19. Хельсінки	950	188
20. Цюрих	1020	270
21. Кіото	3069	387
22. Токіо	17335	1395

23. Хіросіма	2000	-
24. Денвер	3200	2466
25. Чикаго	6700	1004
26. Олександрія	2500	-
27. м. Бразилія	3026	150
28. Ріо-де-Жанейро	6400	330
29. Сан-Паулу	14000	1113
30. Мельбурн	13000	-
31. Сідней	17000	4470
32. Запоріжжя	1000	-
33. Москва	4282	-

Крім абсолютної довжини мереж систем подачі і розподілу води, для характеристики останніх використовуються також їхня питома довжина в розрахунку на одного мешканця. Середня довжина водоводів і вуличної водогінної мережі в розрахунку на 1000 жителів по 30 закордонних країнах склала ~2км із мінімальними значеннями 0,6-0,7 у Лісабоні й Олександрії і максимальними – 5,2км у Мельбурні і Сідней. Розподіл питомих показників для цих міст приведено на рис. 20.

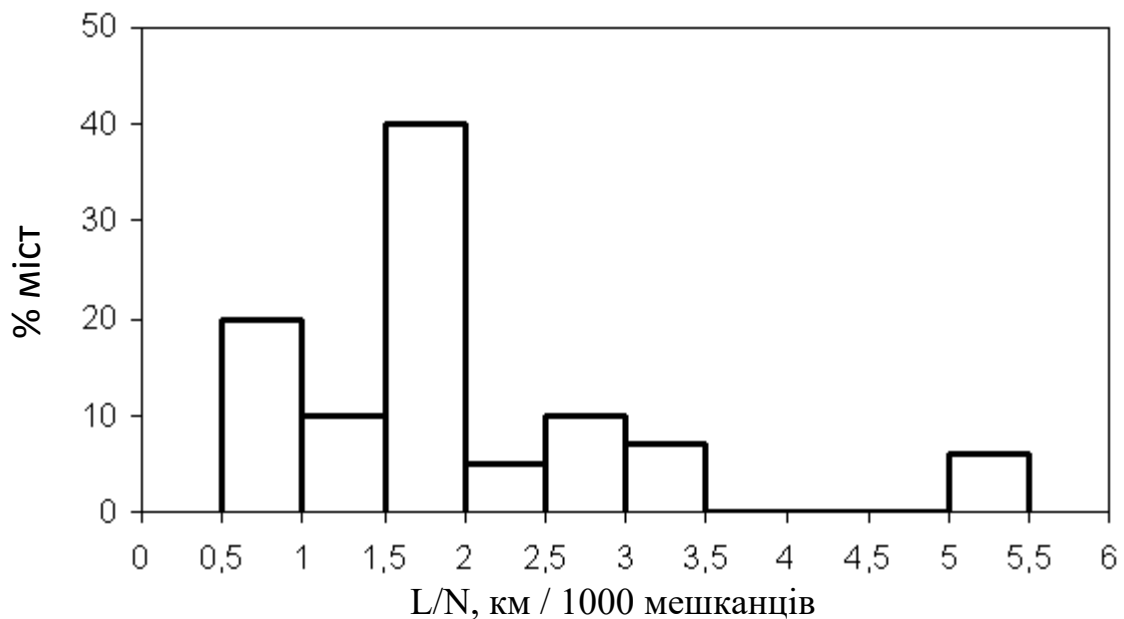


Рисунок 20 – Розподіл міст по питомій довжині водоводів і водогінної мережі

Іноді використовується такий показник, як довжина трубопроводів на 1000 м³/доб води. Так для Брюсселя, Копенгагена, Мельбурна і Сіднея цей показник вище 10 км, а менше 3 км – для Парижа, Рима, Ріо-де-Жанейро і деяких інших міст. Розподіл цього показника показано на рис.21.

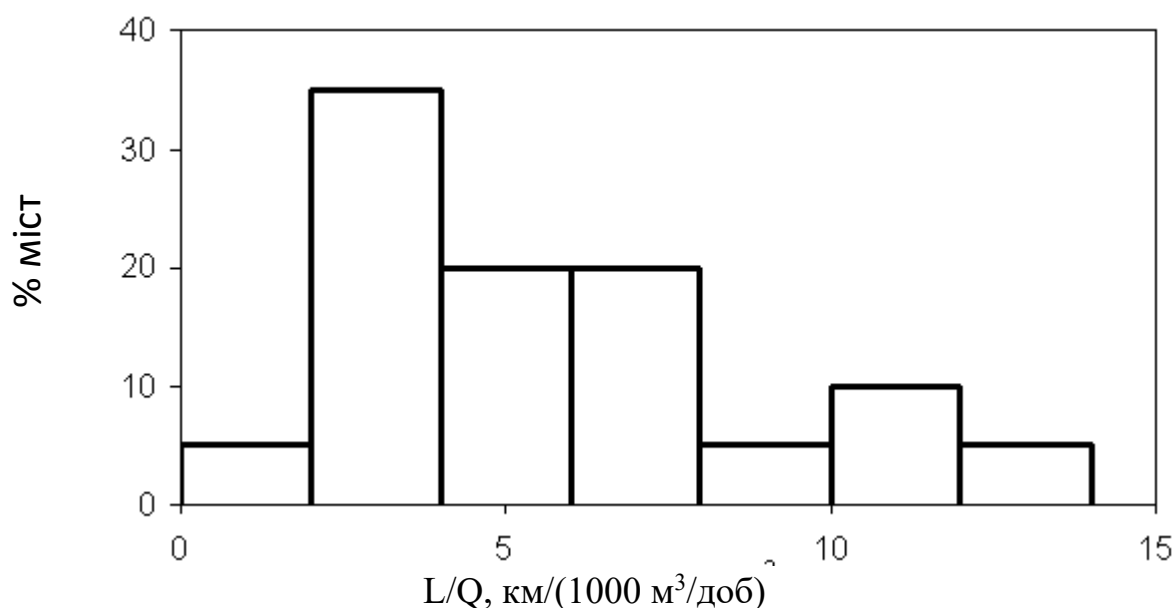


Рисунок 21 – Розподіл міст по питомій довжині водоводів і мереж на 1000 м³/доб подачі води

Для характеристики наявних у системі запасів води використовується коефіцієнт

$$K_1 = \sum W_{pчв} / Q_{сер.доб} ,$$

□ $W_{pчв}$ – сумарна ємність резервуарів чистої води;

$Q_{сер.доб}$ – середньодобове водоспоживання.

Більшість великих міст за рубежом має у своєму розпорядженні значну місткість резервуарів чистої води. Зміна коефіцієнта K_1 для 25 закордонних міст показана на рис. 22. З цього рисунка видно, що в більшості міст $K_1 > 0,5$, а в

деяких містах він дорівнює 1,5 і більше (Брюссель, Копенгаген, Мадрид, Париж, Цюріх).

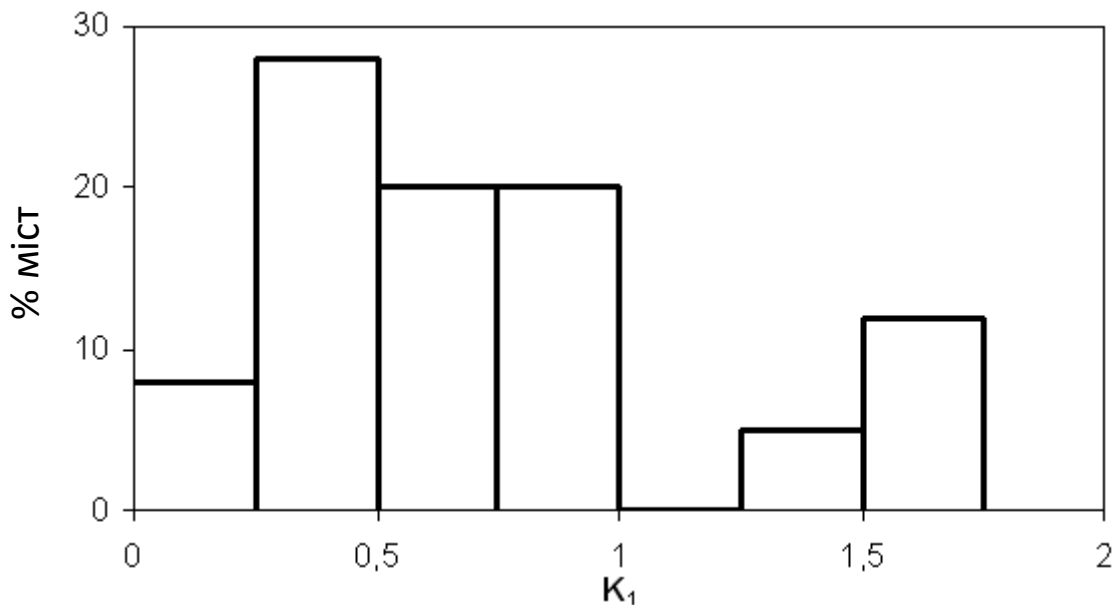


Рисунок 22 – Розподіл міст за коефіцієнтом запасу K_1 місткості РЧВ

Розміри системи водопостачання і її досконалість якоюсь мірою характеризуються також кількістю обслуговуючого персоналу на кожні 10 тис. мешканців. Статистика показує, що в основному цей показник знаходиться на рівні 4-10 працюючих. Менша чисельність відноситься до систем із самопливною подачею підземної води (Відень, Мюнхен), а також до високоавтоматизованої системи водопостачання Стокгольма.

Міська система водопостачання повинна бути надійною. З цією метою використовуються традиційні методи забезпечення надійності такі, як кільцювання, дублювання, створення запасів води і т.п. [4, 5].

У закордонній практиці розрізняють технологічну і санітарну надійність, що тісно зв'язані між собою. У системах водопостачання великих закордонних міст до заходів щодо підвищення технологічної надійності відносяться такі заходи:

- використання не менше двох джерел;
- регулювання запасів води в джерелі водопостачання;
- збільшення кількості головних споруд;
- улаштування кільцевого водовода навколо міста, яке забезпечується водою, подачею води в нього з головних споруд;

- збільшення об'ємів запасно-регулюючих резервуарів в системі водопостачання;
- дублювання електропостачання;
- установка резервних теплових двигунів в якості приводів насосів чи генераторів електроенергії;
- автоматизація технологічних процесів;
- удосконалювання служби експлуатації з метою запобігання аварій і швидкої їхньої ліквідації.

До заходів щодо підвищення санітарної надійності систем водопостачання відносяться:

- улаштування прибережних (наливних) водоймищ при заборах води з рік і каналів, підданих випадковим, залповим забрудненням;
- застосування біотестів для безупинного контролю наявності токсичних забруднень у джерелі водопостачання;
- організація зон санітарної охорони джерел водопостачання;
- складання банку даних про потенційно небезпечні речовини, які зберігаються чи транспортуються на водозбірній площі і які в аварійних ситуаціях можуть забруднити джерело водопостачання;
- розробка моделей ймовірних забруднень джерела;
- розробка технології очищення води на очисній станції в умовах аварійного забруднення;
- улаштування автоматизованих постів контролю якості води в джерелі водопостачання вище водозбору;
- запобігання вторинного забруднення води в розподільній мережі;
- забезпечення населення питною водою в умовах катастроф і особливо великих аварій у системі водопостачання.

Зазначені заходи забезпечують високу надійність водопостачання споживачів. У системах водопостачання Антверпена, Лондона, Парижа, Роттердама, Хельсінки та ін. прибережні водоймища дозволяють регулювати водовідбір з ріки і поліпшувати якість річкової води, а також дають можливість тимчасово припиняти забір річкової води у випадку її залпового забруднення. Система водопостачання м. Роттердам має такі водоймища біля основного джерела р. Маас і біля резервних джерел – двох рукавів Рейну, на берегах яких розміщені водоочисні станції Кралинген і Беренплаат.

Велику роль у підвищенні надійності систем водопостачання грають і великі запаси води в РЧВ (іноді до $1,5Q_{доб}$). У Брюсселі, Лондоні, Роттердамі, Цюріху на додаток до двостороннього забезпечення електроенергією додані

резервні дизель-генератори і теплові двигуни до насосів. У Цюріху для подачі підземної води місту в особливий період дизель-генератори встановлені в підземній станції, яка захищена від впливу ударної хвилі інтенсивністю $0,5 \text{ кг/см}^2$ і радіації.

Кільцеві тунелі глибокого закладення запроектовані і частково побудовані в Лондоні, Римі, Цюріху і Нью-Йорку. Кільцеві водоводи виконані в Парижі, Денвері та в інших містах.

Дослідження показали, що «випадкові» забруднення в 69% випадків є результатом недбалості і можуть бути легко відвернені. У 20% випадків забруднення були наслідком непередбачених обставин, у 9% причини цього не встановлені, тільки в 2% випадків забруднення викликані аваріями під час перевезення шкідливих речовин автомобільним і водним транспортом. При цьому в 39% випадків забрудненнями були нафта і нафтопродукти, у 26,5% - продукти хімічної промисловості (кислоти, луги, феноли й ін.) у 34,5% випадків – різні речовини (шлам, папір, пластмаса і т.п.).

З закордонного досвіду становить інтерес розробка математичних моделей поширення забруднення і перевірка їх за допомогою барвників і аналізів. На водоочисних станціях практикують біотестування вихідної води з використанням райдужної форелі в спеціальних проточних садках, обладнаних аварійною сигналізацією, що спрацьовує при неспокійному поведженні форелі, що дуже чутлива до забруднення води.

Для запобігання вторинного забруднення води на її шляху до абонентів домагаються глибокого очищення води з максимальним видаленням розчинених органічних сполук і, крім того, проводять поетапне хлорування в різних точках мережі (наприклад, у пригородах Парижа таких точок 15). Вторинне забруднення може бути пов'язано не тільки з конструкцією і довжиною водопровідних мереж, але і з їх аварійністю. Аварії на мережах також негативно позначаються на житті міста. Частота ушкоджень елементів мереж визначається за формулою [6]

$$Z_i = m_i / n_i ,$$

де m_i – число несправних і-тих елементів (стики, труби і т.п.);

n_i – загальна кількість і-тих елементів.

По дослідженнях [6] у залежності від виду ушкоджень частота коливається в межах від $0,0003 \cdot 10^{-3}$ (тріщини магістральних чавунних трубопроводів) до $0,06 \cdot 10^{-3}$ (розлад стиків на азбестоцементних трубах), а імовірність порушення роботи мережі через відмовлення і-го елемента коливається в межах від $0,006 \cdot 10^{-5}$ до $1,37 \cdot 10^{-5}$. Частота відмовлення в цілому для мережі різних міст колишнього СРСР коливається від $0,54 \cdot 10^{-3}$ (м. Березники Пермської обл.) до $1,79 \cdot 10^{-3}$ (м. Казань). Час ліквідації аварії коливається в широких межах для різних міст у залежності від виду аварії й умов її усунення. При цьому нижня межа для всіх міст складає 1-3 години, а верхня змінюється від 120 годин (м. Свердловськ, тепер Екатеринбург) до 1484 годин (м. Омськ). Разом з тим середній час ліквідації аварій на водоводах складає 10,7 годин (м. Омськ), 13,3 годин (м. Свердловськ), 20,3 годин (м. Горький, тепер Набережні челни) [6].

Для контролю за роботою мережі в ній періодично в намічених точках виконується вимір напорів. Періодичність визначається організацією системи контролю. В даний час із упровадженням систем АСУ контроль ведеться практично безупинно. Наприклад, у ДП «Водоканал» м. Запоріжжя в 5 контрольних точках на території міста через кожні 3 хвилини в ПЕОМ фіксується тиск, який також відображається на дисплеї в графічному вигляді.

За кордоном практикується оцінка роботи водопровідної мережі по співвідношенню нічної і денної витрати води. При цьому вважається, що коли нічна витрата складає менше 35% денної, мережа знаходиться у відмінному стані; при 35-50% - мережа в гарному стані, але в окремих випадках необхідно провести дослідження для встановлення можливих витоків; при 50% - іспити на герметичність необхідні. Ці цифри усереднені і можуть мінятися в широких межах у залежності від досліджуваних ділянок трубопроводів (мережа промислових підприємств чи житлових кварталів).

Якість води контролюється на очисних спорудах лабораторією з періодичністю від однієї години до 24 годин в залежності від виду аналізів. Крім того, центральною лабораторією підприємства в основних точках мережі на території міста щодоби виконується відбір проб води на аналіз.

Економічна ефективність роботи системи водопостачання оцінюється собівартістю подачі води споживачам. Рівень собівартості в доперестроєвний період характеризується такими цифрами:

- система «Донбасводтресту»:

питна вода – 3,09 коп/м³,

технічна вода – 1,59 коп/м³;

- система водопостачання м. Запоріжжя – 4,89 коп/м³.

Структура собівартості системи Донбасводтресту:

амортизація 41%,

електроенергія 35%,

поточний ремонт 5%,

заробітна плата 4%,

реагенти 3%,

цехові, заводські та інші витрати 12%.

У післяперебудовний період ціни за воду сильно виросли. Так тариф на воду в м. Дніпропетровську для населення 14,3 коп/м³, у м. Запоріжжя 12 коп/м³. Тарифи на воду в закордонних країнах приведені в табл. 7.

Таблиця 7 – Тарифи на воду за кордоном

Місто	Тариф на воду, коп/м ³	Місто	Тариф на воду, коп/м ³	Місто	Тариф на воду, коп/м ³
Барселона	14,5	Гамбург	45,5	Софія	6,5
Брюссель	82	Копенгаген	16,5	Стокгольм	20,5
Будапешт	19,9	Мюнхен	31,8	Цюріх	28,1
Варшава	40,5	Рим	7,7	Токіо	36

У більшості міст тарифи прогресивно зростають із зростанням водоспоживання.

Витрата електроенергії визначається за рік або як деяка питома витрата. Рівень енергоспоживання визначається характеристиками системи. Наприклад, енергоспоживання в Дніпропетровському Водоканалі складає 219МкВт*год/рік, у Запорізькому – 224МкВт*год/рік.

Питання для повторювання

1. Проаналізуйте об'єми водопостачання різних міст.
2. Як коливається питома водоспоживання у різних містах?
3. Які задачі виконує система водопостачання?
4. Як змінюється швидкість корозії?

5. Як впливають іони заліза на якість питної води?
6. Як часто вимірюють показники якості води?
7. Як контролюється робота водопровідної мережі?

Тема 4. Використання сучасних водних технологій в роботі поверхневих водозабірних споруд

1. Особливості реальних водозаборів вітчизняних і закордонних міст.
2. Основні проблеми, що підлягають розв'язуванню для поліпшення роботи споруд при заборі води з поверхневих вод.
3. Основні проблеми, що підлягають розв'язуванню для поліпшення роботи споруд при заборі води з підземних джерел.
4. Шляхи поліпшення роботи спеціальних водозаборів.

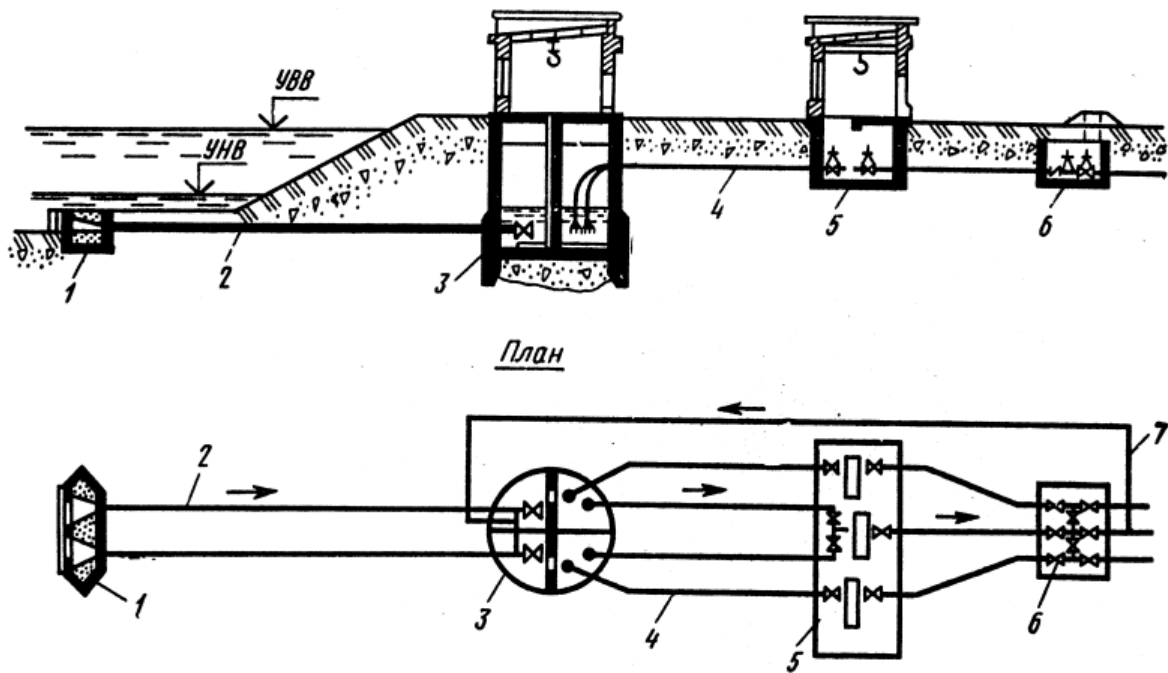
1. Типові схеми водозаборів добре відомі [7].

Найбільше розповсюдження отримали дві схеми водозаборів з поверхневих джерел: берегового типу, в яких водоприймальник розташовується на березі; руслового типу, водоприймальники якого затоплені та віддалені від берега.

Водозабірні споруди руслового типу призначені для забору води з русла за допомогою спеціального водоприймального оголовку, винесеного в русло та труб, з'єднуючих водоприймальник з береговим колодязем. Такі водозабори застосовують при невеликих глибинах біля берега. Розрізняють:

1. Руслові водозабірні споруди з роз'єднаною компоновкою, в яких береговий колодязь і насосна станція розміщуються окремо.

2. Руслові водозабірні споруди з сумісною компоновкою, в яких береговий колодязь з'єднуються з насосною станцією I підйому.



**Рисунок 4.1 – Схема руслового водозабору з роз'єднаною
КОМПОНОВКОЮ**

1 – оголовок; 2 – самопливний водогін; 3 – приймальне відділення берегового колодязя; 4 – всмоктувальне відділення; 5 – насосна станція I підйому; 6 – камера переключень; 7- водогін подачі промивної води;

Водозабірні споруди руслового типу застосовуються при амплітудах коливання рівню 6-8 м, висоті всмоктування I підйому не більше, ніж 3-4 м, продуктивності до $1 \text{ м}^3/\text{с}$. Береговий колодязь розташовують на відстані не більше, ніж 15-30 м від насосної станції.

Водозабори берегового типу застосовують при наявності достатніх глибин для забору води біля берега, амплітуді коливання рівнів 6-8 м, продуктивності – $1-1.5 \text{ м}^3/\text{с}$. Такі споруди складаються з берегового сітчатого колодязя та насосної станції першого підйому.

Водоприймальні вікна перекриваються сміттєзатримуючими решітками, в колодязях встановлюють з'ємні сітки.

На рисунку показані схеми берегових водозабірних споруд з роз'єднаною компоновкою та сумісного типу.

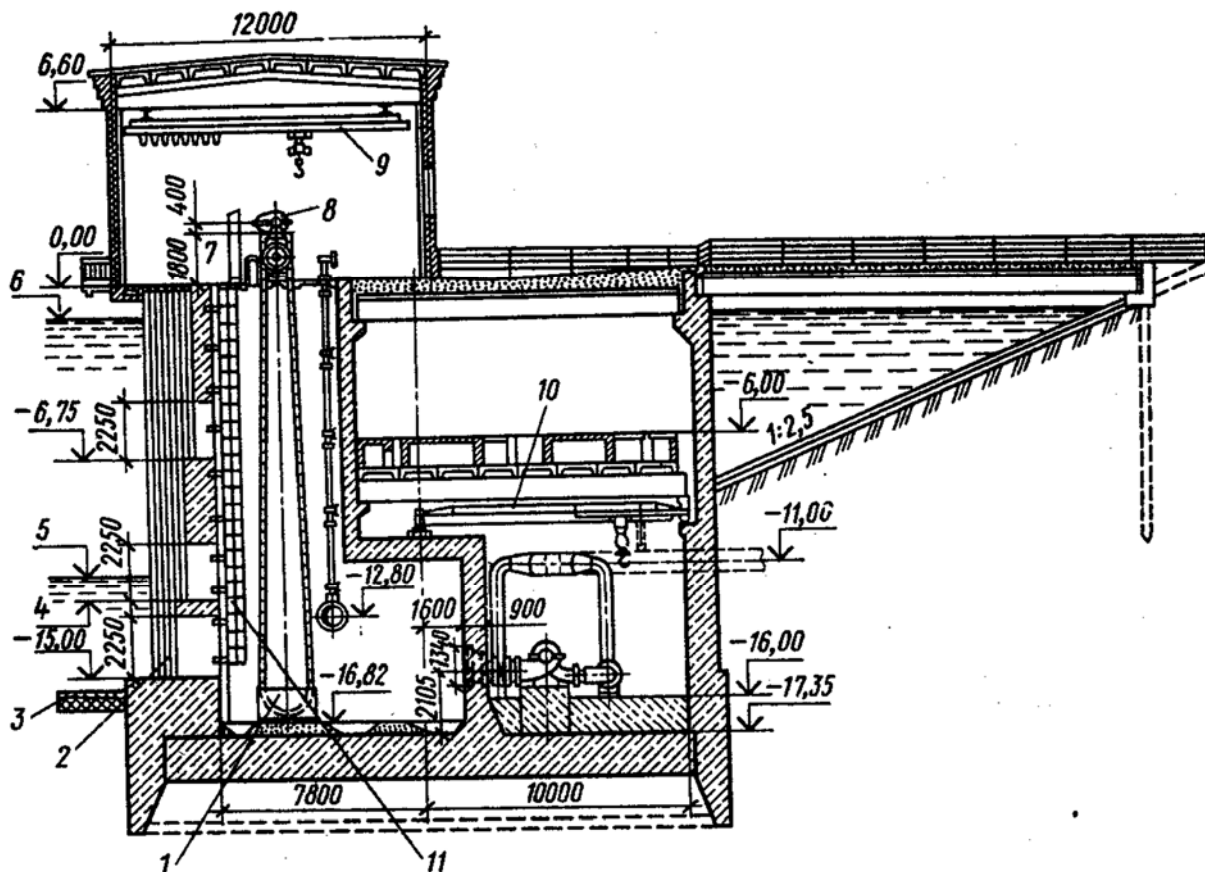


Рисунок 4.2 – Схема берегового колодязя з роз'єднаною компановкою:

1- водоочистна сітка; 2- гладка рибовідгороджувальна сітка; 3- кам'яна підготовка; 4,5 – мінімальні рівні: літній та зимовий, 6- максимальний рівень, промивний устрій сітки, 8 – привід сітки, що обертається, 9 – підвісна кран-балка, 10 – радіальна кран-балка, 11 – сходи;

Реальні схеми з урахуванням конкретних умов можуть трохи відрізнятися від типових. Прикладом такого водозабору може служити водозабір ДВС-2 р. Запоріжжя. Вода забирається з водоймища Дніпровської ГЕС (оз. Леніна) на досить великій глибині від поверхні води (12 і 24 м). З огляду на можливість «сработки» водоймища, проектом передбачена робота водозабору в двох режимах: у самопливному й у сифонному. Вода забирається за допомогою чотирьох оголовків, розташованих у двох ярусах на глибинах 12 і 24 м. З кожного ярусу в приймальний колодязь входять по два сифонно-самопливних водоводи зі сталевих труб $D=1200$ мм довжиною відповідно 400 м і 500 м.

Приймальний колодязь сполучений з насосною станцією I підйому. Підземна частина насосної станції виконана у вигляді з/б склянки діаметром 28 м і глибиною 13 м. Надземна частина розмірами 24×24 м – квадратна з цегли. З

приймального відділення у всмоктувальне вода надходить через 8 сіток (по 4 у кожному відділенні) з чарунками 20×20 мм. На підлозі наземної частини приймального відділення встановлені вакуум-насоси для забезпечення роботи сифонних ліній. У машинному залі встановлені 3 вертикальних насоси продуктивністю 4400 м³/год кожний з потужністю двигунів по 1000 кВт і напругою 6 кВ.

Водозабори, які використовуються в закордонній практиці, у своїй приймальній частині аналогічні тим, що використовуються у вітчизняній практиці. Однак загальнокомпоновні рішення, кількість використовуваних джерел і горизонти підземних джерел для ряду міст зажадали оригінальних схем. Прикладом такого водозабору може служити водозабір м. Амстердама (Нідерланди). Майже 74% водоспоживання Амстердама покривається за рахунок рейнської води, яка використовується в системі штучного поповнення підземної води на ділянці в прибережних дюнах у Північного моря. Перед подачею в інфільтраційні басейни річкова вода піддається попередньому освітленню за традиційною двоступінчатою схемою з відстоюванням і фільтруванням. Прояснена вода просочується з басейнів у водоносний шар з піску, що підстиляється глиною і торфом, піддається природному очищенню і змішується з природною підземною водою, що формується за рахунок атмосферних опадів. Змішана підземна вода потім проходить додаткове очищення з застосуванням аерації, сорбції, швидкого і повільного фільтрування, після чого подається в міську розподільчу мережу.

Ділянка в прибережних дюнах, яка використовується для збору поверхневого стоку інфільтрації, займає площу в 36 км². Частина цієї площі відведена під інфільтраційні басейни. За рахунок опадів надходить 13 млн. м³/рік води. На додаток до цього на інфільтрацію подається близько 55 млн. м³/рік рейнської води. Усього улаштовано 40 інфільтраційних басейнів загальною довжиною 246 км. Ширина басейнів по дну близько 20 м, їхня загальна площа 430 га, глибина шару води 0,8 м, середня швидкість інфільтрації 0,25 м/доб, час перебування води в ґрунті 2-3 місяця.

Інфільтрат збирається дренами з бетонних труб діаметром 200-400 мм із гравійним обсипанням і по відкритих каналах подається в приймальний басейн, відкілья подається на споруд додаткового очищення. Загальна довжина дрена складає більше 9 км.

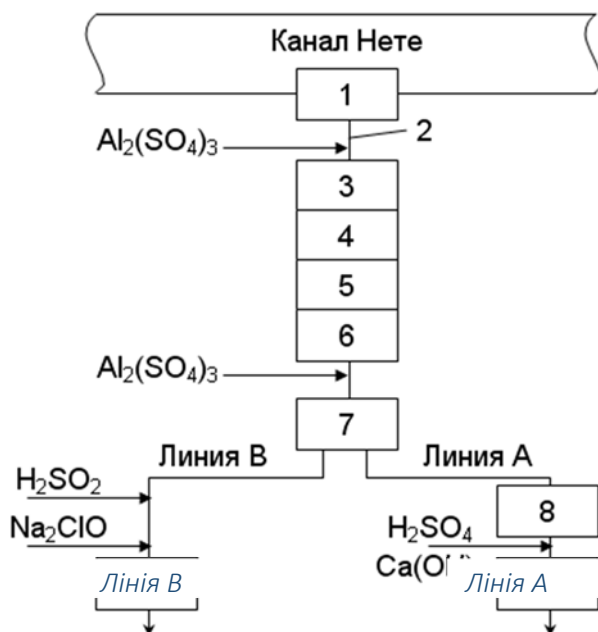
В результаті інфільтрації якість вихідної води істотно вирівнюється в часі, помітно поліпшуються бактеріологічні показники, зростає концентрація розчиненого кисню, а вміст нітратів знижується до 3-5 мг/л. Однак вода вимагає доочищення.

Крім цієї системи, у мережу подається вода від «озерного» водопроводу з оз. Лоендервин після її глибокого очищення, а також невелика кількість (5 тис.м³/доб) від групи колодязів у Хилверсамі після її доочищення.

Місто Антверпен одержує воду від двох водозаборів. Один водозабір забирає воду з каналу Неті, котрий з'єднує р. Маас з р. Неті, правим рукавом р. Шельди. Другий водозабір берет воду з каналу Альберта загальною довжиною 125 км, що з'єднує р. Маас безпосередньо з р. Шельдой. Обидва водозабори можуть подати 564000 м³/доб (при необхідності).

Перший водозабір подає воду на станцію Нотмеір-Валем, що знаходиться в 8 км нижче за течією каналу. Водоприймач берегового типу. Вода, що забирається з каналу, проходить через грубі ґрати з прозорами 10 см, потім лотки Вентурі і далі надходить у змішувальну камеру, куди вводиться розчин сірчаноокислого алюмінію з дозою 10-200 мг/л. Після змішування з коагулянтном вода рухається самопливом через п'ять послідовно з'єднаних прибережних водоймищ-відстійників для попереднього очищення.

Повна схема водозабору приведена на рис. 23



1 – водоприймач; 2 – лоток Вентурі; 3-7 – водоймища відстійники;

8 – три відстійних басейни; 9, 10 – насосні станції I підйому.

Рисунок 4.3 – Схема водозабору м. Антверпена

Площа дзеркала усіх водоймищ-відстійників 64 га, найбільша глибина 3-5 м, повний об'єм 2755 тис.м³. Середній час перебування води в цих спорудах близько 7 діб.

Потім загальний потік ділиться на 2 потоки: лінія А с максимальною продуктивністю 165 тис.м³/доб, лінія В с максимальною продуктивністю 264 тис.м³/доб. Ці потоки підходять до насосних станцій I підйому, якими вони подаються на очисні споруди. Перед насосною станцією на лінії А вода аерується і коагулюється, на обох лініях виконується корегування рН сірчаною кислотою чи вапном, а на лінії В ще і хлорується.

Другий водозабір подає воду на водопровідну станцію Олем. Водозабір складається з берегового затопленого водоприймача, самопливних труб, будинку ґрат та барабанних сіток і насосної станції I підйому. Водоприймач має чотири вхідних вікна і стільки ж самопливних труб. Вікна заглиблені на 2-3 м від нормального рівня води в каналі. Швидкість входу води у водоприймальні вікна $V_{вх} \leq 0,3$ м/с. Самопливні труби виконані з залізобетону, прямокутного перетину 2,2×2,0 м і довжиною 37 м. У будинку ґрат труби входять у 2 відкритих канали шириною по 3 м, один із яких робочий, другий - резервний. В каналах встановлені послідовно по дві механізовані ґрати: перша з прозорами 60 мм, друга – із прозорами 16 мм. За ґратами розташовані сітчасті барабанні фільтри із сітками з чарунками 0,58 мм. Промивання сіток автоматизоване по втраті напору, а при їхньому засміченні - відкривається клапан на обвідній лінії, по якому вода може надходити у всмоктувальні канали у насосів I підйому. У насосній станції I підйому встановлені п'ять насосів: два з подачею по 1100 м³/год і три – по 2200 м³/год.

Питання для повторювання

1. З яких елементів складається типова схема поверхневого водозабору?
2. Чим відрізняються оригінальні схеми водозаборів від типових?
3. Які проблеми виникають в роботі водозабірних споруд?
4. Які заходи застосовують для поліпшення роботи водозабірних споруд?
5. Як контролюється робота водозабірних споруд з поверхневих джерел?

Тема 5. Використання сучасних водних технологій в роботі підземних водозабірних споруд

1. Особливості роботи підземних водозабірних споруд.
2. Основні проблеми, що підлягають розв'язуванню для поліпшення роботи споруд при заборі води з підземних джерел.
3. Шляхи поліпшення роботи спеціальних водозаборів.

1. Улаштування водозабірних вузлів та їх окремих компонентів залежить від умов залягання, потужності, глибини та геологічної будови водоносних горизонтів, гідрвлічних характеристик підземного потоку- напору, швидкості та напрямлення його руху. В залежності від конкретних умов для приймання підземних вод можуть бути застосовані споруди слідуючих основних типів: вертикальні, горизонтальні, комбіновані, променеві водозабори та каптажі. Вертикальні водозабори – це трубчаті бурові колодязі (свердловини) та шахтові колодязі. Свердловини застосовують при глибокому заляганні водоносних пластів (більше 10 м) та значній їх потужності (більше 5-6 м). В конструкції свердловини необхідно передбачити можливість проведення замірів дебіту, рівня та відбору проб, також виробництва ремонтних робіт. Для закріплення свердловини застосовують обсадні сталеві муфтові та електрозварні труби.

Вертикальні водозабори – це трубчаті бурові колодязі (свердловини) та шахтові колодязі. Свердловини застосовують при глибокому заляганні водоносних пластів (більше 10 м) та значній їх потужності (більше 5-6 м). Схема улаштування вертикального трубчатого колодязя показана на мал.3.11.

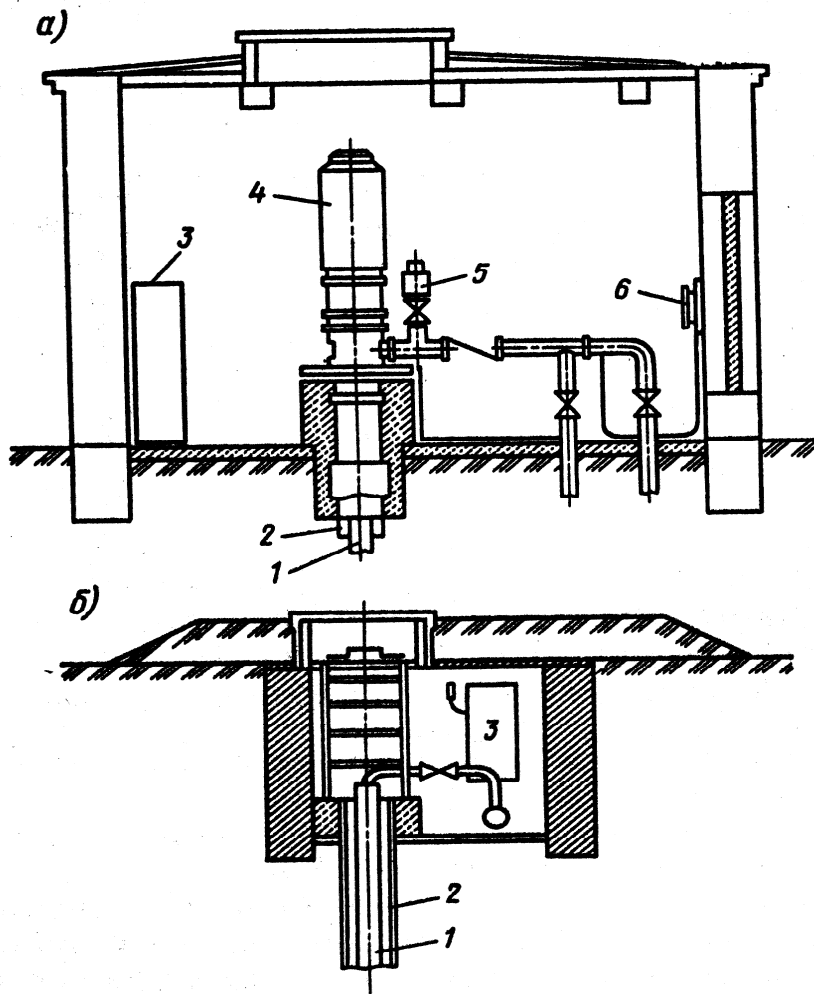


Рисунок 5.1 – Вертикальний трубчатий колодязь

а) наземний павільйон; б) підводна камера;

1- водопідйомний трубопровід; 2 – обсадна труба; 3- шафа електроуправління;
4- електродвигун насосу; 5 – вантуз; 6 – дифманометр витратовимірювача

При проектуванні водозабірних свердловин необхідно враховувати умови взаємодії з діючими або проектуємими водозаборами.

В конструкції свердловини необхідно передбачити можливість проведення замірів дебіту, рівня та відбору проб, також виробництва ремонтних робіт.

Для закріплення свердловини застосовують обсадні сталеві муфтові та електрозварні труби. Для закріплення свердловини глибиною до 250 м допускається застосування неметалевих труб з обов'язковою затрубною цементациєю. При улаштуванні свердловин у нестійких ґрунтах необхідно

встановлювати фільтри, які попереджають занесення у свердловини частин ґрунту.

Шахові колодязі призначені для забору води з перших від поверхні безнапірних та малопотужних водоносних пластів на глибині до 30 м. Колодязі виконують круглої у плані форми діаметром $d = 1,0$ м. Стіни виготовляють з цегли, буту, бетону, залізобетону, дерева (мал. 3.12).

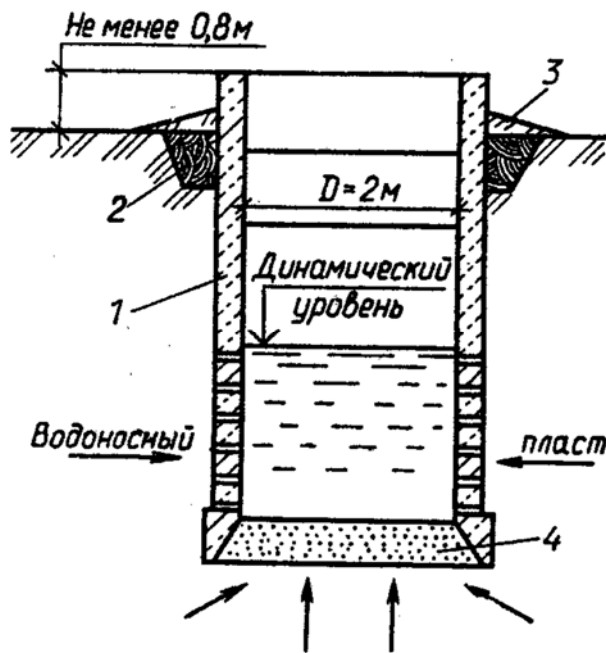


Рисунок 5.2 – Шаховий колодязь

1 – залізобетонні кільця; 2 – глиняний замок; 3 – відмостка; 4 – фільтр

Променеві водозабірні споруди застосовують для прийому води з пластів невеликої потужності (до 10 м), які залягають на глибині до 50 м від поверхні.

Шахта такого водозабору представляє собою бетонний або водозбірний колодязь діаметром 1-6 м, об'єм якого повинен бути достатнім для створення умов буріння горизонтальних свердловин, розміщення водопідйомного обладнання, накопичення запасу води та розташування наземного павільйону. Горизонтальні фільтрові промені виконують із сталевих перфорированих труб діаметром 80-250 мм та довжиною 5-80 м. Промені встановлюють методом

буріння або продавлення. Випускні кінці горизонтальних свердловин повині бути вище дна шахти на 1-2 м (мал.3.13).

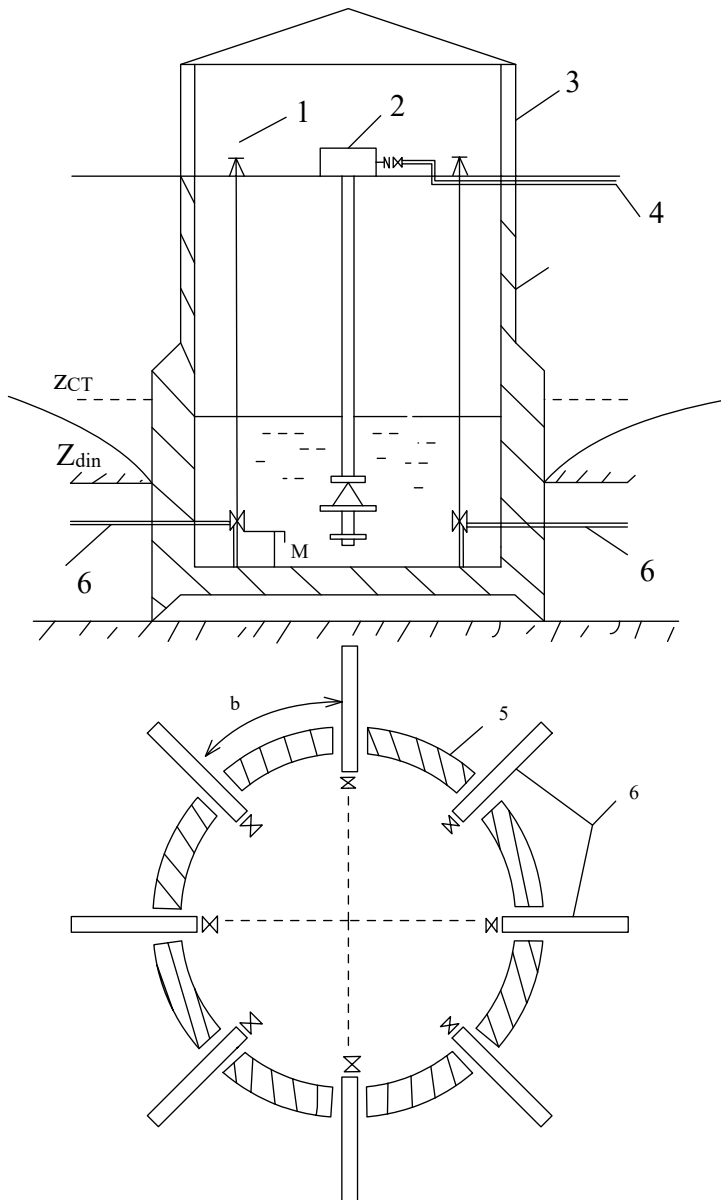


Рисунок 5.3 – Схема променевого водозбору

1 – механізм управління засувками; 2 – електродвигун; 3 – наземний павільйон; 4 – трубопровід напірний; 5 – шахта; 6 – горизонтальні водозбірні труби

Місто Брюссель (Бельгія) і його пригороди на 70% живляться з підземних джерел, що розташовані на різній глибині на території близько 3 тис.км². Розходження умов забору води обумовили різноманіття водозабірних споруд, розташованих у 27 пунктах. Підземна вода забирається як з вироблених кар'єрів і шахт, так і зі спеціальних споруд, включаючи каптажні пристрої для захоплення

спадних джерел, інфільтраційні галереї, шахтні колодязі, променеві водозабори і кущі артезіанських свердловин.

Усього для забору підземних вод побудовано 30 кущових і одиночних водозаборів. У 21 з цих споруд вода відповідає вимогам стандарту якості питної води. Найбільший дебіт (52 тис.м³/доб) мають інфільтраційні галереї, які влаштовані в схилах вапнякових пагорбів у Модаві. На інших водозаборах вода вимагає обробки. Поверхнева вода р. Маас також забруднена і вимагає очищення.

Інфільтраційні галереї, як правило, виконані перетином 1,2×1,8 м і розташовані на глибині 60 м і більше. На водозаборі Модав довжина галерей перевищує 6 км. Свердловини, які просвердлені в піщаних породах, мають діаметр від 400 до 1000 мм і глибину до 60 м. Фільтри виконані з гравійним обсипанням у два шари. На деяких водозаборах, що експлуатують водоносний горизонт у пісках, використовують шахтні колодязі з бетонних елементів внутрішнім діаметром 2,5 м.

Свердловини у вапняках мають діаметр 550 мм і глибину близько 50 м. Найглибші свердловини (до 400 м) виконані в крейдових відкладеннях. Обсадні труби мають початковий діаметр 800-1000 мм. Фільтри виконані з перфорованих труб.

У відкладеннях вапняку північніше м. Намюра розташовані вироблені шахти, де раніш добували пірит (залізний колчедан). Штреки цих шахт використовують як інфільтраційні галереї. Глибина їх закладення - близько 130м.

Поряд із шахтами для забору води використовують стародавні кар'єри, у яких колись добували чорний мармур. Один з таких кар'єрів об'ємом 400 тис.м³ знаходиться в м. Лінії, три кар'єра об'ємом 2 млн.м³ – у м. Екосена.

На заплавній терасі р. Маас у Івуар-Шампаля і Бен-Ахена, яка складена до глибини 10 м алювіальними піщано-гравійними відкладеннями, забір води здійснюється групами шахтних колодязів, у тому числі з горизонтальними променями. Променеві водозабори мають шахти діаметром по 3,0 м із двома ярусами променів. У кожному ярусі знаходиться шість променів довжиною 12-30 м. Над шахтами влаштовані павільйони, у яких розміщене устаткування.

Подача води зі свердловин і колодязів здійснюється глибинними насосами.

Джерелом водопостачання Будапешта служить ґрунтова інфільтраційна вода р. Дунай, а також річкова й артезіанська вода. Інфільтраційна вода надходить з галечникових і гравелистих відкладень. Вона характеризується гарною якістю і не вимагає обробки. Водонесні шари залягають на глибині 6-12 м. Для забору цієї води використовуються 43 шахтних променевих водозаборів. Кущі колодязів і променевих водозаборів, обладнаних глибинними насосами, розташовані по берегах островів Сентендре і Чепель. Забір поверхневої води здійснюється водоприймачем берегового типу.

Джерелом водопостачання м. Варшава є води р. Вісла. У місті – два комплекси головних споруд: право- і лівобережний. На правому вода забирається насосами I підйому і подається на очисну станцію продуктивністю 480 тис.м³/доб.

На другому комплексі забір здійснюється з підруслового потоку променевим водозабором у вигляді шахти і 15 горизонтальних променів діаметром 300 мм і довжиною близько 100 м кожний. Промені виконані з перфорованих сталевих труб із щілинами шириною 1,2 і 3 мм. Верхню частину шахти використовують під насосну станцію I підйому. З берегом водоприймач з'єднаний тунелем.

Відень забезпечується в основному джерельною водою з двох високогірних водопроводів, а також підземною водою, що відбирається в межах міста, і в невеликій кількості – поверхневою водою з водоймищ. Сумарна продуктивність джерельних водопроводів складає 430 тис.м³/доб. Джерельна вода виходить із тріщинуватих крейдових і доломітових порід. Забір її здійснюється за допомогою каптажних споруд. Її відносна витрата складає 80,3% від загальної витрати міста. Навколо водозаборів організовані зони санітарної охорони: на першому високогірному водопроводі площею 24 тис.га, на другому – 53 тис.га.

Підземна вода, використовувана для водопостачання, знаходиться в делювіальних відкладеннях долини р. Дунаю. Вона забирається свердловинами і променевими водозаборами, обладнаними глибинними насосами. Променеві водозабори в південно-східній парковій зоні Відня мають шахти глибиною 10-12 м. Ґрунтова вода залягає в гравійно-галечникових відкладеннях із включенням каменів на глибині 2,5-3 м від поверхні. Із шахти виходять 12 променів з перфорованих труб діаметром 200 мм і довжиною 20 м. Кожна шахта обладнана трьома насосами, з яких один резервний.

Місто Гамбург забезпечується підземними водами з водоносних шарів, що залягають на глибині 5-20 м. Для забору води пробурено 210 колодязів, згрупованих у 20 куцах навколо міста. Найбільш далекий з цих куців знаходиться на відстані 65 км від міста.

У системі водопостачання Лондона вода забирається п'ятьма водоприймачами з р. Темзи і трьома з р. Лі (припливу Темзи). Крім того, частина води (13% загальної витрати) забирається з підземних джерел. Система обслуговує територію в 1400 км² з населенням близько 6 млн.люд. Вода з Темзи і Лі відбирається відкритими каналами, проходить через грубі ґрати і по каналах і тунелях підводиться до насосних станцій I підйому, які подають воду в прибережні водоймища (у системі водопостачання їх 39). Самі великі з цих водоймищ Райсбюрі і Датчет. Водоймище Датчет має площу дзеркала 192 га при найбільшій глибині 23 м і корисному об'єм 37 млн.м³. Вода надходить у водоймище через баштовий вхідний оголовок, який обладнано циркуляційними насосами і струминними випусками для запобігання застоювання води (рис. 24).

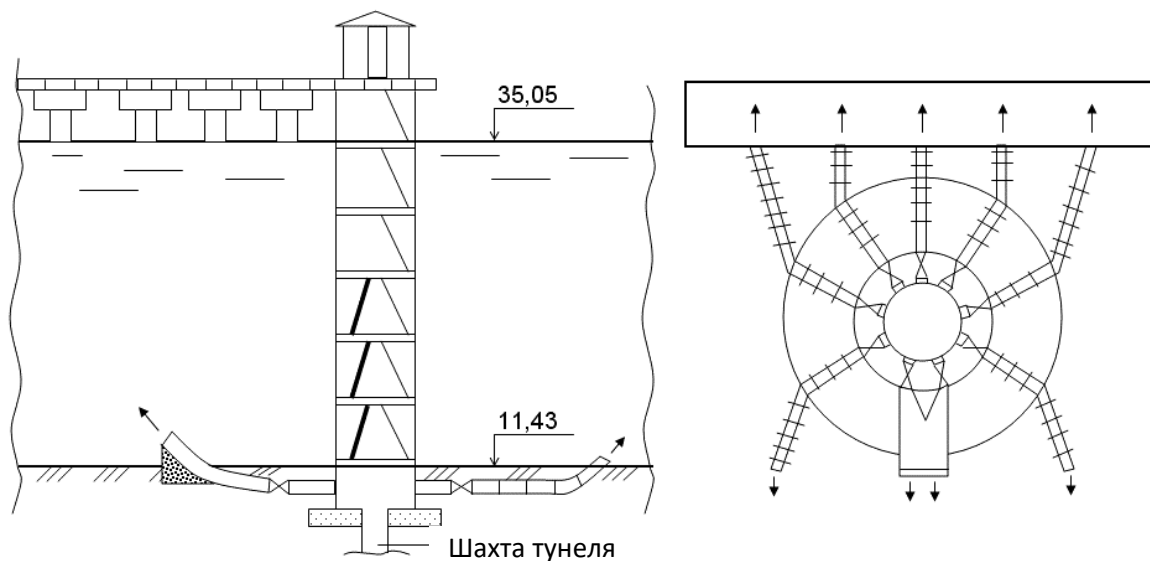


Рисунок 5.4 – Вхідний оголовок на водоймище Датчет

Для забору води з водоймища служить інший баштовий оголовок з вікнами на різних глибинах. Вікна відкриваються і закриваються автоматично по командах комп'ютера в залежності від контрольованих параметрів якості води.

Водоймища використовуються для попереднього поліпшення якості води. Вони зв'язуються між собою тунелями і водоводами для сезонного усереднення якості води і підвищення надійності.

Інші водозабори аналогічні, а водозабори з підземних джерел традиційні.

Рим забезпечується водою в основному з підземних джерел, і лише при пікових навантаженнях і в умовах зниження їх дебіту використовуються поверхневі водянні джерела. Найбільш великі водозабори підземних вод об'єднані в чотири системи подачі води (табл. 8).

Таблиця 8 – Системи подачі м. Риму

Показник	Название систем			
	Песчієра-Капоре	Марсія	Верджине	Аппія, Александрино
Продуктивність, тис.м ³ /доб	1100-1300	300-500	210	210

Каптаж Песчієра складається з двох різних споруд. Перше – це система водозбірних галерей у товщі гори Нурія загальною довжиною 1500 м; деякі з яких з'єднані з природною каверною, наполовину заповненою джерельною водою. Позначка рівня води на виході з галереї дорівнює 412,80 м над рівнем моря.

Друга споруда – це система дренажних перфорованих труб, покладених під руслом р. Песчієра на позначці 408,30 м. Вода, що надходить у ці труби збирається в колодязь і перекачується на кілька метрів вище в колектор від першої споруди, що з'єднана з тунельним водоводом, по якому вода направляєється до гідровузла Салісано. При цьому подача насосів регулюється так, щоб загальна витрата води по тунельному водоводу не перевищує розрахункової пропускної здатності в 9,5 м³/с. У насосній станції встановлені 4 вертикальних пропелерних насоси з приводом від електродвигунів з перемінною частотою обертання. Керування роботою насосів - дистанційне. Від водорозбірних споруд вода по тунельному водоводу надходить на гідровузел Салісано самопливом.

Каптаж Капорі розташований на відстані близько 20 км до південно-заходу від каптажу Песчієра й у 7 км на схід гідровузла Салісано. Він виконаний у закруті р. Фарфа, яку для цього відвели убік і на її старому руслі пробурили ряд свердловин діаметром 800 мм і глибиною до 160 м. Вода вільно виливається в збірний басейн, рівень води в який має позначку близько 249 м над рівнем моря.

Продуктивність каптажу знаходиться в межах 4-5,5 м³/с. З цього каптажу вода також подається на гідровузол Салісано, для чого прокладений самостійний тунельний водовід.

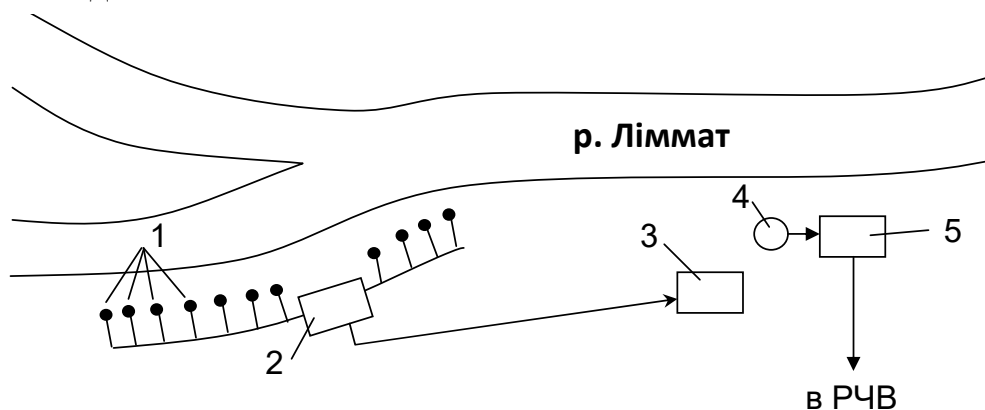
Гідровузол Салісано включає підземну ГЕС, обвідні тунелі і водоводи з камерами переключень і скидні шахти. ГЕС розташована на висоті 157 м над рівнем моря, а тунельні водоводи від водозаборів Песчієра і Капорі на проході до ГЕС розташовані відповідно на 240 м і 880 м вище. ГЕС виробляє 180 млн.квт-ч електроенергії в рік.

При раптовому виході гідротурбіни з ладу потік автоматично переключається на обвідну лінію, по якій надходить у нижню частину тунельного водоводу. Керування гідровузлом дистанційне. Від гідровузла вода до міста подається самопливом по двох водоводах.

Водопостачання Цюріха (Швейцарія) здійснюється з підземних джерел і з Цюріхського озера (станція Ленг), льодовикового походження.

Вода з озера забирається через сітчастий оголовок діаметром 3200 мм, розміщений на глибині 32 м від поверхні води і на висоті 16 м від дна озера. У береговий колодязь вода подається сталевією трубою діаметром 1600 мм. Насосна станція обладнана насосами продуктивністю 2300 м³/год при напорі 62 м.

Водопровідна станція Хардгоф використовує підземну воду, яку одержують з подруслового потоку р. Ліммат. Схема водозабору показана на рис. 25. Для забору води уздовж берега пробурено 29 свердловин, з яких вода насосною станцією подається в інфільтраційний басейн. У районі інфільтраційного басейну вода забирається променевим водозабором і зональною насосною станцією подається в РЧВ.



1 – свердловини;

- 2 – насосна станція;
- 3 – інфільтраційний басейн;
- 4 – променевий водозабір;
- 5 – зональна насосна станція.

Рисунок 5.5 – Спрощена схема водозабору зі штучним поповненням підземних вод

Перед подачею води в інфільтраційні басейни вона хлорується (доза хлору до 1,5 мг/л). Басейни обладнані аераторами, на дно насипане фільтруюче завантаження з гранульованого активованого вугілля шаром 10 см, кварцового піску і гравію (по 100 см). Крім того, у кожному басейні є по чотири нагнітальних свердловини глибиною до 20 м. Всього мається 3 басейни загальною площею 1,2 га. Для забору води передбачено 4 променевих водозаборів (3 робочих і 1 резервний). Шахти променевих водозаборів мають діаметр 4 м і глибину 20-25 м. Промені діаметром 30 мм розташовані в два яруси і мають загальну довжину близько 300 м.

Каптажі підземних джерел – традиційні.

Водопостачання м. Токіо базується на поверхневих водах зарегульованих рік Тоне, Едо, Тамма і Сагамі. З зарегульованих рік вода забирається шістьма русловими водоприймачами роздільного типу з баштовими оголовками (крибами), що з'єднуються з берегом мостами, і чотирма пригребельними водоприймачами. Для забору підземної води використовуються три променевих водоприймачі. Загальна продуктивність водозаборів 6232 тис.м³/доб.

Чикагський водопровід обслуговує місто і 74 приміських селищ. Вода з оз. Мічиган забирається трьома водоприймачами типу криб і двома береговими водоприймачами і по тунелях надходить у насосні станції I підйому, що подають її на водоочисні станції «Південна» і «Центральна». Берегові водоприймачі відключаються в періоди погіршення якості озерної води (близько 2 місяців на протязі року). Береговий водоприймач має чотири вікна з поворотно-дисковими затворами, перед якими на весняно-літній період установлюють рибозахисні сітки з нейлону.

На Південній станції на I підйомі встановлені дев'ять насосів продуктивністю 9,5-26 тис.м³/год з напором 6,7 м.

На центральній станції на I підйомі встановлені 8 вертикальних насосів, 6 з яких мають продуктивність по 41 тис.м³/год і два по 27 тис.м³/год при напорах 7,6 м.

Аналіз роботи реальних водозаборів з поверхневих джерел дозволяє сформулювати наступні основні проблеми, що підлягають рішенню для поліпшення їхньої роботи:

- Збільшення пропускної здатності водоприймачів при зниженні їх забруднювання.
- Удосконалення методів рибозахисту в напрямку їхньої надійності й ув'язування з технологією забору води.
- Забезпечення стійкої роботи водозаборів протягом року.
- Спрощення експлуатації ґрат і сіток.
- Удосконалення методів видалення осаду з прийомного відділення і відділення всмоктувальних труб берегового колодязя.
- Удосконалення конструктивних рішень берегових колодязів.
- Удосконалення затоплених водоприймачів руслових водозаборів.
- Підвищення ефективності промивань самопливних і сифонних ліній.
- Розробка ефективних методів кріплення самопливних і сифонних ліній для виключення їх спливання в аварійних умовах.
- Удосконалення технології монтажних-такелажних робіт у водозаборах сумісного типу.
- Удосконалення технічного забезпечення зон суворого режиму.

Поліпшення роботи водозаборів з підземних джерел припускає рішення наступних задач:

- Поповнення запасів підземних вод.
- Удосконалення методів захисту підземних вод від забруднення.
- Створення надійних і високоефективних фільтрів.
- Оцінка динаміки гідравлічних характеристик ґрунтових вод.
- Удосконалення методів розрахунків водозборів із груп взаємодіючих свердловин і визначення оптимальної відстані між свердловинами.
- Удосконалення техніки підйому води зі свердловин.

Поліпшення роботи спеціальних водозаборів визначається їхніми особливостями, вимогами споживачів і економічних можливостей. Так, наприклад, при малих глибинах «особливість» водозаборів усувається будівництвом греблі і водоймища. Водозабори з гірських рік вимагають рішення тих же проблем, які привели до розробки їхньої конструкції.

Плавучі водозабори особливо розповсюджені в промисловості й у сільському господарстві. Основна проблема, яку треба вирішувати в плавучих водозаборах - зменшення точок стояння і точок подачі при необхідній надійності системи водопостачання.

Питання для повторювання

1. З яких елементів складається типова схема підземного водозабору?
2. Чим відрізняються оригінальні схеми водозаборів від типових?
3. Які проблеми виникають в роботі водозабірних споруд?
4. Які заходи застосовують для поліпшення роботи водозабірних споруд?
5. Як контролюється робота водозабірних споруд з підземних джерел?

Тема 6. Використання сучасних технологій в роботі насосного обладнання

1. Насосні станції систем водопостачання вітчизняних і закордонних міст.
2. Оптимізація роботи насосних станцій.
3. Забезпечення надійності насосних станцій.

1. Як відзначалося раніше, системи водопостачання є великими енергоспоживачами. Це викликається необхідністю забезпечення роботи насосних станцій і окремих насосів на очисних спорудах.

Насосні станції систем водопостачання в наших містах будуються по класичних схемах: насосні станції I підйому – круглі в плані, заглиблені з вертикальними насосами; насосні станції II підйому – прямокутні в плані напівзаглиблені з горизонтальними насосами.

Одними з найважливіших характеристик насосних агрегатів є ККД і $\cos\varphi$. Підвищення цих показників зв'язано з потужністю двигунів (чим вище потужність, тим вище показники). Для їхнього поліпшення доцільно використовувати синхронні двигуни. У цьому плані становить інтерес рішення, прийняте на насосній станції I підйому Московського водопроводу. Щоб можна було використовувати синхронні електродвигуни потужністю 1500 квт, на вал кожного двигуна насаджено по двох насоса. Це стало можливим через те, що насоси I підйому працюють у рівномірному режимі.

У системі водопостачання м.Запоріжжя працює 8 основних насосних станцій:

- насосна станція III підйому Павло – Кічкас,
- насосна станція III підйому Леваневського,
- насосна станція III підйому Шевченко,
- насосна станція III підйому Хортицька,
- насосна станція II підйому ДВС – 1,
- насосна станція I підйому ДВС – 1,
- насосна станція II підйому ДВС – 2,
- насосна станція I підйому ДВС – 2.

Ці станції в основному стандартні, крім насосної станції II підйому в блоці контактних освітлювачів на ДВС – 2. Останнє рішення не можна визнати задовільним. Коефіцієнти потужності агрегатів у межах 0,97...0,99. Компенсація реактивної потужності на насосних станціях при напрузі 6 (10кв) здійснюється за рахунок збудження синхронних електродвигунів, а при низьковольтних

двигунах – за рахунок установки компенсаційних батарей. Насосні станції в системах водопостачання промислових підприємств у принципі аналогічні насосним станціям господарсько-питних водопроводів, відрізняючись в основному кількістю, компонованням і облаштуванням допоміжних приміщень і резервуарів. Істотно відрізняються плавучі насосні станції в оборотних системах водопостачання. У таких насосних станціях кожен насосний агрегат монтується на понтоні з захистом від зовнішнього середовища легкими огороженнями. На кожній якірній стоянці напірна лінія такого агрегату підключається за допомогою кулястого шарнірного з'єднання до патрубку стаціонарного сполучного трубопроводу.

Насосні станції в системах водопостачання закордонних міст подібні, але відрізняються кількістю насосних агрегатів. Так, наприклад, на насосній станції I підйому в Ньювегейне в м.Амстердамі (Нідерланди) при продуктивності 600 тис. м³/доб встановлено 10 вертикальних насосів. На насосній станції Лейдуїн – I при загальній продуктивності 200 тис. м³/доб усього встановлено 12 агрегатів, розбитих на 5 груп із продуктивністю окремих груп від 600 – 800 м³/г до 1700 – 2100 м³/г. В якості резервного приводу використовуються чотири дизелі потужністю по 880 кВт кожний.

На площадці очисних споруд Нотмеір-Валем у м.Антверпен (Бельгія) розташовані три насосні станції II підйому, у яких встановлено чотири групи відцентрових насосів, що подають воду в різні ділянки районної мережі й у резервуари головної насосної станції підкачування Люйтхаген. У двох групах резервні насоси мають привід від дизельних двигунів. На водоочисній станції в Олегемі насосна станція II підйому складається з двох груп відцентрових насосів: перша включає чотири насоси з подачею по 1100 м³/г, друга – два по 2200 м³/г. Приводом усіх насосів служать електродвигуни з перемінною частотою обертання, що дозволяє регулювати подачу води в місто в залежності від інтенсивності водорозбору. Насосні станції повністю автоматизовані. Включення і вимикання насосів здійснюється в залежності від заданого інтервалу тисків у контрольних точках мережі.

На станції Таілфер (м.Брюссель, Бельгія) у насосній станції I підйому встановлені шість насосів продуктивністю по 2,8 тис. м³/г, з яких два насоси резервні.

Велика насосна станція I підйому побудована на водоочисній станції Датчет (м.Лондон). Станція кругла в плані D=23 м глибиною 8 м. Вона обладнана п'ятьма вертикальними насосами продуктивністю по 450 тис. м³/доб при напорі

22м із синхронними двигунами напругою живлення 6кВ потужністю по 1570кВт. Насосна станція цілком автоматизована і керується з диспетчерського пункту на станції Стейнс.

У головній насосній станції водопостачання м.Лондона встановлено 11 насосів, що розділені на 6 груп. Подача насосів змінюється від 2,8 до 8,5 тис. м³/г. Усі насоси – відцентрові з вертикальним валом. Насоси обладнані електродвигунами. Як резервне джерело використовують дизель-генератори, встановлені в звукоізолюючих закслених кабінах.

Основна відмінність вітчизняних насосних станцій від закордонних полягає в тому, що на насосних станціях устанавлюється багато насосів, що дозволяють краще враховувати нерівномірність водоспоживання.

У ряді міст Індії насосні станції подають воду в зрівняльні ємності обсягом до 250 тис. м³.

Крім того, у Західній Європі як резервні двигуни використовуються також дизелі, а в системі м.Чикаго (США) на п'яťох насосних станціях у якості резервних використовуються парові двигуни (парові турбіни), для чого на станціях побудовані котельні, у яких устанавлені 4 – 6 котлів з робочим тиском 1,4–2,8МПа. Котельні обладнані газомазутними пальниками.

Конденсаційні турбіни, що служать приводом до відцентрових насосів, мають частоту обертання 3400 – 5800 об/хв і з'єднані з тихохідними насосами зубчастими передачами.

Основною проблемою, що зв'язана з удосконалюванням роботи насосних станцій, є проблема підвищення ККД використовуваної енергії і вибір економічного двигуна для насосного агрегату. Насосні агрегати в системах водопостачання другого і наступного підйомів працюють в умовах подачі перемінної витрати води. Щоб привести у відповідність споживану і подавану витрати, крім ступеневого режиму роботи насосів, часто використовують метод дроселювання, коли необхідну подачу регулюють засувкою на напірному трубопроводі. При цьому споживана потужність агрегатом знижується в залежності від того, з якою метою виконується дроселювання:

При необхідності зниження надлишкового напору при $Q = \text{const}$ споживана потужність знизиться до величини:

$$N_2 = N_1 * \frac{H_2}{H_1} ,$$

де N_1 – споживана потужність до дроселювання.

H_1, H_2 – напір до дроселювання і після нього відповідно.

- При зниженні подачі і напору споживана потужність стане рівною:

$$N_2 = N_1 * \left(\frac{Q_2 * H_2}{Q_1 * H_1} \right),$$

де Q_1, Q_2 – подача до дроселювання і після нього відповідно.

Фактична споживана потужність буде більше розрахованої по зазначеним вище формулах через зниження ККД насоса і двигуна. Уникнути цього можна, якщо регулювати подачу і напір за допомогою зміни частоти обертання робочого колеса насоса. При такому регулюванні потужність знижується значно сильніше в порівнянні зі зміною витрати і напору:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{n_1}{n_2}; \quad \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{n_1}{n_2} \right)^2; \quad \frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{n_1}{n_2} \right)^3.$$

З цих залежностей видно, що при зменшенні подачі в два рази, потужність споживана теоретично знижується в 8 разів.

Двигуни насосів доцільно вибрати на основі техніко-економічного порівняння. Методика такого порівняння не залежить від типів порівнюваних двигунів.

Нехай, наприклад, треба вибрати з двох синхронних двигунів з однаковим числом обертів, але різної потужності.

Порівняння виконується в наступній послідовності.

- По довідниках вибирається сумарний коефіцієнт відрахувань з урахуванням амортизації й інших експлуатаційних витрат для конденсаторів, що компенсують реактивну потужність, $P(P=0,23)$, питому вартість втрат активної потужності на 1 кВАр потужності $K_{у.п.}$ і питомі втрати активної потужності $\Delta P_{у.п.}$ (0,003кВт/кВАр);

- Визначається економічний еквівалент реактивної потужності пристрою, що компенсує реактивну потужність, по формулі:

$$K_{e.к.} = \frac{P * K_{у.п.}}{\sigma} + \Delta P_{у.п.},$$

де σ – вартість 1 кВт-року для електродвигунів.

- Для кожного двигуна визначаються втрати активної потужності по формулі:

$$\Delta P_{Hi} = \frac{P_i * (1 - \eta_{Hi})}{\eta_{Hi}},$$

де P_i - номінальна потужність i -го двигуна.

η_{Hi} – ККД i – го двигуна

- Для кожного двигуна обчислюється реактивне навантаження за формулою:

$$N_{Hip} = P_{Hi} * \text{tg} \varphi_{Hi} / \eta_{Hi},$$

$\text{tg} \varphi_{Hi}$ – відповідають значенню коефіцієнта потужності ЕД $\cos \varphi$ при номінальному режимі роботи,

φ_{Hi} – кут зсування фаз між струмом і напругою.

- Обчислюються приведені втрати активної потужності для кожного двигуна:

$$\Delta P'_{Hi} = \Delta P_{Hi} - K_{\text{эк}} * N_{Hip}.$$

- Обчислюються приведені витрати для кожного двигуна

$$\Pi_i = p * K_i + \Delta P'_{Hi} * \sigma,$$

де K_i – капітальні витрати на i – ий двигун.

- Річний економічний ефект дорівнює:

$$\Delta \Pi = \Pi_1 - \Pi_2,$$

де Π_1, Π_2 – приведені витрати для першого і другого двигуна відповідно.

Безперебійність роботи насосних станцій досягається:

- правильним вибором насосного устаткування, що відповідає умовам експлуатації по напорах, витратам і конструктивному виконанню;
- високою якістю монтажу й устаткування.

Однак, це не виключає можливості появи відмов насосів і запірної арматури, встановлених на станції, які варто враховувати при проектуванні насосних станцій.

Для забезпечення подачі насосними станціями витрат, напорів із заданою імовірністю P ($q \geq q_a$; $h \geq h_a$; $t > t_1$) використовується резервування, коректування схем комунікацій, типу насосів, зміна режимів обслуговування й інших рішень, які спрямовані на підвищення надійності. По методу створення надмірності використовують такі методи резервування: структурний, навантажувальний, функціональний, часовий.

Структурний метод резервування передбачає використання на станціях надлишкових елементів. Основною характеристикою структурного резерву є його кратність:

$$m = \frac{k - n}{n},$$

де K – загальне число насосів чи інших елементів того самого призначення на станції.

Ціла кратність резерву характерна для схем при $n = 1$, а дробова – при $n > 1$.

Структурне резервування може бути загальним і роздільним.

Загальне структурне резервування характерне для станцій з малим числом насосів, коли кожен з них обладнується самостійним всмоктувальним і напірним трубопроводами з запірно-регулюючою арматурою (рис.45).

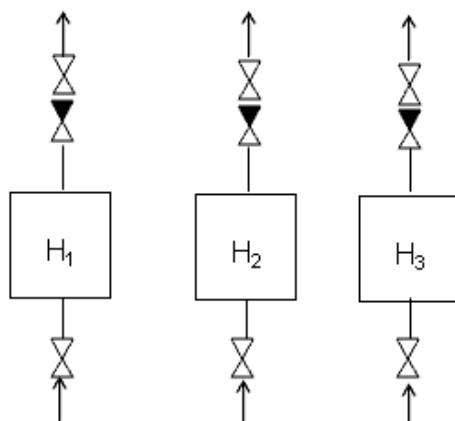


Рисунок 6.1 – Загальне структурне резервування

Роздільне структурне резервування застосовується при складних схемах компоновки станцій, коли число робочих насосів більше двох, а використання більше двох всмоктувальних чи напірних трубопроводів нераціональне (рис.46).

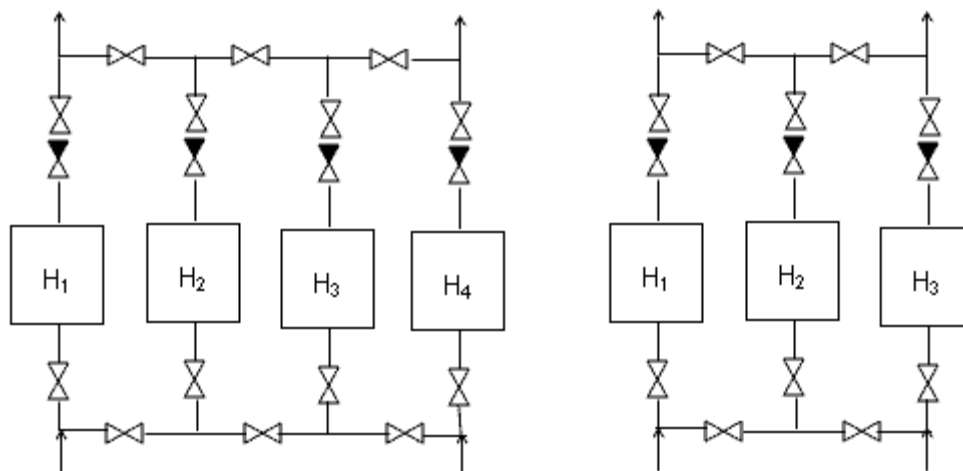


Рисунок 6.2 – Роздільне структурне резервування

За способом участі резервних елементів у роботі станції виділяється три види структурного резерву:

- навантажений (постійний);
- ненавантажений (заміняючий);
- полегшений резерв.

Навантажений резерв характерний для запірно-регулюючої арматури, для всмоктуючих і напірних трубопроводів, тобто він використовується в тих випадках, коли резервні елементи беруть участь у забезпеченні витрати станціями нарівні з основними.

Ненавантажений резерв – це резерв, при якому резервні елементи не працюють до відмовлення основних агрегатів.

Полегшений резерв використовується тоді, коли резервні агрегати працюють у більш легкому в порівнянні з основними режимі (наприклад, при ступеневій роботі насосів).

Навантажувальний метод резервування передбачає використання здатності насосів і інших елементів станції при відключенні частини з них збільшувати продуктивність(пропускну здатність) до допустимих меж

$$q_a = \alpha_{ав} * q_p ,$$

де $\alpha_{ав}$ – коефіцієнт зниження подачі при аварії.

q_p – розрахункова подача при нормальній роботі.

Функціональний метод резервування передбачає можливість взаємозамінності устаткування різного призначення. Наприклад, протипожежні насоси за певних умов можуть використовуватися як господарсько-питні. Рівень функціонального резерву також оцінюється кратністю. Для функціонального методу резервування, на відміну від структурного, найбільш характерні такі види резерву, як роздільний при ненавантаженому чи полегшеному режимі експлуатації.

Часовий метод резервування передбачає використання резерву по тривалості роботи станції протягом доби. Він може створюватися, наприклад, шляхом застосування насосів із продуктивністю, що перевищує добову, а також з використанням регулюючих ємностей.

Для аналізу надійності роботи насосних станцій треба мати якісь об'єктивні критерії, у якості яких можна прийняти імовірності показники. Це можуть бути одиничні показники, такі, як імовірність безвідмовної роботи насосних станцій, імовірність наробітку до відмови й ін. Як комплексні показники, що характеризують одночасно безвідмовність і ремонтпридатність станцій, використовується коефіцієнт готовності K_r і коефіцієнт оперативної готовності $K_{ог}$ і т.п. Для спрощення інженерного рішення задач на надійність насосних станцій можна замінити багатопараметричну задачу рядом задач з меншою кількістю параметрів (і навіть однопараметричних). У цьому випадку на першому етапі визначаються можливості насосної станції при різних варіантах її роботи, коли ще немає відмови, тобто коли q_a є допустимим. За розрахункові критерії в цьому випадку можуть прийматися коефіцієнти забезпечення витрат:

$$\alpha_a = q_a / q_p$$

чи напорів

$$\beta_a = h_a / h_p,$$

які визначаються на основі рішення системи рівнянь, що відбивають умови спільної роботи насосів, всмоктуючись і напірних трубопроводів.

На другому етапі розрахунків визначаються імовірності збереження співвідношення $q > q_a$. Для цього відповідно до результатів гідравлічного розрахунку складаються розрахункові моделі станцій у вигляді комбінацій елементів (рис.47). Нехай на станції встановлено 4 робочих і один резервний агрегат з характеристикою $\lambda_{1,6} = 10^{-7}$ 1/Г – для трубопроводів у межах станції, інтенсивність відмови засувки $\lambda_{2,5} = 4 \cdot 10^{-5}$ 1/Г, зворотного клапана $\lambda_3 = 10^{-5}$ 1/Г, інтенсивність відмови насоса $\lambda_4 = 2 \cdot 10^{-4}$ 1/Г.

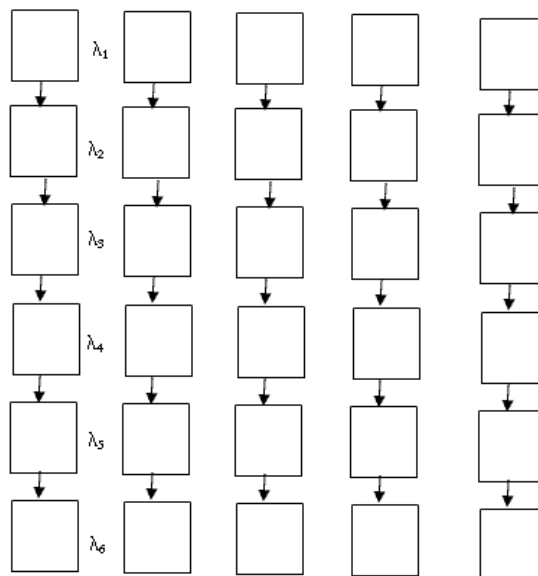
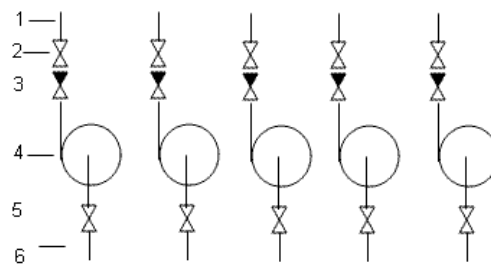


Рисунок 6.3 – Розрахункова схема насосної станції

Якщо устаткування резервується способом заміщення, то імовірність безвідмовної подачі розрахункової витрати води станцією протягом місяця визначається за формулою:

$$P = (1 + 4\lambda t) e^{-4\lambda t},$$

де $\lambda = \sum \lambda_i = 2,9 \cdot 10^{-4}$.

Підставивши вихідні дані, одержимо:

$$P = (1 + 4 \cdot 2,9 \cdot 10^{-4} \cdot 720) \cdot e^{-0,835} \approx 0,81.$$

Величина P свідчить про те, що протягом місяця можливі аварійні стани.

Слід зазначити, що питання чисельної оцінки надійності насосних станцій ще вимагає вивчення.

Питання для повторювання

1. Яке обладнання встановлюється на сучасних насосних станціях?
2. Чим відрізняються закордонні насосні станції від вітчизняних?
3. Як змінюються робочі параметри при регулюванні подачі та напорі шляхом зміни частоти оберту робочого колеса насоса?
4. Які критерії використовують для аналізу надійності роботи насосних станцій?
5. Які види структурного резерву насосного обладнання існують?

Тема 7. Використання сучасних технологій в роботі механічних очисних споруд

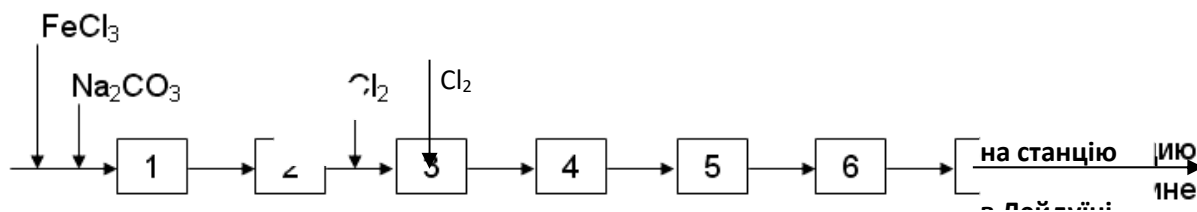
1. Огляд очисних споруд реальних вітчизняних і закордонних міст.
2. Основні проблеми, які треба вирішувати при поліпшенні роботи очисних споруд.
3. Технологічна надійність роботи очисних споруд.
4. Розрахунок припустимого збільшення витрати води через очисні споруди.
5. Приклади рішення окремих конструктивних задач при удосконаленні роботи очисних споруд.

1. Більшість очисних споруд України будувалися на початку і в середині минулого століття (і навіть наприкінці його). Тому більшість з них мають традиційні одно- і двоступінчасті схеми зі швидкими фільтрами. З

великих міст тільки в м. Одесі використовуються повільні фільтри. У м. Запоріжжі на станції ДВС-2 побудована одноступінчата схема з контактними освітлювачами, а на станції ДВС-1 на лінії, яка будувалася в 30-і роки минулого століття, побудована двоступінчата схема з відстійниками і швидкими фільтрами. На цій же станції на лініях, що будувалися пізніше, побудовані одноступінчаті схеми з контактними освітлювачами.

У системах водопостачання міст західної Європи застосовуються більш складні схеми. У цьому змісті дуже показова система водопостачання м. Амстердама (Нідерланди) [1]. У ній побудовано дві незалежні лінії підготовки води, у кожній з яких передбачений блок споруд для попередньої обробки, після якого є ще один блок доочищення води.

На першій лінії передбачена станція попередньої обробки рейнської води в Ньювегейне, що працює за технологічною схемою, яка приведена на рис.26.



- | | |
|--------------------------------|---------------------------------|
| 1 – змішувачі; | 5 – насосна станція II підйому; |
| 2 – камери пластівцеутворення; | 6 – ділянки фільтрації; |
| 3 – горизонтальні відстійники; | 7 – другий водозабір; |
| 4 – підземні РЧВ; | |

Рисунок 7.1 – Принципова технологічна схема водоочисної станції в Ньювегейне

Для коагуляції використовується хлорне залізо при дозі 3 мг/л, а підлужування виконується каустичною содою з дозою 10-15 мг/л.

Хлорне залізо поставляється автоцистернами у вигляді розчину з концентрацією 41%, каустична сода – у вигляді 50%-го розчину. Хлорне залізо зберігається в 10 армованих пластмасових баках $D=2,6$ м об'ємом по 32 м^3 кожний. Сода зберігається в 3-х резервуарах загальною місткістю 1310 м^3 . Дозування реагентів виконується поршневыми насосами з регульованим ходом поршня і змінною частотою обертання електродвигунів.

Камери пластівцеутворення в кількості 6 шт. вмонтовані в 3 горизонтальних відстійники. Вони мають механічні мішалки діаметром 3,5 м з змінною частотою обертання 0-4 об/хв. Час перебування води в камерах 20 хв.

Відстійники мають розміри $300 \times 40 \times 2,5$ м. Піщаних фільтрів 80 шт. площею по 54 м^2 . Об'єм підземних резервуарів 400 м^3 .

Насосна станція II підйому подає очищену воду в 40 інфільтраційних басейнів у Фогенлензанге. В результаті інфільтрації якість вихідної води істотно вирівнюється в часі, знижується вміст нітратів до 3-5 мг/л, зростає концентрація розчиненого кисню, помітно поліпшуються бактеріологічні показники. Однак окислюваність залишається високою, високим залишається і вміст заліза і кольоровість. Інфільтрат збирається дренами і виливається у відкритий резервуар, відкіля насосами подається на очисну станцію доочищення в Лейдуїні, технологічна схема якої приведена на рис. 27.



1 – вхідні камери;

2 – каскадні аератори;

3 – швидкі фільтри;

4 – повільні фільтри;

5 – контактні резервуари;

6 – насосна станція, що подає

воду у водоводи і мережу міста.

Рисунок 7.2 – Принципова технологічна схема

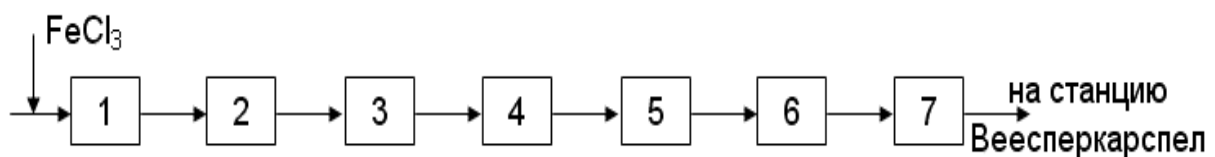
водоочисної станції в Лейдуїні

На цій станції для сорбції розчинених органічних сполук додають порошкоподібне активне вугілля (ПАВ), а для підвищення рН до 8,1 – розчин каустичної соди. ПАВ дозують у сухому вигляді.

Розрахункова продуктивність станції 200 тис.м³/доб. На ній є дві групи швидких фільтрів: 40 шт по 40 м² і 16 шт по 48 м². Швидкість фільтрації 3-5 м/г. Три групи повільних фільтрів включають 8 фільтрів площею по 2000 м², 8 шт – по 1000 м² і 10 шт. – по 1000 м². Швидкість фільтрування 0,3-0,5 м/г. Плівка і забруднений поверхневий шар піску видаляються ~1раз на місяць за допомогою скреперного механізму на мостовому крані.

На другій лінії системи водопостачання м. Амстердама також працює дві станції водопідготовки:

- станція в Лоендервіні продуктивністю 100 тис. м³/доб для попередньої обробки води з оз. Лоендервін,
- станція доочищення Веесперкарспел. Технологічна схема станції в Лоендервіні приведена на рис. 28.



1 – змішувачі;

2 – камери пластівцеутворення;

3 – наливне водоймище;

4 – насосна, що подає воду на швидкі фільтри;

5 – швидкі фільтри;

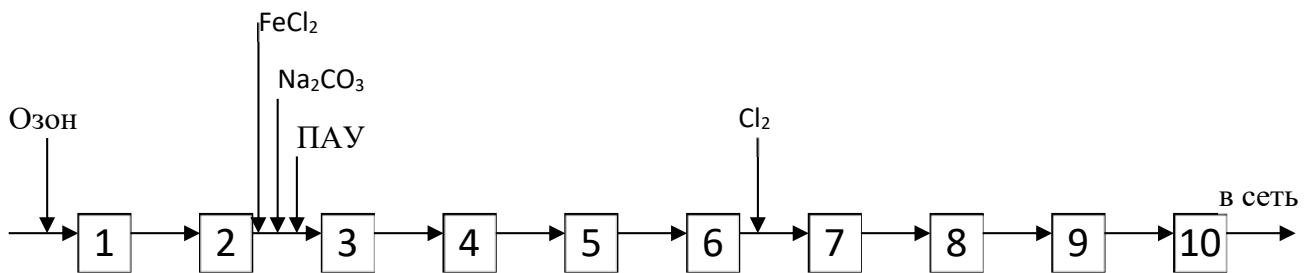
6 – РЧВ;

7 – насосна станція для подачі води на станцію доочищення Веесперкарспел.

Рисунок 7.3 – Принципова технологічна схема водоочисної станції в Лоендервіні

На станції попереднього очищення вода обробляється хлорним залізом з дозою 7-8 мг/л і подається в наливне водоймище з площею дзеркала 130 га, місткістю 10 млн.м³, де вона перебуває 100 доб. і де відбувається її самоочищення. Потім вона подається на префільтри, завантажені кварцовим піском шаром 1200 мм із крупністю зерен 1,0-1,65 м.

Принципова схема доочищення приведена на рис. 29.



1 – контактні камери для озонування;

2 – насосна станція для підйому води;

3 – камери хлопьеобразования;

4 – тонкошарові відстійники в горизонтальних відстійниках;

5 – швидкі фільтри;

6 – повільні фільтри;

7 – контактні резервуари для хлорування;

8 – насоси для подачі води в РЧВ;

9 – РЧВ;

10 – насосна станція для подачі води в мережу.

Рисунок 7.4 – Принципова технологічна схема водоочисної станції у Веєспрекарспеля

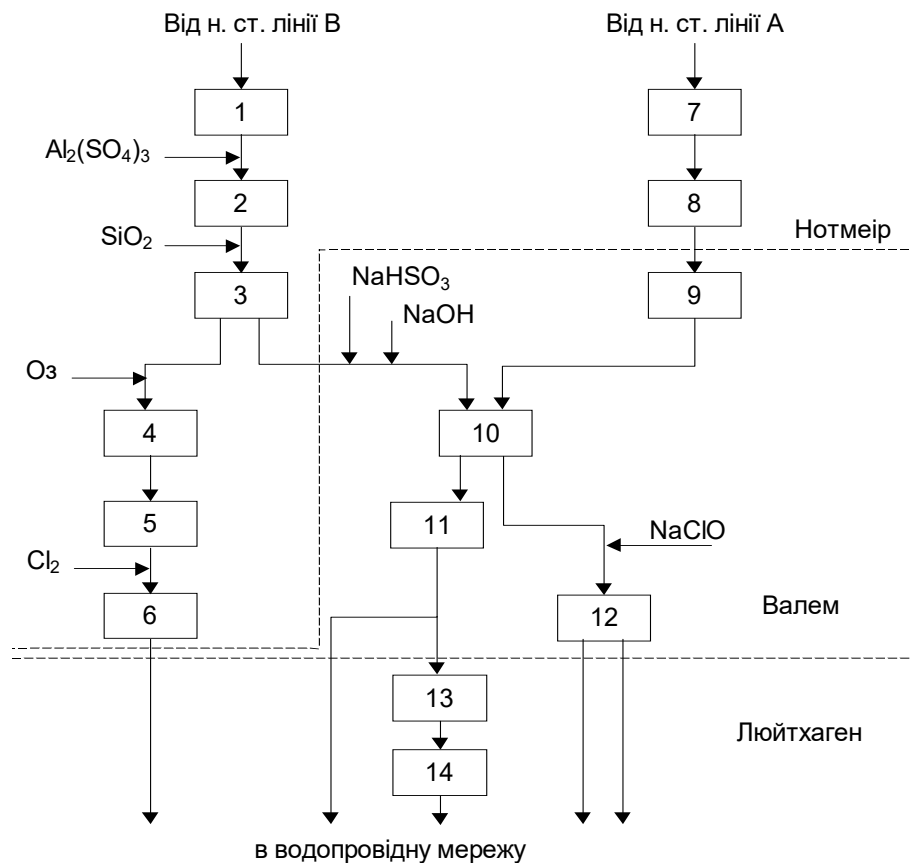
У станції передбачене озонування для руйнування важкоокислюємих органічних сполук (перманганатна окислюємість висока). Доза озону 2,3 мг/л. ПАВ вводиться для сорбції (доза 5 мг/л) органічних сполук. Підлужування здійснюється каустичною содою з дозою 20 мг/л, а коагуляція хлорним залізом з дозою 10 мг/л з додаванням флокулянта при дозі 1,6 мг/л.

Камери пластівцеутворення з механічними мішалками $D=2$ м з частотою обертання 0,45-9 про/хв і $D=3,2$ м з частотою 0,2-4 про/хв. Потім вода проходить

горизонтальні відстійники з тонкошаровими пластинчастими модулями, швидкі і повільні фільтри. Хлорування виконується гіпохлоритом натрію з дозою 0,4 мг/л активного хлору.

У схемі водопостачання м. Антверпена – дві станції водопідготовки: станція Нотмеір-Валем і станція Олегем.

Вода на станцію Нотмеір-Валем подається від загального водозабору після попереднього відстоювання в 5-ти водоймищах-відстійниках двома насосними станціями по лініях А і В (рис. 30).



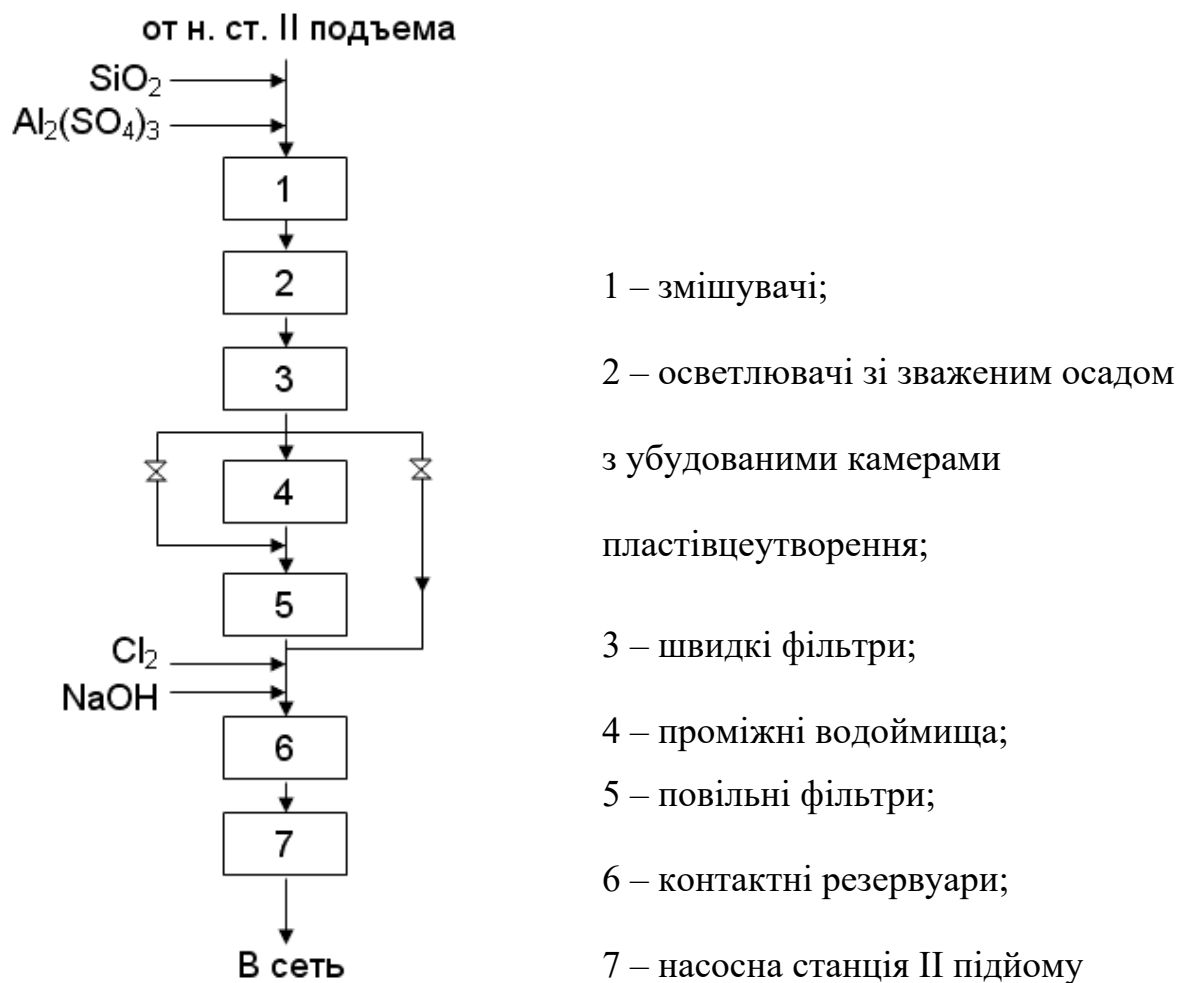
1 – контактні резервуари;
 2 – змішувачі;
 3 – швидкі фільтри;
 4 – озонаторна станція;
 5 – контактний резервуар;
 6 – насосна станція II підйому;
 7 – швидкі префільтри;
 8 – проміжний резервуар;

9 – повільні фільтри;
 10 – РЧВ;
 11 – насосна станція II підйому;
 12 – насосна станція II підйому;
 13 – запасно-регулюючі РЧВ;
 14 – насосна станція III підйому
 Люйтхагена.

Рисунок 7.5 – Принципова технологічна схема водоочисних споруд Нотмеір-Валем

Як видно з рис.30, лінія А має ту особливість, що в ній використовується двоступінчасте фільтрування на 16 швидких фільтрах площею по 90 м², завантажених кварцовим піском із крупністю зерен 0,8-1,25 мм (товщина шару 900 мм), і 38 повільних фільтрах загальною площею 55300 м², завантажених піском крупністю 0,25-0,65 мм при товщині шару 750 мм і швидкості фільтрування 0,15 м/ч.

Лінія В має максимальну продуктивність 264 тис.м³/доб, але пропускає в середньому 160 тис.м³/доб. Блок фільтрування включає 22 швидких фільтра площею по 43 м². Фільтруюче завантаження складається з кварцового піску крупністю зерен 0,4-0,8 мм і товщиною шару 300 мм і гідроантрациту (дробленого антрациту, обробленого сірчаною кислотою для збільшення питомої поверхні і шорсткості зерен) крупністю зерен 0,8-1,4 мм, товщиною шару 600 мм. Швидкість фільтрування до 10 м/г. До швидких фільтрів вода обробляється сірчаноокислим алюмінієм і активованою кремнекислотою. Після фільтрів вода дехлорирується бісульфітом натрію і стабілізується каустичною содою. Перед подачею води в мережу вона хлорується дозою 0,5 мг/л для запобігання вторинного забруднення води в розподільній мережі.



**Рисунок 7.6 – Принципова технологічна
схема станції Олегем**

На станції Олегем, технологічна схема якої показана на рис. 31, вода освітлюється в шарі зваженого осаду, потім на швидких фільтрах, самоочищається в проміжних резервуарах і потім на повільних фільтрах. Після змішувачів вода продається в чотири камери пластівцеутворення, убудовані в таке ж число освітлювачів. Кожна камера розділена перегородками на три секції, у яких установлені лопатеві мішалки з горизонтальним валом.

Камера розділена перегородками на три секції, у яких установлені лопатеві мішалки з горизонтальним валом. Об'єм кожної камери 440м^3 . Освітлювачі мають розміри $32 \times 32\text{м}$, об'ємом 2400м^3 . Потім вода надходить на 20 швидких фільтрів загальною площею 900м^2 . Швидкість фільтрування 5м/г . Фільтри знаходяться під відкритим небом і перекриті оболонками з пластмасової плівки. При низьких температурах зовнішнього повітря під оболонки подається підігріте повітря, щоб запобігти замерзання поплавкового реле рівня. Проміжних водоймищ два: одне з площею дзеркала 8га і об'ємом 430000м^3 і друге - 4га об'ємом 200000м^3 .

Повільних фільтрів 24 розмірами 60×24м площею 1500м². Швидкість фільтрування 0,11 м/г. Завантаження – шар піску товщиною 1200 мм, а крупність зерен 0,25-0,65 мм.

Певний інтерес представляють очисні станції м. Брюсселя (Бельгія) [1]. У системі водопостачання є 7 водоочисних станцій, з яких шість обробляють підземну воду, включаючи інфільтрат вироблених кар'єрів по видобутку будівельного мармуру і береговий інфільтрат р. Маас. Сьома станція (Таїлфер) обробляє поверхневу воду р. Маас. Характеристика станцій приведена в табл. 9.

Таблиця 9 – Характеристика водоочисних станцій м. Брюсселя

Станція	Продуктивність станції, тис. м ³ /добу	Склад основних споруд	Застосовувані реагенти
Бен-Ахен	15	Мікрофільтри	Хлор
Івуар-Шампаль	14	Освітлювачі зі зваженим осадом, префільтри, намивні фільтри	Хлор, двоокис хлору, сульфат алюмінію, діатоміт
Ведрен	25	Префільтри, швидкі фільтри	Хлор
Ліньї	11	Швидкі напірні фільтри	Хлорне залізо, хлор
Экосин	15	Мікрофільтри, швидкі фільтри	Хлорне залізо, хлор, двоокис хлору
Льєн	8	Намивні фільтри	Двоокис хлору, діатоміт
Таїлфер	165	Освітлювачі «Пульсатор», двоповерхові відстійники, швидкі фільтри	Хлор, двоокис хлору, сода, активоване вугілля (порошок), сульфат алюмінію, активована кремнекислота, озон

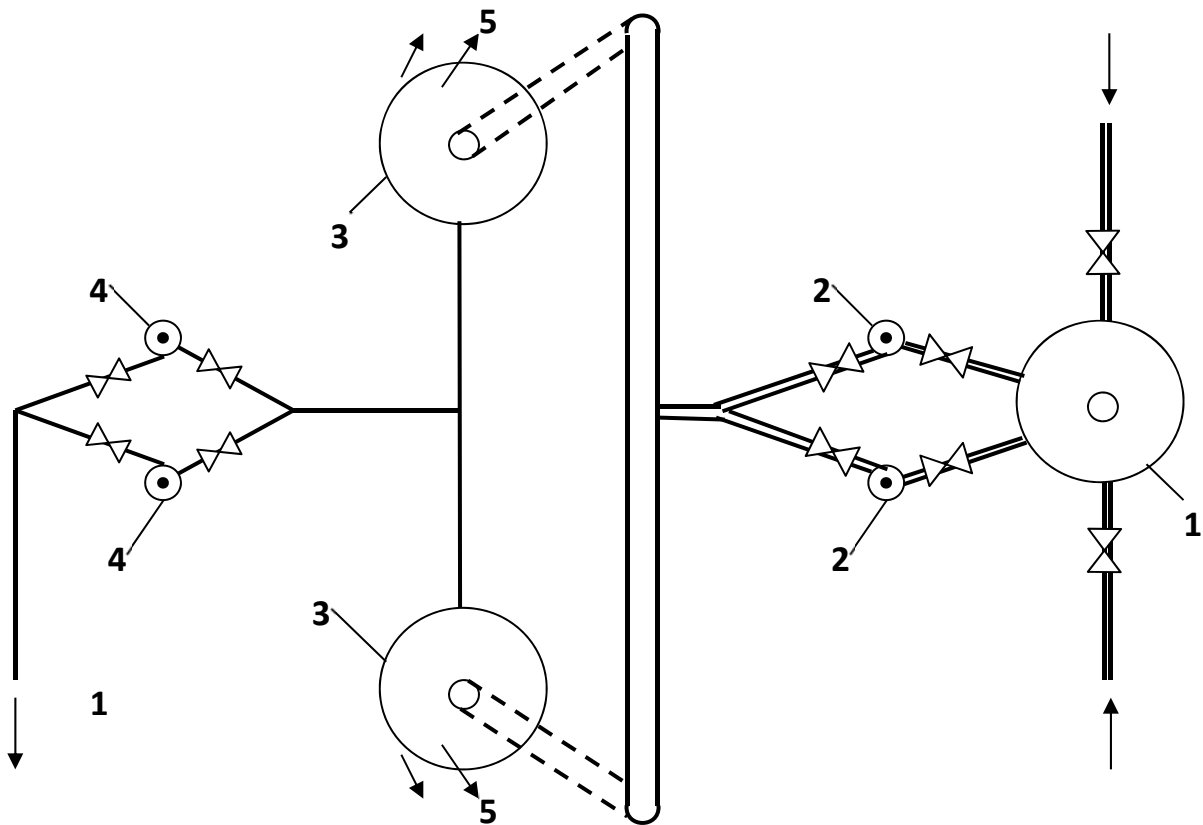
У принципі споруди традиційні. Але на станції Таїлфер влаштування після освітлювачів відстійників може бути виправдано тільки бажанням запобігання проскоків забруднень після освітлювачів. Доза озono-повітряної суміші 15-20 г/м³ повітря при тиску 0,05 МПа. Доза озону 2 мг/л.

Становить інтерес наявність на станції, крім звичайних методів контролю, біотестування з використанням реакції райдужної форелі на забруднення води в проточному лотку. Наявність токсичних забруднень змушує форель метатися по лотку, зачіпаючи електроди, що подають аварійний світловий і звуковий сигнали. При наявності такого сигналу забір води з ріки тимчасово припиняється. Слід зазначити, що тариф на воду в Брюсселі в 2-10 разів вище в порівнянні з тарифами інших європейських міст.

Найбільше місто Данії Копенгаген в основному (85%) забезпечується підземною водою і тільки 15% води подається з озер Харалстед і Сендерсе. Разом з тим на воді з підземних джерел улаштовано 8 очисних споруд і 2 комплекси очисних споруд на озерних джерелах. Сім очисних споруд з підземних джерел в основному мають традиційні схеми знезалізнення, і включають аерацію, двоступінчасте фільтрування і знезаражування. Основна відмінність цих схем від вітчизняних у поділі процесу фільтрування на дві стадії: попереднє фільтрування знизу вгору на грубозернистих фільтрах і остаточне зверху вниз на звичайних швидких фільтрах.

Оригінальна схема очищення підземних вод від метану передбачена на станції Ебелхолт. Продуктивність станції 7 тис.м³/добу.

На відміну від традиційної аерації з наступним фільтруванням прийнята схема з розбризкуванням води у високих герметичних резервуарах, що знаходяться під вакуумом. У результаті розрідження метан випаровується з дрібних крапель і видаляється вакуум-насосом. Резервуари мають діаметр 2,5 м і висоту 14 м. Їхня кількість – 2 шт. Оригінальність такого рішення ще й у тім, що завдяки відсутності аерації не насичує воду киснем повітря, що перешкоджає окислюванню двовалентного заліза, яке розчинене в підземній воді, у тривалентне. Це у свою чергу позбавило від випадання пластівців гідроокису заліза і забивання водоводу, що дозволило перекачувати цю воду на відстань 8 км на групові очисні споруди в Слангерупі. План станції по видаленню метану показаний на рис. 32.



- 1 – вакуум-котел;
- 2 – насоси, що подають воду в реактор;
- 3 – реактор для випару метану під вакуумом;
- 4 – насоси, що подають очищену воду у водовод;
- 5 – до вакуум-насоса.

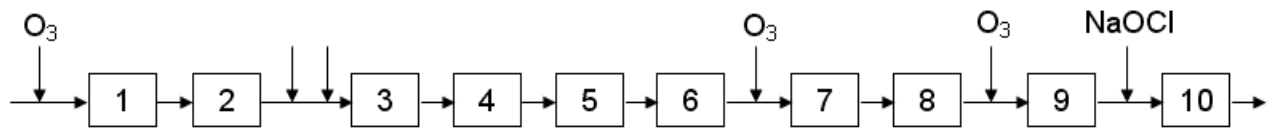
Рисунок 7.7 – План очисної станції Ебелхолт

Вода зі свердловин подається у вакуум-котел 1, з якого відцентровим насосом подається в два герметичних сталевих циліндри діаметром 2,5 м і висотою 14 м, заповнених багатоярусним решітником із трикутних дерев'яних рейок. Повітря з циліндрів видаляється вакуум-насосами. Вода збирається в нижній частині циліндрів і відцентровим насосом подається у водовод.

Станції обробки поверхневих вод з оз. Харалстед (станція Регнемарк) і з оз. Сендерсе (станція Сендерсе) мають префільтри і швидкі фільтри, а на станції Сендерсе ще і відстійники. Вода знезаражується хлором.

Підготовку води для Парижа і пригородів забезпечують 16 водопровідних станцій продуктивністю 10-800 тис.м³/доб. Особливої уваги з них заслуговують станції Мері-сюр-Уаз, Морган-сюр-Сен і Анне-сюр-Марн.

Станція Мері-сюр-Уаз, що обслуговує північно-західні пригороди Парижа, розташована на березі р. Уази, у 15 км вище її впадання в Сену й у 20 км від Парижа. Технологічна схема станції показана на рис. 33.



1 – перша камера змішування з озonom;

2 – наливне водоймище;

3 – змішувачі з механічними мішалками;

4 – камери пластівцеутворення, убудовані у відстійники;

5 – полочні відстійники;

6 – швидкий фільтр;

7 – друга камера змішування з озonom;

8 – сорбційні фільтри,

завантажені гранульованим активованим вугіллям;

9 – третя камера змішування з озonom;

10 – РЧВ.

Рисунок 7.8 – Принципова технологічна схема станції Мері-сюр-Уаз

Від насосної станції I підйому вода подається в наливне водоймище, перед яким вона озонується. Це водоймище є буферним із тривалістю перебування в ньому води протягом 3-4 діб, що дозволяє тимчасово припинити забір води з ріки у випадку її забруднення. Крім того, у водоймищі відбувається деяке самоочищення води, яке інтенсифікується введенням озону. Каламутність води знижується на 50%, вміст аміаку – на 60% і патогенних бактерій – на 90%. З водоймища води подається на змішувачі з механічними мішалками, куди вводиться коагулянт-оксихлорид алюмінію і двоокис хлору для попереднього хлорування. Після цього вона надходить у камери пластівцеутворення, багат шарові відстійники і швидкі фільтри. Прояснена вода обробляється озonom і подається на сорбційні фільтри з активованим вугіллям. Вторинне озонування перед сорбційними фільтрами сприяє біологічному окислюванню залишкових органічних забруднень при фільтруванні води через товщу вугільного завантаження. Потім утретє вводять озон, щоб знищити віруси і поліпшити органолептичні показники якості фільтрату. Перед РЧВ вода хлорується невеликими дозами гіпохлориту натрію для виключення вторинного забруднення в мережі.

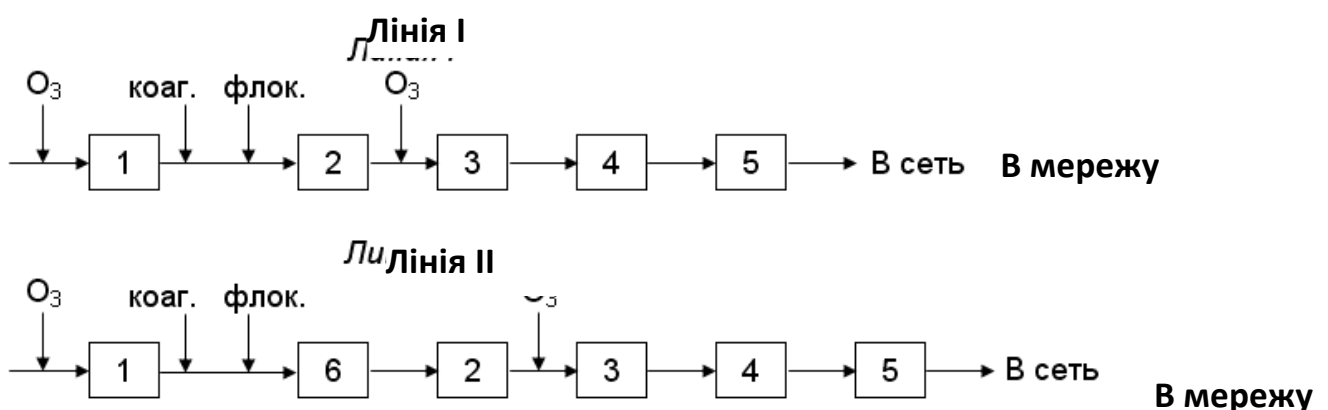
Застосування двоокису хлору для попереднього хлорування пояснюється прагненням запобігти утворенню хлороформу у воді. Доза двоокису хлору $\leq 4,7$ мг/л. Середня доза озону 3,8 мг/л, у тому числі для попереднього озонування – 0,8 мг/л. Для остаточного озонування доза визначається, виходячи з забезпечення залишкового озону на рівні 0,4 мг/л протягом 4 хв. Товщина завантаження у швидких фільтрах 1,4 м при середній крупності піску 1 мм. Швидкість фільтрування – 9 м/г.

Вугільні фільтри такі ж, як і швидкі, але товщина шару 1 м.

Водоочисна станція Морсан-сюр-Сен обладнана освітлювачами «Пульсатор» і «Суперпульсатор», піщаними і вугільними фільтрами. Вода озонується. «Суперпульсатор» відрізняється від «Пульсатора» тим, що в нижній частині його зони освітлення встановлені пластини з нахилом 60° і на відстані 300 мм одна від одної. Це дозволяє збільшити середню швидкість висхідного потоку в освітлювачі до 2,7 мм/с і за рахунок більш високого ефекту освітлення води підняти швидкість на піщаних фільтрах до 13 м/г.

Для попередження персоналу станції про залпове забруднення чи істотне погіршення якості річкової води в 5 км від водозабору вище за течією ріки встановлена контрольна автоматизована установка біотестування на основі поведження форелі в проточному лотку.

Принципова технологічна схема станції Анне-сюр-Марн приведена на рис. 34. Станція знаходиться на правому березі р. Марни в 30 км до сходу від міста. У ній 2 лінії.



- | | |
|-------------------------------|---------------------------------|
| 1 – розподільні камери; | 4 – РЧВ; |
| 2 – фільтри «Біокарбон»; | 5 – насосні станції II підйому; |
| 3 – камери змішання з озоном; | 6 – освітлювач «Флюорапід». |

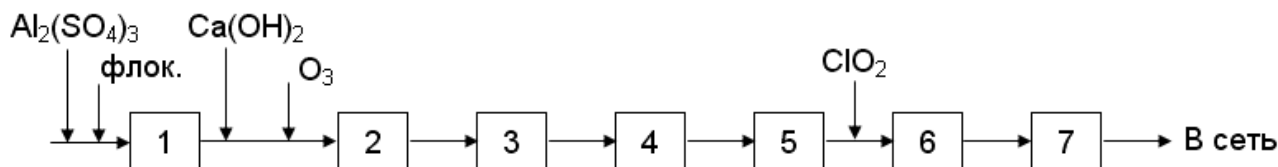
Рисунок 7.9 – Принципові технологічні схеми

станції Анне-сюр-Марн

Вода піддається попередньому озонуванню за рахунок озono-повітряної суміші з камер змішання з озоном. Потім вона змішується з коагулянтom і флокулянтom і подається в освітлювач зі зваженим осадом типу «Флюорapid», що відрізняється від традиційних освітлювачів тим, що для інтенсифікації освітлення в нього вводиться мелений кварцовий пісок, а в зоні освітлення встановлені тонкошарові модулі. Швидкість висхідного потоку в зоні освітлення 13 м/г.

З освітлювача вода надходить на швидкий фільтр типу «Біокарбон», завантажений гранульованим активованим вугіллям поверх шару кварцового піску. У вугільному завантаженні на висоті 40 см над шаром піску прокладені дірчасті труби, по яких на фільтр подається стиснене повітря, що зважує верхню частину слоя вугілля, на частках якого відбувається біохімічне окислювання органічних забруднень. Вода з частками забруднень, що відірвалися від вугільних зерен, рухається зверху вниз через нерухому частину двошарового завантаження, яке затримує ці забруднення. Швидкість фільтрування 8 м/г. Фільтрат незаражується озоном.

Цікаву схему має водопровідна очисна станція Ленг м Цюриха(Швейцарія) продуктивністю 250 тис.м³/доб. Її технологічна схема показана на рис. 35.



- | | |
|--------------------------------------|----------------------------------|
| 1 – фільтр I ступеню; | 5 – повільний піщаний фільтр; |
| 2 – контактна камера для озонування; | 6 – РЧВ; |
| 3 – вугільний фільтр II ступеню; | 7 – насосна станція III підйому. |
| 4 – насосна станція II підйому; | |

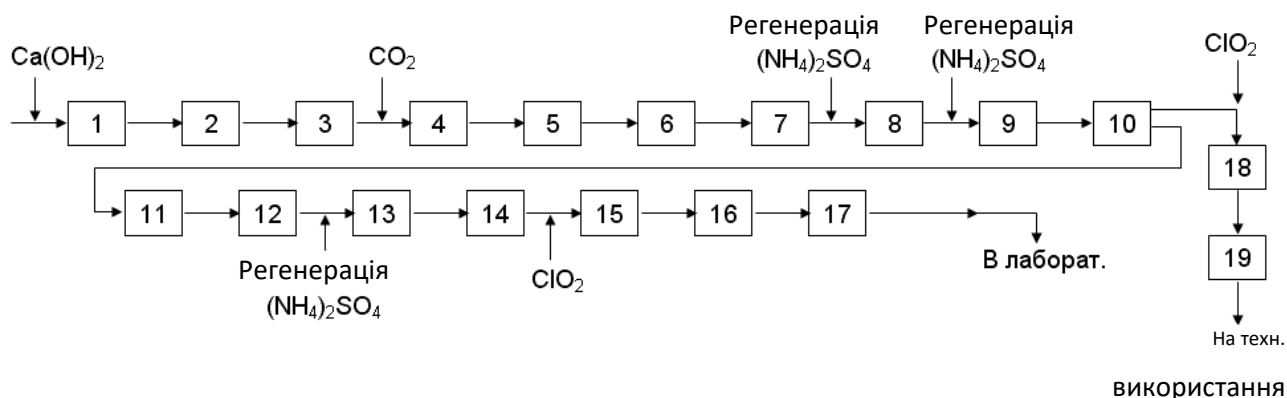
Рисунок 7.10 – Принципова технологічна схема станції Ленг

Фільтри I ступеню з двох- і тришаровим завантаженням із кварцового піску товщиною 700 мм, дробленого антрациту шаром 300 мм, шаром дробленої пемзи товщиною 400 мм.

Фільтри II ступеню з завантаженням шаром піску 500 мм і активованого вугілля товщиною 700 мм, щоб адсорбувати розчинені органічні забруднення. Швидкість фільтрування в них 24 м/г. Потім вода насосами подається на повільні фільтри, де відбувається її очищення від залишкових органічних речовин. Швидкість фільтрування в них 0,67 м/г. Фільтрат знезаражується двоокисом хлору (0,1 мг/л), що готується на місці.

Слід зазначити, що на більшості станцій міст Західної Європи технологічна схема, крім хімічної обробки, будується на основі подвійного-потрійного фільтрування (швидкі-повільні фільтри, швидкі-вугільні-повільні фільтри і т.п.). На водопровідних очисних спорудах Азії, Африки, Америки й Австралії більшість споруд будується за традиційною схемою одно- чи двоступінчастого очищення, але з одним фільтруванням.

Унікальною є експериментальна станція підготовки питної води з міських стічних вод на очисній станції Денвера (США). Продуктивність станції 3,8 тис.м³/доб. Технологічна схема цієї станції показана на рис. 36. Вихідна стічна рідина не піддається хлоруванню (щоб уникнути утворення токсичних хлорорганічних з'єднань), а обробляється вапном, і пройшовши змішувач і камеру пластівцеутворення з механічними мішалками, освітлюється у відстійнику і надходить у камеру рекарбонізації, куди уводиться вуглекислий газ для зниження рН, а потім – у буферний ставок для вирівнювання складу води, відкілья насосом подається на швидкий фільтр. Фільтрат потім проходить через селективний іонообмінний фільтр для видалення аміаку, який регенерується періодично на установці, де як побічний продукт одержують сульфат амонію. Потім вода надходить на сорбційний фільтр завантажений гранульованим активним вугіллям, регенерація якого здійснюється термічним способом у печі з киплячим шаром.



- | | |
|--------------------------------|-----------------------------------|
| 1 – змішувач; | 11 – озонаторна установка; |
| 2 – камера пластівцеутворення; | 12 – насос; |
| 3 – відстійник; | 13 – сорбційний фільтр; |
| 4 – камера рекарбонізації; | 14 – гіперфільтраційна установка; |
| 5 – буферний ставок; | 15 – аераційна колона; |
| 6 – насос; | 16 – контактна камера; |
| 7 – швидкий фільтр; | 17 – насос; |
| 8 – іонообмінний фільтр; | 18 – контактна камера; |
| 9 – сорбційний фільтр; | 19 – насос. |
| 10 – насосна станція; | |

**Рисунок 7.11 – Технологічна схема підготовки питної
води з міських стічних вод**

Після цього вода надходить на насосну станцію, де група насосів подає близько 90% загальної витрати в контактну камеру для знезаражування двоокисом хлору і наступного використання очищеної води на технічні потреби. Інша частина проходить через озонаторну установку, сорбційний фільтр другого ступеню, гіперфільтраційну установку, аераційну колону і контактну камеру, перед якою вводиться двоокис хлору.

Аналізуючи особливості систем водопідготовки в закордонних країнах, слід в першу чергу відзначити старанність попередньої обробки води з поверхневих джерел перед фільтруванням. Нерідко ця обробка починається з процесів самоочищення в прибережних (наливних) водоймищах, причому в ряді випадків вода піддається штучній аерації з метою інтенсифікації природного біологічного очищення і щоб уникнути надмірного розвитку водоростей.

Для видалення кольоровості попереднє хлорування заміняють озонуванням, щоб уникнути утворення токсичних хлорорганічних з'єднань (у I чергу хлороформу, віднесеного до канцерогенних речовин).

Для освітлення широко використовуються освітлювачі, горизонтальні відстійники і тонкошарові модулі. У Західній Європі широко використовувались повільні фільтри, які останнім часом заміняються сорбційними фільтрами з гранульованим активованим вугіллям (ГАВ).

Для поглиблення очищення води на деяких станціях застосовують двоступінчасте швидке фільтрування з попереднім фільтруванням на грубозернистих фільтрах.

Усе ширше використовується штучне поповнення запасів підземних вод, що є одним з ефективних і економічних методів підготовки питної води з поверхневих джерел.

Для знезаражування води використовується рідкий хлор, іноді в сполученні з аміаком, а також озон і двоокис хлору.

Водопровідні очисні споруди як елемент системи водопостачання повинні забезпечувати високу надійність, що за рубежем забезпечується виконанням розглянутих раніше заходів. Але для одержання надійних і економічних систем треба вміти оцінити надійність водопостачання чисельно.

В якості чисельного показника надійності може бути прийнятий комплексний показник – імовірність задоволення споживачів водою.

Для визначення чисельного значення цього показника необхідно знати закони розподілу наступних імовірностей:

- імовірності відмови кожної ячейки відповідного типу споруд P_i ,
- імовірності зниження подачі води в систему при настанні тої чи іншої відмови P_{yi} .

Перший тип імовірностей може бути отриманий на основі обробки статистичних матеріалів по аваріях на спорудах.

Для обчислення імовірностей другого типу необхідно встановити залежність технологічних параметрів, що визначають надійність роботи станції водопідготовки, від кількості споруд, що залишаються в роботі. Такі залежності можуть бути отримані на підставі аналізу використовуваних у даний час аналітичних залежностей, що описують основні технологічні параметри споруд.

При відомих значеннях P_i і P_{yi} технологічна надійність станції водопідготовки може бути оцінена по формулі:

$$E = W_{\phi} / W_p = 1 - \sum P_i P_{yi} ,$$

де E – імовірність задоволення споживачів водою;

W_{ϕ} – фактична кількість води, подана споживачу;

W_p – кількість води, необхідна для повного задоволення споживача;

P_i – імовірність відмовлення кожної i -ої ячейки відповідних споруд;

P_{yi} – імовірність зниження подачі води при відмовленні i -тої ячейки.

Аналітичний опис технологічних параметрів, що визначають надійність водопідготовки, може бути отримано на підставі розрахункових формул, використовуваних при проектуванні споруд для водопідготовки.

Методика оцінки технологічної надійності споруд для водопідготовки зводиться до наступного:

а) Зробити розрахунок вихідного варіанта відповідно до нормативних значень технологічних параметрів.

б) Для кожного типу споруд намітити основні параметри, що впливають на стійкість роботи споруд.

Основними факторами, що визначають надійність роботи станції водопідготовки, є:

- для змішувачів – сумарний час змішання в споруд і комунікаціях до камер пластівцеутворення чи освітлювачів;
- для камер пластівцеутворення – швидкості руху води в камерах і швидкості висхідного потоку;
- для відстійників – концентрація зважених речовин на виході з відстійника;
- для освітлювачів із шаром зваженого осаду – висота шару зваженого осаду і вміст зважених речовин у проясненій воді;
- для швидких фільтрів – час захисної дії і час досягнення граничної втрати напору.

в) Визначити значення необхідних параметрів при різних кількостях працюючих споруд.

г) Побудувати графіки залежності розглянутих параметрів Π від кількості працюючих споруд $\Pi=f(n_i)$.

д) Установити граничні умови, що визначають стійкість роботи відповідного типу споруд.

е) По графіках $\Pi=f(n_i)$ з урахуванням граничних умов визначити допустиму кількість однотипних споруд, що відключаються.

ж) Виходячи з допустимої кількості відключення однотипних споруд, розрахувати значення показників якості води після відповідних споруд.

з) Зробити коректування параметрів наступних споруд з урахуванням можливого погіршення значення показників якості води, що надходить на них, і

при необхідності уточнити допустиму кількість однотипних споруд, що відключаються.

і) Визначити імовірність безвідмовної подачі станції водопідготовки $P_{см}$ з урахуванням імовірності відключення частини споруд.

к) Зіставити значення $P_{см}$ з необхідною імовірністю безвідмовної подачі $P_{тр}$ і при необхідності скорегувати допустиму кількість споруд, що відключаються.

л) Скласти таблицю допустимих експлуатаційних режимів для кожного типу споруд станції водопідготовки.

Розрахунки для типових схем станцій підготовки показують, що допустиме відключення окремих споруд в аварійній ситуації складає:

- для змішувачів – 30-50%;
- для камер пластівцеутворення – 20-30%;
- для відстійників – 7%;
- для швидких фільтрів – 20%.

Основними елементами в системі водопідготовки, що вимагають підвищення надійності є:

- розподільна система освітлювачів, включаючи систему формування нижньої межі зваженого шару;
- склад фільтруючого завантаження швидких фільтрів;
- процес освітлення води у відстійниках.

Характер залежностей $\Pi=f(n)$ приведено на рис.37-43. Вони отримані при збереженні розрахункової продуктивності постійною незалежно від кількості працюючих споруд $Q_p=\text{const}$.

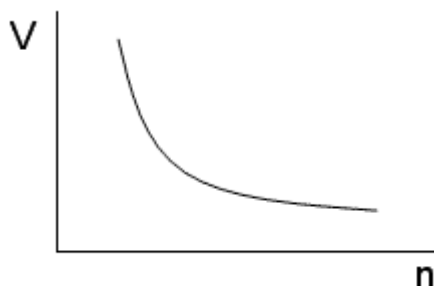


Рисунок 7.12 – Залежність швидкостей в лотках від числа працюючих споруд при $Q_p=\text{const}$

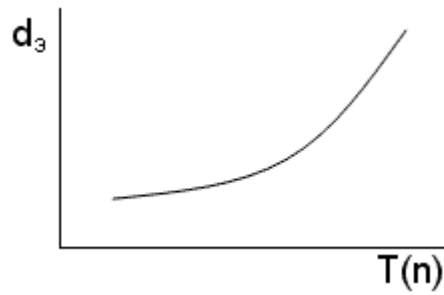


Рисунок 7.13 – Залежність крупності пластівців коагулянту d_3 від часу коагуляції чи від числа працюючих камер пластівцеутворення

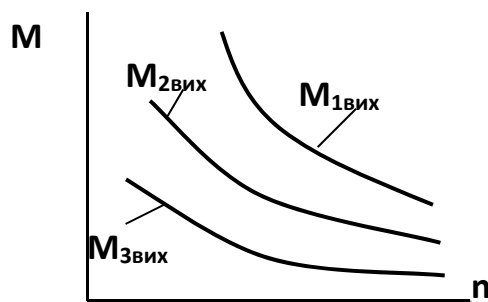


Рисунок 7.14 – Залежність вмісту зважених речовин на виході з відстійника чи освітлювача від числа працюючих освітлювачів

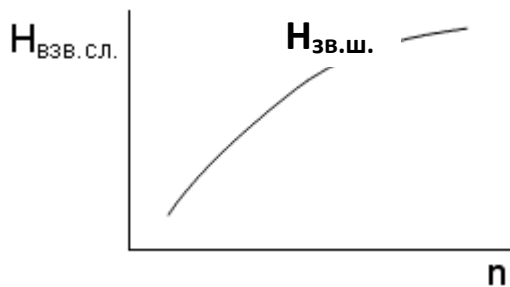
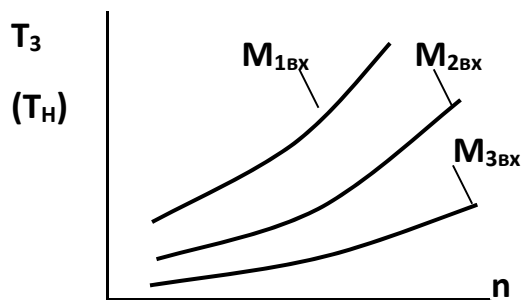


Рисунок 7.15 – Залежність висоти зваженого шару від числа



працюючих освітлювачів

$M_{1вх}, M_{2вх}, M_{3вх}$ – каламутність на вході у фільтр

Рисунок 7.16 – Залежність часу захисної дії фільтра чи граничних втрат напору від числа працюючих швидких фільтрів

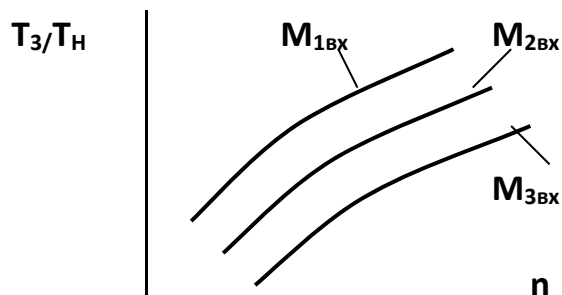


Рисунок 7.17 – Залежність співвідношення часу захисної дії і часу досягнення граничної втрати напору на швидких фільтрах від кількості працюючих фільтрів

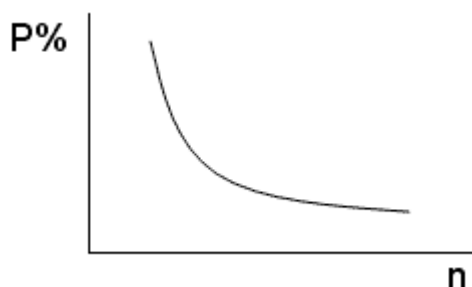


Рисунок 7.18 – Залежність витрати води на промивання швидких фільтрів у % від їхньої кількості

Якщо рівень необхідної надійності буде заданий наперед, то можна визначити, яка кількість споруд того чи іншого типу здатна її забезпечити.

При нормальному розвитку міста рано чи пізно виникає необхідність розширення існуючих водопровідних станцій. Максимальна пропускна здатність існуючої очисної станції визначається найменшою з можливих пропускних здібностей споруд, що входять до складу станції.

Для визначення $Q_{i\text{ макс}}$ треба для кожного типу споруд, що входять у схему очисної станції, проаналізувати множину максимальних витрат Q_{in} витрат, які здатні пропустити окремі споруди. Максимально можлива витрата однієї споруди визначається виходячи з максимальних (мінімальних) нормативних характеристик, які допускаються для її окремих елементів. Наприклад, пропускна здатність вертикального змішувача залежить від площі

горизонтального перетину у верхній його частині і швидкості води в ній, від сумарної площі отворів у збірному лотку, що впливає на рівень води в змішувачі, і від глибини води в збірному лотку.

За умови належного відводу води максимальна витрата, що пропустить змішувач буде дорівнює:

$$Q_1 = f_v V_{v.макс} ,$$

де f_v – площа горизонтального перетину верхньої частини змішувача;

$V_{v.макс}$ – максимальна припустима швидкість води у верхній частині змішувача.

Максимальна витрата, що пропустять отвори в лотку змішувача можна знайти з наступних міркувань. Втрати напору в отворах:

$$h = \sum \zeta \frac{V^2}{2g} = \frac{16Q_2^2 n_{отв} \zeta}{\pi^2 d_{отв}^4} ,$$

де $n_{отв}$ – кількість отворів у лотку;

$d_{отв}$ – діаметр отвору;

Q_2 – витрата води через всі отвори.

Тоді, якщо допустити втрати в отворах рівними h_1 , витрата через них повинна бути:

$$Q_2 = \pi d_{отв}^2 \sqrt{\frac{h_1}{16\zeta n_{отв}}} .$$

Максимальна витрата, яку може відвести лоток, визначається за формулою:

$$Q_3 = b \cdot h_2 \cdot V_l ,$$

де b – ширина лотка;

h_2 – допустима глибина потоку в лотку;

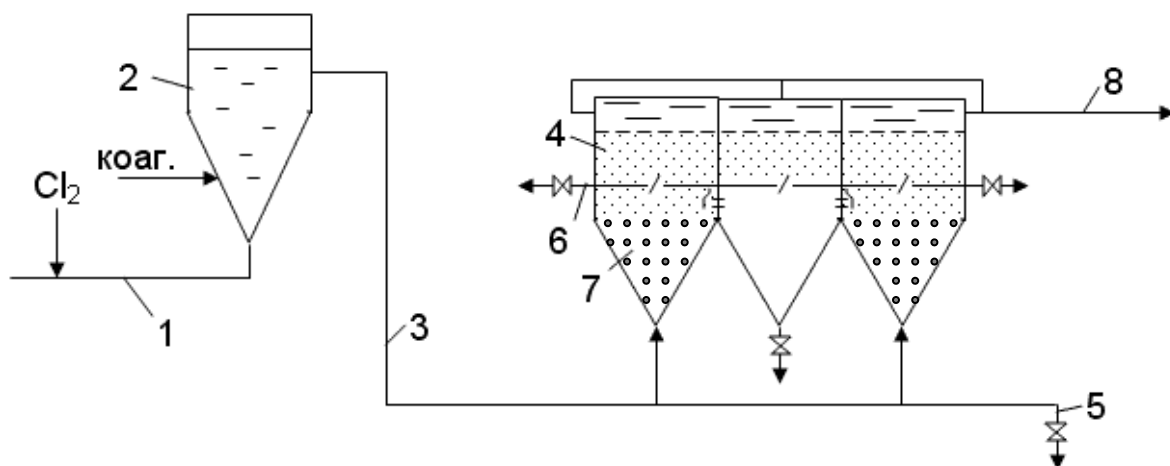
V_l – швидкість води в лотку.

З отриманих витрат Q_1-Q_3 у якості $Q_{i \text{ макс}}$ приймається той, який пропускають всі елементи, що аналізувались. Потім аналізуються всі $Q_{i \text{ макс}}$ для всіх типів споруд і в якості $Q_{\text{макс.ст}}$ приймається та витрата, яку здатні пропустити всі типи споруд.

Якщо максимальна пропускна можливість споруд недостатня, її можна підвищити за рахунок реконструкції окремих типів споруд (тих, котрі обмежують пропускну здатність станції). Наприклад, заміна кварцового піску у фільтрах на нові фільтруючі завантаження з більшою пористістю і більш високим коефіцієнтом форми зерен забезпечує більш високі технологічні показники. В оптимальному режимі при однакових швидкостях фільтрування і товщині шарів керамзитове завантаження має тривалість фільтроциклу на 30% більшу в порівнянні з піщаною, а дроблений керамзит збільшує тривалість фільтроциклу ще на 25%. Доцільно також використовувати двошарові завантаження: антрацит-пісок і т.п.

Для поліпшення відновлення фільтруючої здатності завантаження використовують різні способи інтенсифікації такі, як: водоповітряне промивання з низьким відводом промивної води, додаткове поверхнєве промивання, промивання зануреними струменями, пульсуюче промивання, промивання з інтенсивністю, яка по площі фільтра, і т.п.

На станціях з освітлювачами зі зваженим осадом коридорного типу можна підвищити їхню продуктивність, фільтруючи частину води після зваженого шару через шар завантаження, що плаває. При цьому схема переустаткування освітлювача буде мати вигляд, який показано на рис. 44.



- 1 – подача сирової води;
- 2 – змішувач;
- 3 – трубопровід, що подає воду в освітлювач на освітлення;
- 4 – шар пінополістирола;
- 5 – трубопровід, що відводить промивну воду при промиванні;
- 6 – додаткова дренажна система;
- 7 – зважений шар.

Рисунок 7.19 – Переустаткування освітлювача в освітлювач з фільтром

На освітлення вода подається по трубопроводу 3. В освітлювачі вона спочатку проходить знизу нагору через шар зваженого осаду, а потім шар пінополістиролу крупністю гранул 0,5-2,0 мм із товщиною шару не менше 0,5 мм. Прояснена вода з надфільтрового простору по трубопроводу 8 подається споживачу. Пінополістирол утримується спеціально встановленими ґратами вище осадкоприймальних вікон. Для можливості промивання пінополістиролу вище верхньої межі зваженого шару, але нижче пінополістиролу на величину, що допускає його розширення при промиванні, монтується додаткова дренажна система 6.

Коли пінополістирол вичерпає свою затримуючу здатність по напору чи по захисній дії, завантаження промивається відкриттям засувки на трубопроводі 5, що скидає промивну воду в каналізацію. При цьому відвід фільтрованої води в коридор припиниться. Аналогічно можуть переобладнувати швидкі фільтри у фільтри з завантаженням, що плаває.

Становить інтерес освітлювач зі зваженим осадом «Флюорапід», у якому для інтенсифікації освітлення вводиться мелений кварцовий пісок, а в зоні освітлення встановлені тонкошарові модулі. Швидкість висхідного потоку в зоні освітлення складає 13 м/г.

Для інтенсифікації процесів відстоювання можна рекомендувати встановити в них тонкошарові пакети з віконного скла чи пластмаси (напівтверда полівінілхлоридна плівка товщиною 0,4-0,6 мм).

Питання для повторювання

1. З яких основних елементів складається водоочисна станція?
2. Чим відрізняється технологія очистки води за кордоном від очисних технологій в нашій країні?

3. Яким методом здійснюється знешкодження важкоокислюємих органічних сполук ?
4. Які особливості має метод біотестування?
5. В чому полягає оригінальність схеми очищення підземних вод від метану на станції Ебелхолт?
6. В чому полягає унікальність експериментальної станції підготовки питної води з міських стічних вод на очисній станції Денвера (США)?
7. Для чого при видалення кольоровості води попереднє хлорування замінюють озонуванням?

Тема 8. Вдосконалення відведення та очистки поверхневого стоку

1. Задачі реконструкції споруд водовідведення.
2. Резервуари для регулювання витрат дощових стічних вод
3. Реконструкція повної роздільної системи в напівроздільну.

I. Задачі реконструкції. У зв'язку із значним зростанням кількості нових міст, селищ та розширенням існуючих населених пунктів і промислових підприємств, інтенсифікацією роботи автомобільного транспорту, широким застосуванням хімічних добрив, отрутохімікатів, виникає загроза погіршення санітарного стану водойм. Багато річок і великих рік вже набули неприпустимого забруднення і вимагають невідкладних заходів щодо попередження їх подальшого забруднення .

Одним із таких заходів може бути реконструкція системи водовідведення з очищення всього або найбільш забрудненої частини поверхневого стоку.

Державні будівельні норми вимагають очищення не менше 70 % поверхневого стоку. Розглянемо можливі шляхи реконструкції різних систем водовідведення.

Найбільш поширеною системою є повна роздільна, за якою господарсько-фекальні стічні води збираються у каналізаційну мережу і транспортуються на очисні споруди, а поверхневі стоки стікають у так звану "зливову" каналізацію і далі скидаються найкоротшим шляхом у водойму.

При реконструкції повної роздільної системи можливі декілька шляхів.

1. Влаштування локальних очисних споруд на всіх або найбільших випусках дощової мережі. При цьому дрібні дощові каналізації доцільно поєднати на один випуск. Вважаючи на специфіку забруднень і відносно велику кількість випусків, доцільно проектувати лише механічне очищення поверхневого стоку, а саме пісколовки та відстійники.

Будь яке обладнання може бути періодичної або безперервної дії. Виходячи із періодичності випадіння дощів, здавалося б доцільним

проектувати споруди періодичної дії. Але при цьому споруди були б дуже великих розмірів. В умовах обмеженості вільних площ у великих містах, проєктують споруди безперервної дії.

Споруди безперервної дії, особливо відстійники, вельми чутливі до коливання витрати стічних вод. Досвід експлуатації відстійників у м. Москва показав, що іноді вода після відстійників буває гіршої якості, ніж на вході. Це пояснюється розмиванням накопиченого у споруді осаду при зміні гідравлічного режиму.

Отже, виникає необхідність регулювання дощового стоку, що подається на очисні споруди дощової каналізації. Це досягається влаштуванням регулюючих резервуарів.

2.Регулюючі резервуари.

Регулюючі резервуари в залежності від призначення можуть розташовуватись або окремо перед насосними станціями або довгими колекторами, або в комплексі очисних споруд. Перший варіант приймається для зменшення діаметрів, другий – для забезпечення рівномірної подачі стічних вод на очисні споруди.

Доцільно перед регулюючими резервуарами влаштовувати додаткову розподільчу камеру типу зливоскиду для скидання у водойму чистого дощового стоку під час злив. За допомогою цього заходу можна значно зменшити об'єм регулюючого резервуара.

Регулюючий резервуар може збирати або весь дощовий стік, або його частку. Перший варіант значно гірший, бо дощовий стік малої інтенсивності буде замулювати ємність. Тому доцільно резервуари проєктувати таким чином, щоб малі витрати пропускалися повз резервуар.

Найчастіше застосовуються 3 схеми компоновання регулюючих резервуарів.

Схема а. На дощовому колекторі влаштовується зливоспуск за типом загально –сплавної системи, що розподіляє стік на 2 потоки. Більша частина переливається в резервуар, а менша проходить повз резервуар трубою малого діаметра на очисні споруди. Із резервуара вода зливається самопливом у колектор. Ця схема можлива за умовою, що існує значний перепад позначок між гребенем водозливу і точкою приєднання випускної труби до колектора. Ця величина має бути не меншою глибини резервуара.

Схема “б” аналогічна схемі “а”, але не вимагає великого перепаду висот. Вода із регулюючого резервуара перекачується в загальносплавний колектор насосом.

За кордоном найчастіше використовується схема “в”. Труба в резервуарі переходить у відкритий лоток. Нижня частина резервуара виконана у

вигляді лотків, що розташовані ступінчасто. Крім того, всі лотки мають повздовжній ухил до випуску, що забезпечує зливання осадків при припиненні дощу.

Досить складним є визначення об'єму регулюючого резервуара.

На будь-якій ділянці витрата дощового стоку зазвичай швидко зростає і досягає максимуму, а потім зменшується до повного припинення стікання. Максимум витрати відповідає розрахунковій тривалості дощу. Тривалість протікання максимальної витрати мала, тому доцільно скидати пікові витрати в спеціальні регулюючі резервуари.

Ємність регулюючого резервуара визначають, виходячи із графіку притоку та спливання води.

Розглянемо гідрограф стоку. Максимальна витрата Q_{\max} відповідає розрахунковій тривалості дощу T . Площа гідрографу – це об'єм дощового стоку за час випадання дощу.

Якщо прийняти витрату, що йде повз резервуар або не заповнює його, Q' , то об'єму резервуара буде відповідати площа верхньої частини гідрографу.

Загальний вигляд формули для визначення об'єму резервуара має вигляд:

$$W = K Q_{\max} T$$

де K - коефіцієнт об'єму регулюючого резервуара.

Для пояснення цієї формули введемо умовний гідрограф у вигляді рівнобедерного трикутника.

$$\text{Позначимо } Q_{\max} = a; \quad T = b \quad \frac{x}{a} = \alpha$$

$$q_p = x \quad t = y$$

$$S = a \cdot b \quad \frac{x}{a} = \alpha \quad x = a \cdot \alpha$$

$$S = (a - x) \cdot y; \quad \frac{a - x}{x} = \frac{y}{b}; \quad y = \frac{a - x}{a} \cdot b = (1 - \alpha) \cdot b$$

$$S_p = (a - x) \cdot y = (1 - \alpha)(a - x) \cdot b = (1 - \alpha)(a - a\alpha) \cdot b = a \cdot b(1 - \alpha)^2$$

$$W_p = Q_{\max} \cdot T \cdot (1 - \alpha)^2 = Q_{\max} \cdot T \cdot K$$

Реальна картина значно складніша.

Якщо прийняти модель дощу за методом граничної інтенсивності, а приростання площі рівномірним $f = \frac{t}{T}$, то на будь якій ділянці наростання дощу гідрограф буде мати таку формулу :

$$Q' = Q_{\max} \left(\frac{t}{T} \right)^{1-n}$$

дійсно налогічно можна довести, що на садаючій гілці

$$Q^n = Q_{\max} \left[\left(\frac{t}{T} \right)^n - \left(\frac{t}{T} - 1 \right)^n \right]$$

Розрахункові схеми виглядають таким чином

Робоча ємність резервуара визначається верхньою частиною гідрографу стоку, що обмежена знизу лінією, яка відповідає витраті, що йде повз резервуар на очистні споруди, або витраті, що витікає з резервуара.

Відношення між витратою Q_p , що йде повз резервуар, і максимальною витратою Q_{\max} , називається коефіцієнтом регулювання

$$\alpha = \frac{Q_p}{Q_{\max}}$$

Витрати спорожнення резервуара трубами малих діаметрів описуються формулами

$$\text{при } t < T_p \quad Q_{\text{вум}} = \alpha \cdot Q_{\max} \left(\frac{t}{T} \right)^{2-n}$$

$$\text{при } t \geq T \quad Q_{\text{вум}} = \alpha \cdot Q_{\max} \sqrt{\left(\frac{t}{T} \right)^{2-n} - \left(\frac{t}{T} - 1 \right)^{2-n}}$$

Ці формули достатньо громіздкі, тому запропонована простіша формула

$$W = Q \cdot T \cdot K$$

де K - коефіцієнт об'єму регулюючого резервуара.

$$K = f(\alpha_{1n} \cdot \alpha_{on})$$

де α_{on} - коефіцієнт регулювання спорожнення

$$\alpha_{on} = \frac{Q_{on}}{Q_{max} - Q_P}$$

Зазвичай величиною α_{on} задаються, а вже потім визначають витрату спорожнення Q_{on} і призначають діаметр труби спорожнення.

Для варіантів "б" і "в" коефіцієнт регулювання спорожнення приймають рівним коефіцієнту розподілу для напівроздільної системи водовідведення

$$\alpha_{on} = K_{div}$$

При конструюванні регулюючих резервуарів слід враховувати, що через періодичність роботи дощовий стік буде частково освітлюватись з випадінням завислих речовин в осадок.

Регулюючі резервуари проєктують відкритими або закритими.

Відкриті резервуари або ставки простіші за конструкцією і зручніші в експлуатації. Видалення з них осаду передбачається періодично в період відсутності дощів, для чого влаштовують спеціальні заїзди для бульдозерів та автомобілів. Однак відкриті резервуари слід розташовувати за межами житлової забудови.

Закриті резервуари складніші в спорудженні та експлуатації, вимагають спеціальних технічних рішень для видалення осадків. Найкращим варіантом є ступінчасте розташування лотків за висотою, що забезпечує хороше змивання осадків. При насосному перекачуванні слід передбачити промивний трубопровід. Закриті резервуари повинні мати надійну вентиляцію. Крім того, резервуари мають бути захищеними від переповнювання, для цього в верхній частині влаштовують переливний трубопровід.

3. Реконструкція повної роздільної системи водовідведення в напівроздільну. Реконструкція повної роздільної системи в напівроздільну потребує вирішення цілого комплексу задач:

1. Влаштування розподільчих камер на випусках дощової каналізації
2. Збільшення пропускної спроможності колекторів фекальної каналізації
3. Збільшення продуктивності насосних станцій на мережі
4. Збільшення продуктивності очисних споруд

Третій пункт – збільшення продуктивності насосних станцій, - вирішується відносно легко: або підключенням резервних насосів, або заміною насосних агрегатів на більш потужні. Об'єм приймального резервуара при цьому змінювати не має потреби, бо в практиці проєктування його приймають з деяким запасом.

Пункт четвертий – збільшення продуктивності очисних споруд, - буде розглядатися в подальшому в спеціальних розділах.

Зупинимось подрібніше на першому та другому пунктах.

Збільшення пропускної спроможності колекторів фекальної каналізації. Господарсько – побутову каналізацію проєктують на неповне заповнювання. Тому першим, найбільш природнім, кроком є перевірка, чи зможе даний колектор пропустити сумарну витрату стічних вод: господарсько – фекальних і від граничного дощу, при повному заповнюванні. Для труб великих діаметрів (800 мм і більше), що працюють із наповнюванням 0,5...0,6, такий варіант часто буває можливим. Для труб меншого діаметра коливання витрати при зміні наповнювання будуть значно меншими. Тому додаткові великі витрати (від граничного дощу) вони прийняти не спроможні.

Тут можливі два варіанти:

1. Перекладання нового колектора більшого діаметра
2. Прокладання додаткового розвантажувального колектора для забрудненого дощового стоку

Перший варіант приймають в разі сильно зношених труб, які потребують обов'язкової заміни.

Другий варіант кращий за перший, бо, по – перше, використовується уже існуюча мережа; по – друге, менший об'єм земляних робіт; по – третє, є можливість плавної зміни навантаження на очисні споруди за рахунок влаштування регулюючого резервуара на розвантажувальному колекторі.

Розподільчі камери. Зливоспуски та розподільчі камери, що влаштовують на дощовій мережі напіврозподільної системи каналізації, служать для відокремлення із загального потоку частки, яка перевищує граничний дощ, і скидання її у водойму або в регулюючий резервуар.

Всі розподільчі камери (РК) можна поділити на дві великі групи:

1. водозливами різної конфігурації
2. камери типу донного зливу

Розрахунок РК з водозливами базується на відомій формулі:

$$Q = \omega \cdot \mu \sqrt{2gH}$$

Конкретно для водозливів

$$Q_{СК} = \mu \cdot l \cdot H^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{2g}$$

де $Q_{СК}$ - витрата, що скидається водозливом, м³/с;

H - розрахунковий напір над гребенем водозливу, м;

l - довжина водозливу, м.

Діаметр труби на вході в розподільчу камеру D_1 приймають, виходячи із повної витрати дощового стоку. Діаметр труби, що приєднується до головного колектора D_2 – із витрати, що відповідає граничному дощу Q_{ep} . Тоді діаметр зливоскиду D_3 слід приймати, виходячи із витрати $Q_{CK} = Q - Q_{ep}$, але часто приймають $D_3 = D_1$.

Висота гребеня повинна бути такого, щоб не пропускати витрату від граничного дощу Q_{ep} .

$$h_{ep} = h_2 + \zeta_{ex} \frac{V_2^2}{2g};$$

де h_2, V_2 - глибина і швидкість потоку в трубі діаметром D_2 при витраті Q_{ep} ; $\zeta = 0,5$ – коефіцієнт місцевих опорів.

Напір над гребінем водозливу

$$H = h_1 - h_{ep}$$

де h_1 - глибина потоку в трубі діаметром D_1 при повній витраті Q .

Позначку шелиги зливоспуску (D_3) приймають нижче гребіння водозливу на величину

$$h_3 = \zeta \frac{V_3^2}{2g}$$

Коефіцієнт витрати μ приймають:

$$\mu = 0,38 + \frac{\mu}{h_{ep}}$$

для схем "а" і "б" -

$$\text{"в" – при } \frac{Q_{CK}}{Q} \leq 0,5 \quad \mu = 0,7 \cdot \left(\frac{Q_{CK}}{Q} \right)^{0,5}$$

$$\text{– при } \frac{Q_{CK}}{Q} \geq 0,5 \quad \mu = 0,48$$

$$\text{"г" - } R = (1,5 \dots 2) \cdot D_1 \quad \left(l \geq 0,5 \cdot \pi \cdot R \right)$$

$$\mu = 0,43 + 1,2 \exp \left(- \frac{17,95 \cdot Q}{D^{2,5} \sqrt{g}} \right)$$

$$\text{на першому повороті } D = D_1; \quad Q = Q$$

$$\text{на другому повороті } D = 0,5 \cdot (D_1 + D_3); \quad Q = Q - Q_{CK(1)}$$

$$\text{"е" } \mu = 5,5 \cdot \left(\frac{Q_{ep}}{Q} \right)^{0,55} \quad \left(\frac{D_1}{l} \right)^{1,5}$$

$$\begin{aligned}
 \text{"д"} \quad \text{при } Q \leq 0,6 \text{ м}^3/\text{с} & \quad \mu = 0,46 \\
 0,6 < Q \leq 1 \text{ м}^3/\text{с} & \quad 0,46 \geq \mu \geq 0,42 \\
 Q > 1 \text{ м}^3/\text{с} & \quad \mu = 0,415 ; \\
 & \quad l = D_1
 \end{aligned}$$

Розрахунок розподільчої камери донного зливу зводиться до визначення висоти перепаду h_0 , ширини щілини "а", та розмірів інших конструктивних елементів, які забезпечують скидання у водойму витрати, що перевищує витрату граничного дощу Q_{ep} .

В основу роботи цих камер закладений принцип зміни дальності польоту струмини при зміні витрати. При витратах менших, ніж граничний дощ ($Q \leq Q_{ep}$) весь стік надходить в лоток, перехоплюючий трубопровід і далі в головний загально - сплавний колектор.

При певній витраті $Q > Q_{ep}$ дальність польоту струмини така, що весь стік перелітає через донну щілину або стінку.

В камерах з розподільчою стінкою і отвором частина потоку, що перелетіла через стінку, повертається у перехоплюючий колектор через отвір.

Вода надходить у камеру прямокутним лотком шириною $b = D_1$.

Перед перепадам утворюється критична глибина

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

Висота перепаду h_0 (різниця позначок для лотків до і після перепаду)

$$h_0 = \sqrt{\frac{1,5 \cdot h_{кр}}{\cos^2 \beta}}$$

$$\cos \beta = \frac{Q - 2Q_{ep}}{Q}$$

підставляючи $\cos \beta$, отримуємо

$$h_0 = \frac{6h_{кр} \cdot Q_{ep} (Q - Q_{ep})}{(Q - 2Q_{ep})^2}$$

Ширина щілини "а"

$$a = l_{cmp} + 0,5t$$

де l_{cmp} – довжина відльоту струмини за її віссю

$$l = 1,41 \cdot h_{кр}^{ep} \sqrt{0,3 + \frac{h_0}{h_{кр}^{ep}}}$$

$h_{кр}^{ep}$ - критична глибина потоку, визначена для граничного дощу Q_{ep} .

t – проекція товщини струмини на горизонтальну площину

$$t = \frac{Q}{b\sqrt{2gh_o}}$$

При визначенні витрати дощових вод, що відводиться на очистку, припускається, що при всіх витратах $Q > Q_{ep}$ на очистку направляється постійна витрата Q_{ep} . Фактично ж ця витрата змінюється. Дослідження показали, що витрата, яка відводиться на очисні споруди $\bar{\delta}^{oa}$, суттєво змінюється в залежності від конструкції камери і прийнятого коефіцієнту розподілу K_{div} .

Найбільше відхилення витрати, що відводиться на очистку $\bar{\delta}^{oa}$ від теоретичної Q_{ep} у розподільчих камер з водозливами.

У камер донного типу $\bar{\delta}^{oa}$ близька до Q_{ep} в широкому діапазоні K_{div} .

Питання для повторювання

1. Які задачі вирішують під час реконструкції споруд водовідведення?
2. Які заходи застосовують для удосконалення роботи повної роздільної системи водовідведення?
3. З якою метою влаштовують регулюючі резервуари?
4. Яким чином здійснюється реконструкція повної роздільної системи водовідведення в напівроздільну?
5. Яким чином здійснюється збільшення пропускної спроможності колекторів господарсько – побутової системи водовідведення?
6. З якою метою влаштовують зливоспуски та розподільчі камери на дощовій мережі?

