

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

**Факультет інженерних систем та екології**

**Кафедра водопостачання та водовідведення**

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри  
водопостачання та водовідведення  
\_\_\_\_\_ Віктор ХОРУЖИЙ  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2025 року

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**здобувача ступеня вищої освіти «бакалавр»**

на тему Водопостачання міста з розробкою руслового водозабору

Галузь знань:

19 «Архітектура та будівництво»

Спеціальність:

192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітньо-професійна програма:

«Водопостачання та водовідведення»

IV курс, група ВВ-21

Здобувач:

Толмачова Т. Ю.

(прізвище та ініціали)

Керівник

Аргатенко Т. В.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

\_\_\_\_\_  
( підпис)

\_\_\_\_\_  
( підпис)

\_\_\_\_\_  
( підпис)

\_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: інженерних систем та екології

Кафедра: водопостачання та водовідведення

Ступінь вищої освіти: бакалавр

Рівень вищої освіти: перший (бакалавр)

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма: «Водопостачання та водовідведення»

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри

водопостачання та водовідведення

\_\_\_\_\_ Віктор ХОРУЖИЙ

« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2025 року

**ЗАВДАННЯ  
НА ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ  
Здобувача ступеня вищої освіти «бакалавр»**

Здобувачка: Толмачова Тетяна Юріївна

1. Тема кваліфікаційної роботи: водопостачання міста з розробкою руслового водозабору

Керівник роботи: Аргатенко Тетяна Вікторівна, к.т.н., доцент

Затверджені наказом КНУБА № 424/24/25 від «24» \_\_\_\_ 03 \_\_\_\_ 2025 року

2. Термін подання здобувачем роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані: Водопостачання за допомогою руслового водозабору здійснюється в місто з населенням 40 000 осіб в кліматичному районі південного берегу Криму і охорона навколишнього середовища в зоні руслового водозабору. Вода проходить через очисну станцію, де проходить очистку реагентами: газоподібний хлор, вапняне молоко, поліакриламід і коагулянт. Також схема санітарно технічного обладнання постачання води. Технологія будівельного виробництва для двох резервуарів чистої води ємністю 4 000 м<sup>3</sup> кожен. І собівартість води, враховуючи заробітню плату працівникам, ціни на реагенти, амортизацію і електроенергію.

4. Перелік розділів основної частини кваліфікаційної роботи:

- Р.1. Водопостачання населеного міста
- Р.2. Санітарно-технічне обладнання будівель
- Р.3. Технологія будівельного виробництва
- Р.4. Охорона навколишнього середовища
- Р.5. Визначення собівартості

5. Графічний матеріал за розділами

- Р.1. План водопровідної мережі, графік п'єзометричних напорів, схема та креслення елементів водозабірної мережі, технологічна схема водопідготовки
- Р.2. Плани типового поверху та підпілля, аксонометрична схема В1, В2 та Т3
- Р.3. Схема розробки будівлі та руху кранів під час монтажу,
- Р.4. Зони санітарної охорони водозабірних споруд
- Р.5. -

6. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1	25.05.2025
Розділ 2	30.05.2025
Розділ 3	05.06.2025
Розділ 4	06.06.2025
Розділ 5	10.06.2025
Остаточне оформлення роботи	15.06.2025
Направлення роботи для перевірки на плагіат	16.06.2025
Попередній захист роботи на кафедрі	-
Направлення роботи на рецензування	19.06.2025

7. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи:

Розділ	ПІБ та посада консультанта	Перевірив	
		дата	підпис
Розділ 1			
Розділ 2			
Розділ 3	Чебанов Т. Л.		
Розділ 4			
Розділ 5			

8. Дата видачі завдання 10.05.2025

Керівник \_\_\_\_\_ Тетяна АРГАТЕНКО  
( підпис ) ( власне ім'я та прізвище )

Здобувач \_\_\_\_\_ Тетяна ТОЛМАЧОВА  
( підпис ) ( власне ім'я та прізвище )

<b>РЕЗЮМЕ (SUMMARY)</b> до атестаційної випускної роботи здобувача:	(ПІБ здобувача українською та англійською) Толмачова Тетяна Юріївна Tolmachova Tetiana		
ЗВО	Київський національний університет будівництва і архітектури		
Тема (українською та англійською)	Водопостачання міста з розробкою руслового водозабору City water supply with the development of a riverbed water intake		
Освітній ступінь	бакалавр		
Факультет	інженерних систем та екології		
Випускова кафедра	водопостачання та водовідведення		
Спеціальність	192 – Будівництво та цивільна інженерія		
Освітня програма	Водопостачання та водовідведення		
Керівник	Аргатенко Тетяна Вікторівна		
Обсяг роботи:	пояснювальна записка, стор.	розділів	креслень формату А1
	115	5	5
Розділ 1	Розрахунок водопостачання в місто, водозабірної та очисної споруд, розрахунок насосної станції II підйому		
Розділ 2	Розрахунок санітарно технічного обладнання в типовому будинку		
Розділ 3	Технологія будівельного виробництва двох резервуарів чистої води ємністю 4 000 м <sup>3</sup>		
Розділ 4	Охорона навколишнього середовища для водозабірної споруди		
Розділ 5	Собівартість постачання одного метра кубічного води		
Висновки по роботі:	Було виконано розробка водозабірної і очисної споруд, насосної станції, розраховано водопостачання води, прокладені мережі трубопроводів. Визначена собівартість води		
Ключові слова:	Система водопостачання, елементи руслового водозабору, технологія будівництва, собівартість води		
Keywords:	water supply system, elements of riverbed, construction technology, water cost estimation		

Керівник \_\_\_\_\_ Тетяна АРГАТЕНКО  
( підпис ) ( власне ім'я та прізвище )

Здобувач \_\_\_\_\_ Тетяна ТОЛМАЧОВА  
( підпис ) ( власне ім'я та прізвище )

“ ” \_\_\_\_\_ 2025 р.

# Зміст

Вступ.....	6
Розділ I. Водопостачання населеного міста .....	7
1.1. Визначення розрахункових добових витрат води .....	9
1.2. Мережі водопостачання .....	15
1.3. Водозабірні споруди.....	35
1.4. Очисні споруди водопостачання.....	48
1.5 Насосна станція II підйому .....	65
Розділ II. Санітарно-технічне обладнання будівлі.....	74
Розділ III Технологія будівельного виробництва .....	89
Розділ IV Охорона навколишнього середовища.....	103
Розділ V Визначення собівартості.....	105
Висновки .....	114
Джерела .....	115

## Вступ

В даній роботі розроблено систему водопостачання для міста з населенням 40 000 осіб на основі використання поверхневого джерела (річка). Спроектовано розподільчу водопровідну мережу, виконано її гідравлічний розрахунок, побудовано графік п'єзометричних напорів і визначено об'єми резервуарів, необхідних для регулювання подачі води.

Вибрано тип водоприймача і спроектовано русловий водозабір, для якого проведено розрахунки основних елементів. Також розроблено проєкт очисної станції та підібрано обладнання для насосної станції другого підйому.

Крім того, передбачено будівництво двох резервуарів чистої води об'ємом по 4 000 м<sup>3</sup> кожен. Окрему увагу приділено питанням організації зон санітарної охорони навколо водопровідних споруд і визначенню умов їх подальшої експлуатації.

## Розділ I. Водопостачання населеного міста

Вихідні дані для проектування

1. Кліматичний район населеного пункту (ДСТУ-Н Б.В.1.1-27) – IV Південний берег Криму

№	Параметр	I район	II район
2	Кількість населення, осіб	29 000	11 000
3	Поверховість забудови міста, поверх	6	2
4	Ступінь благоустрою житлової забудови	з централізованим гарячим водопостачанням	з ваннами та місцевими водонагрівачами

### 5. Промислові підприємства

№	Назва	Кількість змін робітників	Одиниця виміру продукції	Кількість продукції, що випускається		Норма витрати води на одиницю продукції, м <sup>3</sup>	Кількість працівників		% працівників у гарячих цехах	% працівників, що приймають душ
				за добу	за макс зміну		за добу	за макс зміну		
1	Хлібо-завод	1	Т	480	200	4,3	320	120	25	45
2	Горілчаних напоїв	3	Дкл	300	200	8	90	45	-	-
3	Рибо-завод	2	т	60	60	12	140	140	15	40

6. Довжина напірних водоводів – 2,0 км

7. Відмітка поверхні землі біля насосної станції II підйому – 72,0 м

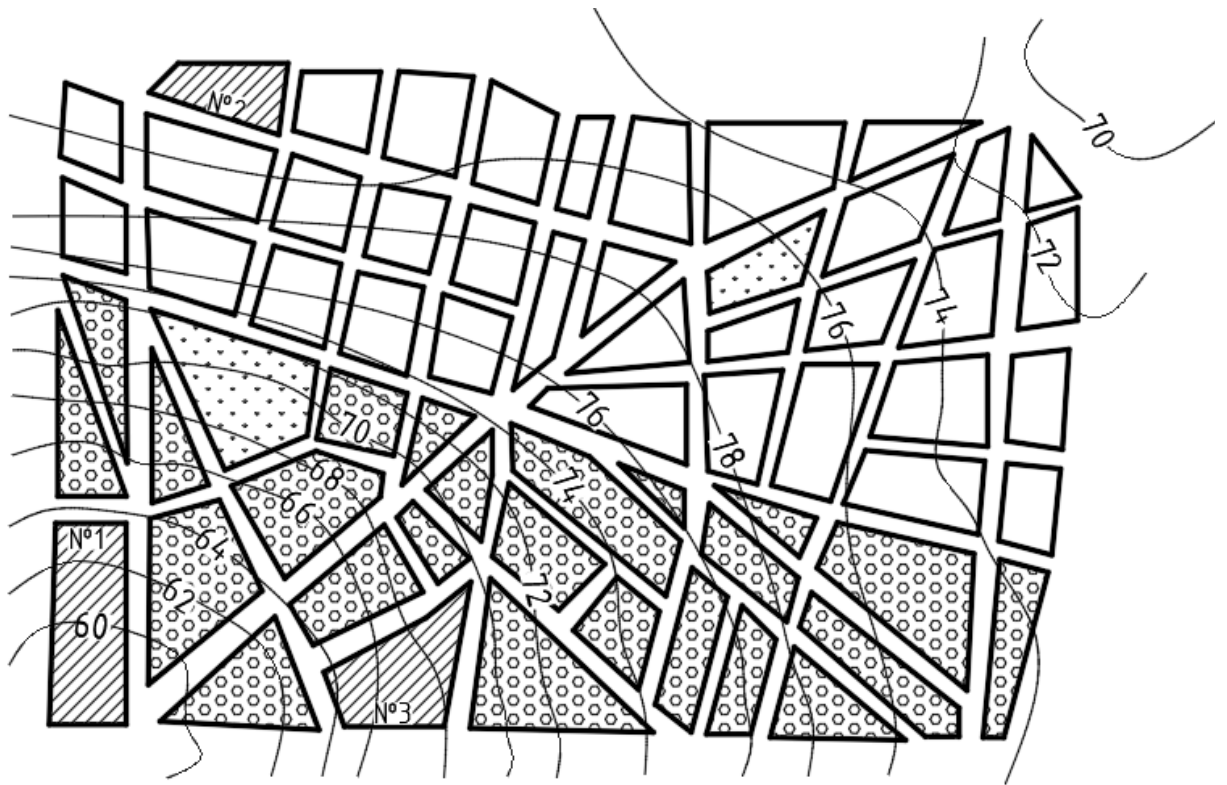


Рис. 1 Генплан міста

## 1.1. Визначення розрахункових добових витрат води

Розрахункову (середню за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення кожного житлового району міста обчислюємо за формулою:

$$Q_{\text{доб.сер}} = \frac{N \cdot q_{\text{ж}}}{1\,000} \quad (1.1.1)$$

де  $N$  – кількість осіб, які мешкають у районі, осіб;

$q_{\text{ж}}$  – питоме господарсько-питне водоспоживання населення, л/ос \* доб

Розрахункові витрати води на господарсько-питні потреби населення в добу найбільшого і найменшого водоспоживання:

$$Q_{\text{доб.мах}} = K_{\text{доб.мах}} * Q_{\text{доб.сер}} \quad (1.1.2)$$

$$Q_{\text{доб.мін}} = K_{\text{доб.мін}} * Q_{\text{доб.сер}} \quad (1.1.3)$$

де  $K_{\text{доб.мах}}$  і  $K_{\text{доб.мін}}$  – коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання;

$$K_{\text{доб.мах}} = 1,1 \dots 1,3$$

$$K_{\text{доб.мін}} = 0,7 \dots 0,9$$

Таблиця 1.1.1

**Водоспоживання населення міста**

Райони міста	N, осіб	$q_{\text{ж}}$ , л/ос.добу	$Q_{\text{доб.сер}}$ , м <sup>3</sup> /добу	$K_{\text{доб.мах}}$	$Q_{\text{доб.мах}}$ , м <sup>3</sup> /добу	$K_{\text{доб.мін}}$	$Q_{\text{доб.мін}}$ , м <sup>3</sup> /добу
I	29 000	275	7 975	1,3	10 367,5	0,9	7 177,5
II	11 000	210	2 310	1,3	3 003	0,9	2 079
<b>Разом</b>	<b>40 000</b>	-	<b>10 285</b>	-	<b>13 370,5</b>	-	<b>9 256,5</b>

Розраховуємо водоспоживання на виробничі (табл. 2) та господарсько-питні (табл. 3) потреби промислових підприємств.

Витрати води на господарсько-питні потреби робітників на підприємствах у зміну передбачаємо:

$$\text{для гарячих цехів } q_h = 45 \text{ л/особу}$$

$$\text{для холодних } q_h = 25 \text{ л/особу}$$

Таблиця 1.1.2

## Водоспоживання на виробничі потреби підприємств

Назва підприємства	№ зміни	Одиниця продукції	q <sub>в</sub> , м <sup>3</sup> /од	N <sub>прод</sub> , од./зміну	Q <sub>в</sub> , м <sup>3</sup> /зміну
Хлібозавод	1	т	4,3	200	860
	2	т	4,3	140	602
	3	т	4,3	140	602
	<b>Всього</b>			<b>480</b>	<b>2 064</b>
Горілчаних напоїв	1	дкл	8	200	1 600
	2	дкл	8	100	800
	<b>Всього</b>			<b>300</b>	<b>2 400</b>
Рибозавод	1	т	12	60	720
	<b>Всього</b>			<b>60</b>	<b>720</b>
<b>Разом</b>					<b>5 184</b>

Таблиця 1.1.3

## Водоспоживання на господарсько-питні потреби підприємств та прийняття душу

№ підприємства	№ зміни	К-сть працюючих, ос.	Гарячі цехи			Холодні цехи			Q <sub>г.п.</sub> , м <sup>3</sup> /зм	Прийняття душу		
			N <sub>г</sub> , осіб	q <sub>г</sub> , л/ос.	Q <sub>г</sub> , м <sup>3</sup> /зм	N <sub>х</sub> , осіб	q <sub>х</sub> , л/ос.	Q <sub>х</sub> , м <sup>3</sup> /зм		N <sub>душ</sub> , осіб	q <sub>душ</sub> , л/ос.зм	Q <sub>душ</sub> , м <sup>3</sup> /зм
1	1	120	30	45	1,35	90	25	2,25	3,6	54	53,5	2,89
	2	100	25		1,13	75		1,875	3	45		2,41
	3	100	25		1,13	75		1,875	3	45		2,41
	<b>Σ</b>	<b>320</b>	<b>80</b>		<b>3,61</b>	<b>240</b>		<b>6</b>	<b>9,6</b>	<b>144</b>		<b>7,7</b>
2	1	45	-	-	45	25	1,125	1,125	-	-	-	-
	2	45			45		1,125	1,125				
	<b>Σ</b>	<b>90</b>			<b>90</b>		<b>2,25</b>	<b>2,25</b>				
3	1	140	21	45	0,95	119	25	2,975	3,92	56	75	4,2
	<b>Σ</b>	<b>140</b>	<b>21</b>		<b>0,95</b>	<b>119</b>	<b>-</b>	<b>2,975</b>	<b>3,92</b>	<b>56</b>	<b>4,2</b>	
<b>Разом</b>		<b>550</b>	<b>101</b>		<b>4,56</b>	<b>449</b>		<b>11,23</b>	<b>15,77</b>	<b>200</b>		<b>11,91</b>

Таблиця 1.1.4

**Витрати води на полив вулиць та зелених насаджень**

Райони міста	Кількість населення, осіб	Питомі витрати води, л/ос.добу	Витрата води, м <sup>3</sup> /добу
I	29 000	55	1 595
II	11 000	55	605
<b>Разом</b>	<b>40 000</b>	<b>-</b>	<b>2 200</b>

Таблиця 1.1.5

**Баланс добового водоспоживання міста**

№	Споживачі	Витрата води, м <sup>3</sup> /добу		
		середньодобове водоспоживання	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району	7 975	10 367,5	7 177,5
	Невраховані витрати	797,5	1 036,75	717,75
	<b>Разом</b>	<b>8 772,5</b>	<b>11 404,25</b>	<b>7 895,25</b>
2	Населення II району	2 310	3 003	2 079
	Невраховані витрати	231	300,3	207,9
	<b>Разом</b>	<b>2 541</b>	<b>3 303,3</b>	<b>2 286,9</b>
3	Підприємство 1			
	Виробничі потреби	2 064	2 064	2 064
	Господарсько-питні	9,6	9,6	9,6
	Душові	7,704	7,704	7,704
	<b>Разом</b>	<b>2 081,304</b>	<b>2 081,304</b>	<b>2 081,304</b>
4	Підприємство 2			
	Виробничі потреби	2 400	2 400	2 400
	Господарсько-питні	2,25	2,25	2,25
	Душові	0	0	0
	<b>Разом</b>	<b>2 402,25</b>	<b>2 402,25</b>	<b>2 402,25</b>
5	Підприємство 3			
	Виробничі потреби	720	720	720
	Господарсько-питні	3,92	3,92	3,92
	Душові	4,2	4,2	4,2
	<b>Разом</b>	<b>728,12</b>	<b>728,12</b>	<b>728,12</b>
6	Полив			
	I район	797,5	1 595	0
	II район	302,5	605	0
	<b>Разом</b>	<b>1 100</b>	<b>2 200</b>	<b>0</b>
<b>Всього по місту</b>		<b>17 625,174</b>	<b>22 119,224</b>	<b>15 393,824</b>

Витрати води для потреб місцевої промисловості та невраховані витрати приймаємо у розмірі 10% від витрат води на господарсько-питні потреби населеного пункту.

Середньодобову витрату води на полив вулиць і зелених насаджень приймаємо на рівні 50% від добової витрати води на ці потреби в період максимального водоспоживання.

У добу мінімального водоспоживання полив не виконують.

#### *Визначення погодинних витрат води*

Для кожного із районів міста обчислюємо максимальний коефіцієнт погодинної нерівномірності водоспоживання населенням:

$$K_{г.маx} = \alpha_{маx} * \beta_{маx} \quad (1.1.4)$$

де  $\alpha_{маx}$  – коефіцієнт, який враховує ступінь благоустрою будівників, режим роботи підприємств та інші місцеві умови;

$\beta_{маx}$  – коефіцієнт, який враховує чисельність мешканців у населеному пункті.

I район:

$$K_{г.маx} = 1,2 * 1,19 = 1,428$$

II район:

$$K_{г.маx} = 1,3 * 1,29 = 1,677$$

Витрати води на виробничі та господарсько-питні потреби підприємств вважаємо рівномірними протягом робочої зміни. Для усіх підприємств передбачаємо 8-годинну зміну з початком першої зміни о 8:00. Витрати води у душових відбуваються протягом 45 хвилин після завершення кожної зміни.

Полив зелених насаджень, вулиць і площ здійснюється в години мінімального або середнього водоспоживання.

Будуємо графік водоспоживання за годинами доби (рис. 1.1.2) на основі сумарних погодинних витрат (графа 22 табл. 1.1.6).

Для зменшення необхідного об'єму водонапірної башти, графік роботи насосів, які живлять водопровідну мережу, приймаємо триступеневим (рис.1.1.2). Подачу води насосами першого підйому (НС-I) та тривалість роботи кожної ступені на насосній станції другого підйому (НС-II) наведено в табл. 1.1.7.

Таблиця 1.1.6

## Визначення погодинних витрат у місті

Годи- ни добы	населення І рай- ону		населення ІІ району		Разом	Підприємство 1				Підприємство 2				Підприємство 3				ΣQ, м³/год	Полив		Qміста, м³/год
	% від Q <sub>доб.т</sub> max	витрата, м³/год	% від Q <sub>доб.т</sub> max	витрата, м³/год		ви-роб- ничі	госп- питні	ду- шові	разом	ви-роб- ничі	госп- питні	ду- шові	разом	ви-роб- ничі	госп- питні	ду- шові	разом		І ра- йон	ІІ ра- йон	
0-1	2	228,09	1	33,03	261,12	75,25	0,375	2,41	78,0325				0				0	339,15	159,5	121	619,65
1-2	2,1	239,49	1	33,03	272,52	75,25	0,375		75,625				0				0	348,15	159,5	121	628,65
<b>2-3</b>	<b>1,85</b>	<b>210,98</b>	<b>1</b>	<b>33,03</b>	<b>244,01</b>	<b>75,25</b>	<b>0,375</b>		<b>75,625</b>				<b>0</b>				<b>0</b>	<b>319,64</b>	<b>159,5</b>	<b>121</b>	<b>600,14</b>
3-4	1,9	216,68	1	33,03	249,71	75,25	0,375		75,625				0				0	325,34	159,5	121	605,84
4-5	2,85	325,02	2	66,07	391,09	75,25	0,375		75,625				0				0	466,71	159,5		626,21
5-6	3,7	421,96	3	99,10	521,06	75,25	0,375		75,625				0				0	596,68	159,5		756,18
6-7	4,5	513,19	5	165,17	678,36	75,25	0,375		75,625				0				0	753,98	159,5		913,48
7-8	5,3	604,43	6,5	214,71	819,14	75,25	0,375		75,625				0				0	894,76			894,76
<b>8-9</b>	<b>5,8</b>	<b>661,45</b>	<b>6,5</b>	<b>214,71</b>	<b>876,16</b>	<b>107,5</b>	<b>0,45</b>	<b>2,41</b>	<b>110,36</b>	<b>200</b>	<b>0,141</b>		<b>200,141</b>	<b>90</b>	<b>0,49</b>		<b>90,49</b>	<b>1277,15</b>			<b>1277,15</b>
9-10	6,05	689,96	5,5	181,68	871,64	107,5	0,45		107,95	200	0,141		200,141	90	0,49		90,49	1270,22			1270,22
10-11	5,8	661,45	4,5	148,65	810,10	107,5	0,45		107,95	200	0,141		200,141	90	0,49		90,49	1208,68			1208,68
11-12	5,7	650,04	5,5	181,68	831,72	107,5	0,45		107,95	200	0,141		200,141	90	0,49		90,49	1230,3			1230,30
12-13	4,8	547,40	7	231,23	778,64	107,5	0,45		107,95	200	0,141		200,141	90	0,49		90,49	1177,22			1177,22
13-14	4,7	536,00	7	231,23	767,23	107,5	0,45		107,95	200	0,141		200,141	90	0,49		90,49	1165,81			1165,81
14-15	5,05	575,91	5,5	181,68	757,60	107,5	0,45		107,95	200	0,141		200,141	90	0,49		90,49	1156,18			1156,18
15-16	5,3	604,43	4,5	148,65	753,07	107,5	0,45		107,95	200	0,141		200,141	90	0,49		90,49	1151,65			1151,65
16-17	5,45	621,53	5	165,17	786,70	75,25	0,375	2,889	78,514	100	0,141		100,141			4,2	959,55				969,55
17-18	5,05	575,91	6,5	214,71	790,63	75,25	0,375		78,514	100	0,141		100,141				966,39				966,39
18-19	4,85	553,11	6,5	214,71	767,82	75,25	0,375		78,514	100	0,141		100,141				943,59				943,59
19-20	4,5	513,19	5	165,17	678,36	75,25	0,375		78,514	100	0,141		100,141				854,12				854,12
20-21	4,2	478,98	4,5	148,65	627,63	75,25	0,375		78,514	100	0,141		100,141				803,39				803,39
21-22	3,6	410,55	3	99,10	509,65	75,25	0,375		78,514	100	0,141		100,141				685,42	159,5			844,92
22-23	2,85	325,02	2	66,07	391,09	75,25	0,375		78,514	100	0,141		100,141				566,85	159,5			726,35
<b>23-24</b>	<b>2,1</b>	<b>239,49</b>	<b>1</b>	<b>33,03</b>	<b>272,52</b>	<b>75,25</b>	<b>0,375</b>		<b>78,514</b>	<b>100</b>	<b>0,141</b>		<b>100,141</b>				<b>448,29</b>	<b>159,5</b>	<b>121</b>		<b>728,79</b>
<b>Всьо- го</b>	<b>100</b>	<b>11404,25</b>	<b>100</b>	<b>3303,3</b>	<b>14707,55</b>	<b>2 065</b>	<b>9,6</b>	<b>7,704</b>	<b>2081,30</b>	<b>2400</b>	<b>2,25</b>	<b>0</b>	<b>2402,25</b>	<b>720</b>	<b>3,92</b>	<b>4,2</b>	<b>728,1</b>	<b>19919,2</b>	<b>1595</b>	<b>605</b>	<b>22119,22</b>

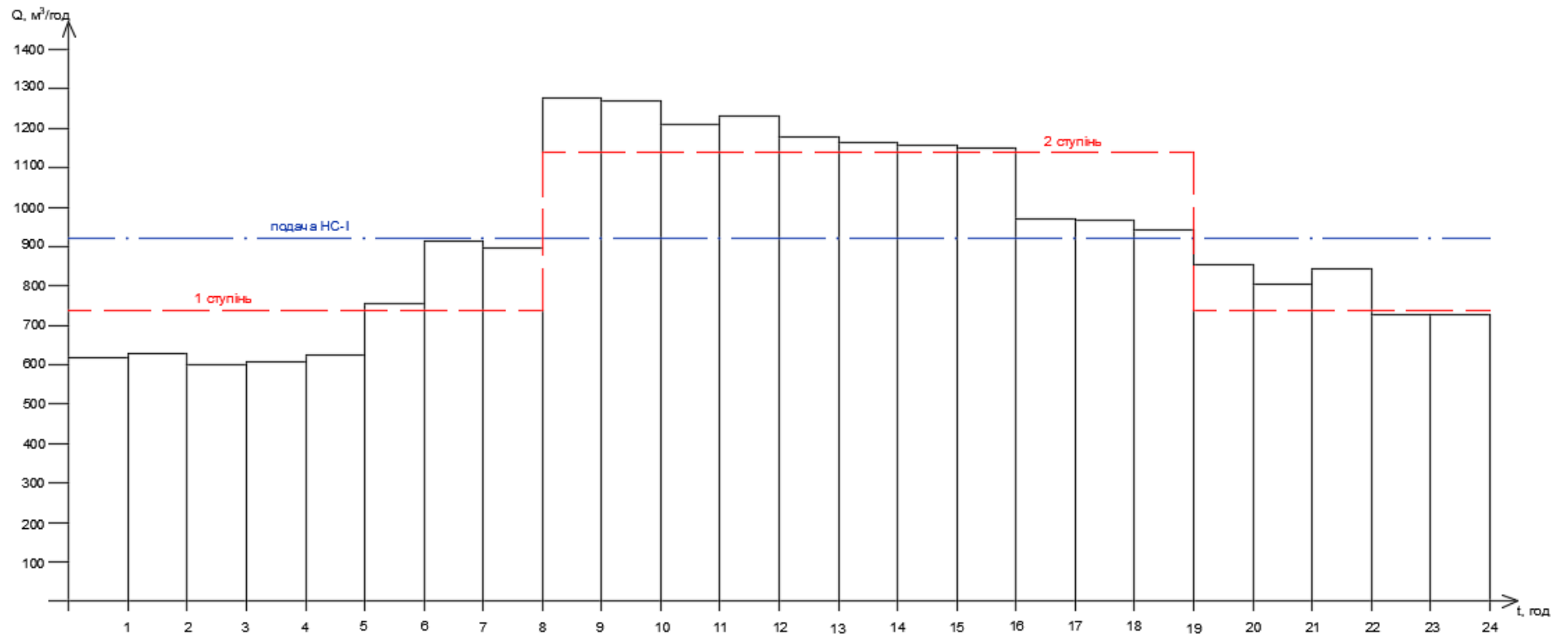


Рис.1.1.2. Добові графіки водоспоживання міста і подачі води насосними станціями

## Визначення подачі насосів на насосних станціях

Тривалість роботи насосів, год		Витрата, м <sup>3</sup> /год	Подача, м <sup>3</sup> /добу
1 ступінь	13	738,65	9602,49
2 ступінь	11	1137,89	12516,74
НС-I	24	921,63	22119,22

## 1.2. Мережі водопостачання

## Трасування водопровідної мережі

На плані міста визначаємо місця підключення водоводів від насосної станції другого підйому (НС-II) та виконуємо трасування магістральної водопровідної мережі. Водоводи від НС-II до магістральної мережі проектується у вигляді двох паралельних ниток, підключених до вузла 3 (рис 1.2.1)

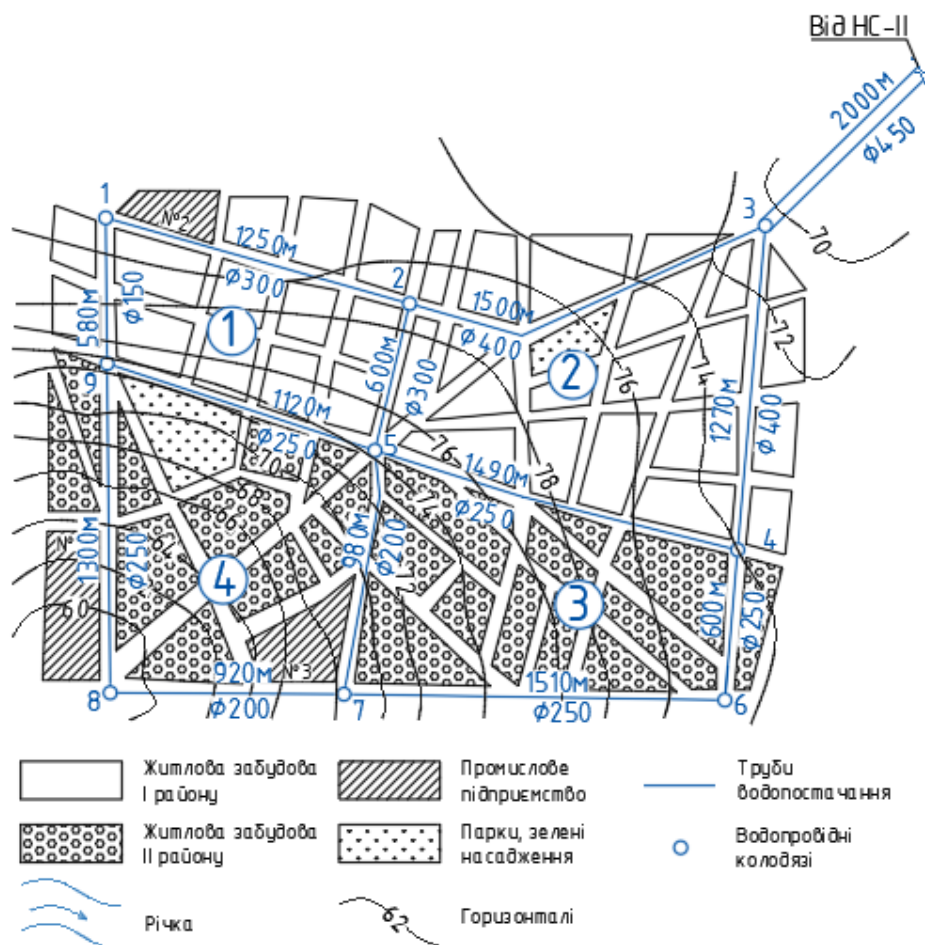


Рис. 1.2.1. Траса магістральної водопровідної мережі і водоводів

### Визначення місткості регулюючих споруд

Регулюючий об'єм водонапірної башти визначаємо шляхом суміщення графіків водоспоживання і водоподачі насосами 2-го підняття.

Таблиця 1.2.1

#### Визначення регулюючого об'єму бака водопровідної башти

Години доби	Q <sub>міста</sub> , м <sup>3</sup> /ГОД	Q <sub>н.с.п.</sub> , м <sup>3</sup> /ГОД	q у бак, м <sup>3</sup> /ГОД	q із бака, м <sup>3</sup> /ГОД	W у баку, м <sup>3</sup>
0-1	619,65	738,65	119,00	0,00	119,00
1-2	628,65	738,65	110,01	0,00	229,01
<b>2-3</b>	<b>600,14</b>	<b>738,65</b>	<b>138,52</b>	<b>0,00</b>	<b>367,52</b>
3-4	605,84	738,65	132,81	0,00	500,34
4-5	626,21	738,65	112,44	0,00	<b>612,78</b>
5-6	756,18	738,65	0,00	17,53	595,25
6-7	913,48	738,65	0,00	174,83	420,42
7-8	894,76	738,65	0,00	156,11	264,31
<b>8-9</b>	<b>1277,15</b>	<b>1137,89</b>	<b>0,00</b>	<b>139,26</b>	125,05
9-10	1270,22	1137,89	0,00	132,33	-7,29
10-11	1208,68	1137,89	0,00	70,79	-78,08
11-12	1230,30	1137,89	0,00	92,42	-170,50
12-13	1177,22	1137,89	0,00	39,33	-209,83
13-14	1165,81	1137,89	0,00	27,93	-237,75
14-15	1156,18	1137,89	0,00	18,29	-256,05
15-16	1151,65	1137,89	0,00	13,77	<b>-269,81</b>
16-17	969,55	1137,89	168,33	0,00	-101,48
17-18	966,39	1137,89	171,49	0,00	70,01
18-19	943,59	1137,89	194,30	0,00	264,31
19-20	854,12	738,65	0,00	115,47	148,84
20-21	803,39	738,65	0,00	64,74	84,10
21-22	844,92	738,65	0,00	106,26	-22,16
22-23	726,35	738,65	12,30	0,00	-9,86
23-24	728,79	738,65	9,86	0,00	0,00
<b>Разом</b>	<b>22119,22</b>	<b>22119,22</b>	<b>1169,07</b>	<b>1169,07</b>	

$$W'_{\text{рег.б}} = 882,59 \text{ м}^3$$

Для подальших обчислень отриманий регулюючий об'єм водонапірної башти зменшуємо на 10%. Отже  $W_{\text{рег.б}} = 794,33 \text{ м}^3$

Протипожежний запас води у водонапірній башті визначається з розрахунку 10-хвилинного гасіння однією зовнішньої та однієї внутрішньої пожежі за умов одночасного максимального водоспоживання на інші потреби:

$$W_{\text{пож.б}} = 0,6 * (q_{\text{п.з.}} + q_{\text{п.в.}} + q_{\text{б.мак}}) \quad (1.2.1)$$

де  $q_{п.з.} = 25 \text{ л/с}$  та  $q_{п.в.} = 5 \text{ л/с}$  – розрахункові витрати води на гасіння однієї зовнішньої і однієї внутрішньої пожежі;

$Q_{б.мах}$  – витрата води з бака башти в годину максимального водоспоживання

$$W_{\text{пож б}} = 0,6 * \left( 25 + 5 + \frac{139,26}{3,6} \right) = 41,21 \text{ м}^3$$

Повний об'єм бака водонапірної башти обчислюємо за формулою:

$$W_{б} = W_{\text{рег.б}} + W_{\text{пож б}} \quad (1.2.2)$$

$$W_{б} = 794,33 + 41,21 = 835,54 \text{ м}^3$$

Об'єм вийшов більшим за 800, тому приймаємо безбаштову систему водопостачання.

Регулюючий об'єм РЧВ визначаємо шляхом суміщення графіків подачі насосами 1-го і 2-го підйомів (табл. 1.2.2)

## Визначення регулюючого об'єму РЧВ

Години доби	Q <sub>НС-І</sub> , м <sup>3</sup> /год	Q <sub>н.с.п.</sub> , м <sup>3</sup> /год	q до РЧВ, м <sup>3</sup> /год	q із РЧВ, м <sup>3</sup> /год	W у РЧВ, м <sup>3</sup>
0-1	921,63	738,65	182,98	0	182,98
1-2	921,63	738,65	182,98	0	365,96
2-3	921,63	738,65	182,98	0	548,94
3-4	921,63	738,65	182,98	0	731,93
4-5	921,63	738,65	182,98	0	914,91
5-6	921,63	738,65	182,98	0	1 097,89
6-7	921,63	738,65	182,98	0	1 280,87
7-8	921,63	738,65	182,98	0	<b>1 463,85</b>
8-9	921,63	1 137,89	0	216,25	1 247,6
9-10	921,63	1 137,89	0	216,25	1 031,35
10-11	921,63	1 137,89	0	216,25	815,1
11-12	921,63	1 137,89	0	216,25	598,85
12-13	921,63	1 137,89	0	216,25	382,6
13-14	921,63	1 137,89	0	216,25	166,35
14-15	921,63	1 137,89	0	216,25	-49,9
15-16	921,63	1 137,89	0	216,25	-266,16
16-17	921,63	1 137,89	0	216,25	-482,41
17-18	921,63	1 137,89	0	216,25	-698,66
18-19	921,63	1 137,89	0	216,25	<b>-914,91</b>
19-20	921,63	738,65	182,98	0	-731,93
20-21	921,63	738,65	182,98	0	-548,94
21-22	921,63	738,65	182,98	0	-365,96
22-23	921,63	738,65	182,98	0	-182,98
23-24	921,63	738,65	182,98	0	0
<b>Разом</b>	<b>22 119,22</b>	<b>22 119,22</b>	<b>2 378,761</b>	<b>2378,761083</b>	

$$W_{\text{рег.р}} = 1\,463,85 + 914,91 = 2\,378,76 \text{ м}^3$$

Повний об'єм РЧВ:

$$W_{\text{РЧВ}} = W_{\text{рег.р.}} + W_{\text{пож.р.}} + W_{\text{в.п.}} \quad (1.2.3)$$

де  $W_{\text{пож.р.}}$  – пожежний запас води

$W_{\text{в.п.}}$  – запас води на власні потреби станції підготовки води:  $W_{\text{в.п.}} = 0,06 * Q_{\text{доб.мах}}$

$$Q_{\text{доб.мах}} = 1\,327,15 \text{ м}^3$$

$$W_{\text{пож.р.}} = T_{\text{п}} * (3,6 * q_{\text{п.}} - Q_1) + W_{\text{госп}} \quad (1.2.4)$$

де  $T_{\text{п}} = 3$  год – час гасіння пожежі

$q_{\text{п.}}$  – витрата води на гасіння,  $= 2 * 25 = 50 \text{ л/с}$

$Q_1$  – подача води НС-І в РЧВ,  $= 921,63 \text{ м}^3/\text{год}$

$W_{\text{госп}}$  – об'єм води, що споживається за три суміжні години найбільшого водоспоживання, = 3 756,04

$$W_{\text{пож.р.}} = 3 * (3,6 * 50 - 921,63) + 3 756,04 = 1 531,141 \text{ м}^3$$

$$W_{\text{рчв}} = 2 378,76 + 1 531,141 + 1 327,15 = 5 237,05 \text{ м}^3$$

Приймаємо два прямокутні РЧВ місткістю 4 000 м<sup>3</sup> кожний і розмірами: довжина – 36 м, ширина – 24 метри, глибина води = 4,84

Глибини об'ємів води:

$$\text{- регулюючого } h_{\text{рег.р}} = \frac{W_{\text{р.р.}}}{nF_{\text{рчв}}} \quad (1.2.5)$$

$$h_{\text{рег.р}} = \frac{2 378,76}{2 * 36 * 24} = 1,38 \text{ м}$$

$$\text{- пожежного } h_{\text{пож.р}} = \frac{W_{\text{пож.р.}}}{nF_{\text{рчв}}} \quad (1.2.6)$$

$$h_{\text{пож.р}} = \frac{1 531,141}{2 * 36 * 24} = 0,886 \text{ м}$$

$$\text{- на власні потреби } h_{\text{в.п.}} = \frac{W_{\text{в.п.}}}{nF_{\text{рчв}}} \quad (1.2.7)$$

$$h_{\text{в.п.}} = \frac{1 327,15}{2 * 36 * 24} = 0,768 \text{ м}$$

Відмітка максимального рівня води в резервуарі:

$$Z_{\text{max.р}} = Z_{\text{з.р}} + \Delta h_{\text{р}} \quad (1.2.8)$$

де  $Z_{\text{з.р}}$  – відмітка поверхні землі в місці знаходження майданчика РЧВ і НС-II, = 72 м

$+\Delta h_{\text{р}}$  – перевищення максимального рівня води над поверхнею землі, = 1 м

$$Z_{\text{max.р}} = 72 + 1 = 73 \text{ м}$$

Відмітка дна РЧВ:

$$Z_{\text{д.р}} = Z_{\text{max.р}} - h_{\text{р}} \quad (1.2.8)$$

$$Z_{\text{д.р}} = 73 - 4,84 = 68,16 \text{ м}$$

Відмітка мінімального рівня води в РЧВ:

$$Z_{min.p} = Z_{max.p} - h_{в.п.} \quad (1.2.9)$$

$$Z_{min.p} = 73 - 1,38 - 0,768 = 70,85 \text{ м}$$

*Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води*

Перевіряємо мережу на три розрахункові режими у добу максимального водоспоживання:

- години максимального водовідбору з мережі,
- години мінімального водоспоживання
- гасіння пожежі при максимальному водовідборі. При пожежі вважаємо башту відключеною.

*Таблиця 1.2.3*

**Визначення розрахункових секундних витрат води**

Розмірність	қнас I	қнас II	қпідпр 1	қпідпр 2	қпідпр 3	қвул 1	қвул 2	қз.н.I	қз.н.II	Всього
Година максимального водоспоживання										
м3/год	661,45	214,71	110,36	200,14	90,49	0	0	0	0	1277,15
л/с	183,74	59,643	30,655	55,595	25,136	0	0	0	0	<b>354,76</b>
Година мінімального водоспоживання										
м3/год	210,98	33,03	75,625	0	0	0	0	0	0	319,64
л/с	58,605	9,1758	21,007	0	0	0	0	0	0	<b>88,79</b>

*Таблиця 1.2.4*

**Визначення секундних витрат живлення мережі**

Розмірність	Режим	Водоспоживання	Подача насосів	Надходження із башти	Подача води в башту
м3/ГОД	max	1277,15	1277,15	0	0
л/с		354,76	354,76	0	0
м3/ГОД	min	319,64	319,64	0	0
л/с		88,79	88,79	0	0
м3/ГОД	max+пож	1457,15	1457,15	0	0
л/с		404,76	404,76	0	0

Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів

Для кожного з районів визначаємо питому витрату води:

- при максимальному водоспоживанні

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{q_{\text{нас.І}} + q_{\text{вуз.І}} + q_{\text{з.н.І}}}{L_{\text{І}}} \quad (1.2.9)$$

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{183,74}{5360} = 0,034279 \text{ л/с} * \text{ м}$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{q_{\text{нас.ІІ}} + q_{\text{вуз.ІІ}} + q_{\text{з.н.ІІ}}}{L_{\text{ІІ}}} \quad (1.2.10)$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{59,643}{6440} = 0,009261 \text{ л/с} * \text{ м}$$

- при мінімальному водоспоживанні

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{58,605}{5360} = 0,01093 \text{ л/с} * \text{ м} ;$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{9,1758}{6440} = 0,00142 \text{ л/с} * \text{ м} ;$$

Таблиця 1.2.5

**Визначення дорожніх витрат води**

Ділянка	Фактична довжина	Розрахункова довжина	қд.мах, л/с	қд.мін, л/с
<b>Район І</b>				
5-7	970	970	33,251	10,606
7-8	910	455	15,597	4,975
8-9	1300	1300	44,563	14,214
9-5	1120	560	19,196	6,123
4-5	1420	710	24,338	7,763
4-6	610	610	20,910	6,670
6-7	1510	755	25,881	8,255
<b>Разом</b>	<b>7840</b>	<b>5360</b>	<b>183,735</b>	<b>58,605</b>
<b>Район ІІ</b>				
9-1	570	570	5,279	0,8121
1-2	1250	1250	11,577	1,7810
2-5	600	600	5,557	0,8549
2-3	1490	1490	13,799	2,1230
3-4	1260	1260	11,669	1,7953
4-5	1420	710	6,576	1,0116
9-5	1120	560	5,186	0,7979
<b>Разом</b>	<b>7710</b>	<b>6440</b>	<b>59,6429</b>	<b>9,1758</b>
<b>Всього</b>	<b>15550</b>	<b>11800</b>	<b>243,378</b>	<b>67,781</b>

## Визначення вузлових відборів

№ вузла	qвузл, л/с	qpідпр, л/с	Qвузл, л/с	qпож, л/с	Qвузл, л/с	qвузл, л/с	qpідпр, л/с	Qвузл, л/с
	max			max+пож		min		
1	8,43	55,595	64,022	25	89,022	1,297		1,30
2	15,47		15,466		15,466	2,379		2,38
3	12,73		12,734		12,734	1,959		1,96
4	31,75		31,747		31,747	8,620		8,62
5	47,05		47,052		47,052	13,578		13,58
6	23,40		23,395	25	48,395	7,462		7,46
7	37,36	25,136	62,5		62,5	11,918		11,92
8	30,08	30,655	60,735		60,735	9,594	21,007	30,60
9	37,11		37,112		37,112	10,973		10,97
<b>Разом</b>	<b>243,3781</b>	<b>111,39</b>	<b>354,76</b>	<b>50</b>	<b>404,764</b>	<b>67,781</b>	<b>21,01</b>	<b>88,79</b>

Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі

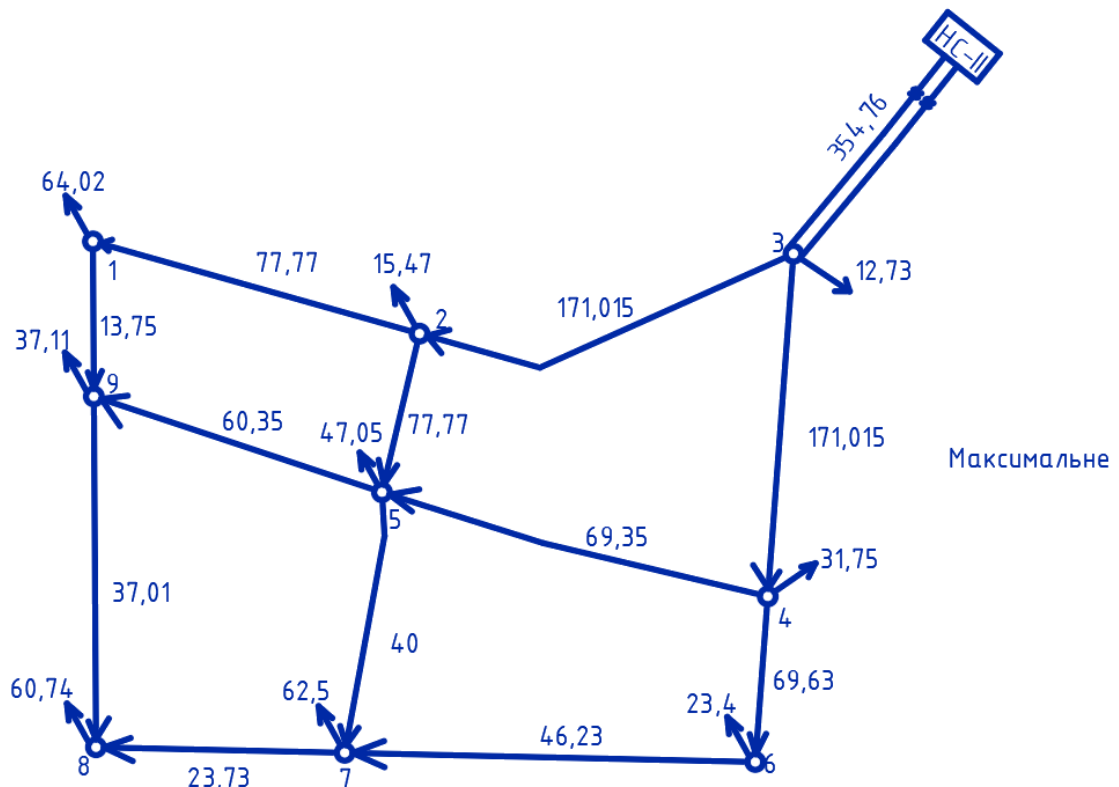


Рис. 1.2.2. Попередній розподіл витрат води для режиму макс. водоспоживання

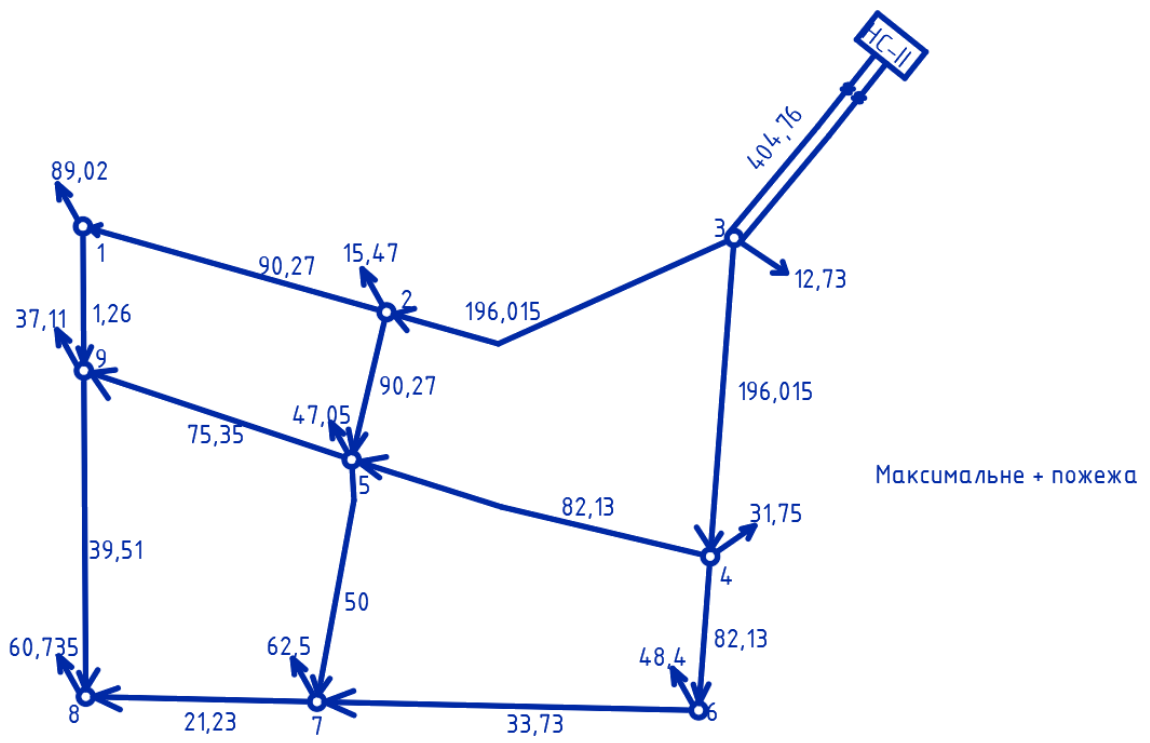


Рис. 1.2.3. Попередній розподіл витрат води для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

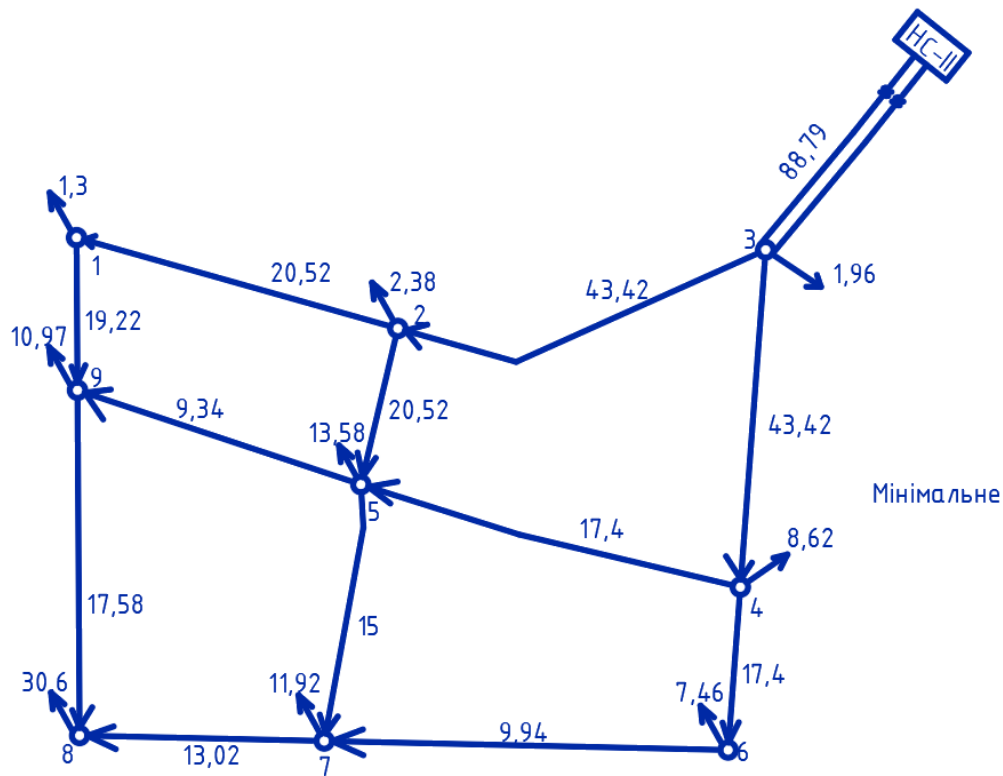


Рис. 1.2.4. Попередній розподіл витрат води для мінімального водоспоживання

*Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі. Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кільць*

Для водопровідної мережі міста призначаємо чавунні труби. Результати записуємо в табл. 1.2.7-1.29

Втрати напору на ділянках водопровідної мережі:

$$h = S * q^2 \quad (1.2.11)$$

де  $q$  – витрата води на ділянці, л/с;

$S$  – опір ділянки

$$S = A * K_1 * l \quad (1.2.12)$$

де  $A$  – питомий гідравлічний опір трубопроводу, (с/л)<sup>2</sup>;

$K_1$  – коефіцієнт поправки до  $A$  залежно від швидкості руху води  $V$ ;

$l$  – довжина ділянки трубопроводу, м.

Поправочна витрата кільця

$$\Delta q_k = \frac{|\Delta h|}{2 * \sum sq} \quad (1.2.13)$$

де  $\Delta h$  – нев'язка кільця, м

Розрахунок ведемо до досягнення допустимих нев'язок в усіх кільцях:

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

По контуру мережі допустима нев'язка:

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

Таблиця 1.2.7

## Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	Попередній потокорозподіл									Перше наближення										
				q, л/с	V, м/с	A	K1	Ап	S	знак	h = S*q <sup>2</sup>	h/q	Δqкільця	Δqсум-кільця	Δq	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	h = S*q <sup>2</sup>	h/q	
1	1-9	580	150	13,75	0,78	37,11	1,41	52,33	30348,6	-1	-5,74	0,42	0,54		0,54	14,29	0,81	1,06	22815,2	-1	-4,66	0,33	
	1-2	1250	300	77,77	1,10	0,949	1,015	0,963	1203,41	-1	-7,28	0,09	0,54		0,54	78,31	1,11	1,02	1203,41	-1	-7,38	0,09	
	2-5	600	300	77,77	1,10	0,949	1,015	0,963	577,64	1	3,49	0,04	-0,54	16,04	15,50	93,27	1,32	1	569,10	1	4,95	0,05	
	5-9	1120	250	60,35	1,23	2,528	1	2,528	2831,36	1	10,31	0,17	-0,54	1,27	0,72	61,07	1,24	1	2831,36	1	10,56	0,17	
											Δh кільця =	<b>0,79</b>	<b>0,73</b>								Δh кільця =	<b>3,47</b>	<b>0,65</b>
										Δq кільця =	<b>0,54</b>										Δq кільця =	<b>2,68</b>	
2	2-3	1500	400	171,02	1,36	0,219	1	0,219	328,35	-1	-9,60	0,06	16,04		16,04	187,06	1,49	1	328,35	-1	-11,49	0,06	
	3-4	1270	400	171,02	1,36	0,219	1	0,219	278,003	1	8,13	0,05	-16,04		-16,04	154,97	1,23	1	278,00	1	6,68	0,04	
	4-5	1490	250	69,35	1,41	2,528	1	2,528	3766,72	1	18,12	0,26	-16,04	-8,65	-24,69	44,66	0,91	1,04	3913,62	1	7,80	0,17	
	2-5	600	300	77,77	1,10	0,949	1,015	0,96	577,64	-1	-3,49	0,04	16,04	-0,54	15,50	93,27	1,32	1	569,10	-1	-4,95	0,05	
											Δh кільця =	<b>13,15</b>	<b>0,41</b>								Δh кільця =	<b>-1,96</b>	<b>0,33</b>
										Δq кільця =	<b>16,04</b>										Δq кільця =	<b>2,95</b>	
3	4-5	1490	250	69,35	1,41	2,528	1	2,528	3766,72	-1	-18,12	0,26	-8,65	-16,04	-24,69	44,66	0,91	1,04	3913,62	-1	-7,80	0,17	
	4-6	600	250	69,63	1,42	2,528	1	2,528	1516,8	1	7,35	0,11	8,65		8,65	78,28	1,60	1	1516,80	1	9,29	0,12	
	6-7	1510	250	46,23	0,94	2,528	1,036	2,619	3954,70	1	8,45	0,18	8,65		8,65	54,88	1,12	1,014	3868,81	1	11,65	0,21	
	5-7	980	200	40	1,27	8,09	1	8,092	7930,16	-1	-12,69	0,32	-8,65	-1,27	-9,92	30,08	0,96	1,035	8207,72	-1	-7,43	0,25	
											Δh кільця =	<b>-15,00</b>	<b>0,87</b>								Δh кільця =	<b>5,71</b>	<b>0,75</b>
										Δq кільця =	<b>8,65</b>										Δq кільця =	<b>3,80</b>	
4	5-7	980	200	40	1,27	8,092	1	8,092	7930,16	1	12,69	0,32	-1,27	-8,65	-9,92	30,08	0,96	1,035	8207,72	1	7,43	0,25	
	7-8	920	200	23,73	0,76	8,092	1,07	8,658	7965,77	1	4,49	0,19	-1,27		-1,27	22,46	0,72	1,082	8055,10	1	4,06	0,18	
	5-9	1120	250	60,35	1,23	2,528	1	2,528	2831,36	-1	-10,31	0,17	1,27	-0,54	0,72	61,07	1,24	1	2831,36	-1	-10,56	0,17	
	8-9	1300	250	37,01	0,75	2,528	1,07	2,705	3516,45	-1	-4,82	0,13	1,27		1,27	38,28	0,78	1,064	3496,73	-1	-5,12	0,13	
											Δh кільця =	<b>2,05</b>	<b>0,81</b>								Δh кільця =	<b>-4,19</b>	<b>0,73</b>
										Δq кільця =	<b>1,27</b>										Δq кільця =	<b>2,85</b>	
										Δh контура =	<b>0,99</b>										Δh контура =	<b>3,03</b>	

Продовження таблиці 1.2.7

Дев'яте наближення										Десяте наближення									
$\Delta q$ кі- льця	$\Delta q_{\text{сум.кі-}}$ льця	$\Delta q$	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	$h =$ $S \cdot q^2$	h/q	$\Delta q$ кі- льця	$\Delta q_{\text{сум.кі-}}$ льця	$\Delta q$	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
-0,01		-0,01	16,66	0,94	1,036	22298,66	-1	-6,19	0,37	0,01		0,01	16,67	0,94	1,036	22298,66	-1	-6,20	0,37
-0,01		-0,01	80,68	1,14	1,009	1196,30	-1	-7,79	0,10	0,01		0,01	80,69	1,14	1,009	1196,30	-1	-7,79	0,10
0,01	0,04	0,05	90,04	1,27	1	569,10	1	4,61	0,05	-0,01	-0,01	-0,02	90,02	1,27	1	569,10	1	4,61	0,05
0,01	0,03	0,04	57,39	1,17	1,006	2848,35	1	9,38	0,16	-0,01	-0,01	-0,02	57,37	1,17	1,006	2848,35	1	9,37	0,16
							$\Delta h$ кі-льця =	<b>0,01</b>	<b>0,68</b>								$\Delta h$ кі-льця =	<b>0,00</b>	<b>0,68</b>
							$\Delta q$ кі-льця =	<b>0,01</b>									$\Delta q$ кі-льця =	<b>0,00</b>	
0,04		0,04	186,19	1,48	1	328,35	-1	-11,38	0,06	-0,01		-0,01	186,19	1,48	1	328,35	-1	-11,38	0,06
-0,04		-0,04	155,84	1,24	1	278,00	1	6,75	0,04	0,01		0,01	155,84	1,24	1	278,00	1	6,75	0,04
-0,04	-0,02	-0,06	48,78	0,99	1,031	3883,49	1	9,24	0,19	0,01	0,02	0,03	48,81	0,99	1,031	3883,49	1	9,25	0,19
0,04	0,01	0,05	90,04	1,27	1	569,10	-1	-4,61	0,05	-0,01	-0,01	-0,02	90,02	1,27	1	569,10	-1	-4,61	0,05
							$\Delta h$ кі-льця =	<b>-0,01</b>	<b>0,35</b>								$\Delta h$ кі-льця =	<b>0,01</b>	<b>0,35</b>
							$\Delta$ кі-льця =	<b>0,01</b>									$\Delta q$ кі-льця =	<b>0,01</b>	
-0,02	-0,04	-0,06	48,78	0,99	1,031	3883,49	-1	-9,24	0,19	0,02	0,01	0,03	48,81	0,99	1,031	3883,49	-1	-9,25	0,19
0,02		0,02	75,02	1,53	1	1516,80	1	8,54	0,11	-0,02		-0,02	75,00	1,53	1	1516,80	1	8,53	0,11
0,02		0,02	51,62	1,05	1,0225	3903,17	1	10,40	0,20	-0,02		-0,02	51,60	1,05	1,0225	3903,17	1	10,39	0,20
-0,02	-0,03	-0,05	34,66	1,10	1,015	8049,11	-1	-9,67	0,28	0,02	0,01	0,03	34,68	1,10	1,015	8049,11	-1	-9,68	0,28
							$\Delta h$ кі-льця =	<b>0,03</b>	<b>0,78</b>								$\Delta h$ кі-льця =	<b>-0,01</b>	<b>0,78</b>
							$\Delta q$ кі-льця =	<b>0,02</b>									$\Delta q$ кі-льця =	<b>0,00</b>	
-0,03	-0,02	-0,05	34,66	1,10	1,015	8049,11	1	9,67	0,28	0,01	0,02	0,03	34,68	1,10	1,015	8049,11	1	9,68	0,28
-0,03		-0,03	23,78	0,76	1,07	7965,76	1	4,50	0,19	0,01		0,01	23,79	0,76	1,07	7965,76	1	4,51	0,19
0,03	0,01	0,04	57,39	1,17	1,006	2848,35	-1	-9,38	0,16	-0,01	-0,01	-0,02	57,37	1,17	1,006	2848,35	-1	-9,37	0,16
0,03		0,03	36,96	0,75	1,07	3516,45	-1	-4,80	0,13	-0,01		-0,01	36,95	0,75	1,07	3516,45	-1	-4,80	0,13
							$\Delta h$ кі-льця =	<b>-0,01</b>	<b>0,76</b>								$\Delta h$ кі-льця =	<b>0,02</b>	<b>0,76</b>
							$\Delta q$ кі-льця =	<b>0,01</b>									$\Delta q$ кі-льця =	<b>0,01</b>	
							$\Delta h$ контура =	<b>0,03</b>									$\Delta h$ контура =	<b>0,01</b>	

Таблиця 1.2.8

## Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання + пожежі

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	Попередній потік розподіл									Перше наближення									
				q, л/с	V, м/с	A	K1	Ап	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	$\Delta q_{кі-льця}$	$\Delta q_{сум-кільця}$	$\Delta q$	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
1	1-9	580	150	1,26	0,07	37,11	1,41	52,33	30348,6	-1	-0,05	0,04	13,42		13,42	14,68	0,83	1,054	22686,0	-1	-4,89	0,33
	1-2	1250	300	90,27	1,28	0,95	1	0,949	1185,63	-1	-9,66	0,11	13,42		13,42	103,69	1,47	1	1185,63	-1	-12,75	0,12
	2-5	600	300	90,27	1,28	0,95	1	0,949	569,1	1	4,64	0,05	-13,42	19,64	6,22	96,49	1,37	1	569,10	1	5,30	0,05
	5-9	1120	250	75,35	1,54	2,53	1	2,528	2831,36	1	16,08	0,21	-13,42	1,08	-12,34	63,01	1,28	1	2831,36	1	11,24	0,18
											$\Delta h$ кільця =	<b>11,00</b>	<b>0,41</b>								$\Delta h$ кільця =	<b>-1,10</b>
										$\Delta q$ кільця =	<b>13,42</b>									$\Delta q$ кільця =	<b>0,80</b>	
2	2-3	1500	400	196,0	1,56	0,22	1	0,219	328,35	-1	-12,62	0,06	19,64		19,64	215,65	1,72	1	328,35	-1	-15,27	0,07
	3-4	1270	400	196,0	1,56	0,22	1	0,219	278,00	1	10,68	0,05	-19,64		-19,64	176,38	1,40	1	278,00	1	8,65	0,05
	4-5	1490	250	82,13	1,67	2,53	1	2,528	3766,72	1	25,41	0,31	-19,64	-15,59	-35,22	46,91	0,96	1,035	3898,56	1	8,58	0,18
	2-5	600	300	90,27	1,28	0,95	1	0,949	569,1	-1	-4,64	0,05	19,64	-13,42	6,22	96,49	1,37	1	569,10	-1	-5,30	0,05
											$\Delta h$ кільця =	<b>18,84</b>	<b>0,48</b>								$\Delta h$ кільця =	<b>-3,34</b>
										$\Delta q$ кільця =	<b>19,64</b>									$\Delta q$ кільця =	<b>4,67</b>	
3	4-5	1490	250	82,13	1,67	2,53	1	2,528	3766,72	-1	-25,41	0,31	-15,59	-19,64	-35,22	46,91	0,96	1,035	3898,56	-1	-8,58	0,18
	4-6	600	250	82,13	1,67	2,53	1	2,528	1516,8	1	10,23	0,12	15,59		15,59	97,72	1,99	1	1516,80	1	14,48	0,15
	6-7	1510	250	33,73	0,69	2,53	1,09	2,758	4164,65	1	4,74	0,14	15,59		15,59	49,32	1,01	1,03	3931,80	1	9,56	0,19
	5-7	980	200	50	1,59	8,09	1	8,092	7930,16	-1	-19,83	0,40	-15,59	-1,08	-16,66	33,34	1,06	1,021	8096,69	-1	-9,00	0,27
											$\Delta h$ кільця =	<b>-30,26</b>	<b>0,97</b>								$\Delta h$ кільця =	<b>6,47</b>
										$\Delta q$ кільця =	<b>15,59</b>									$\Delta q$ кільця =	<b>4,07</b>	
4	5-7	980	200	50	1,59	8,09	1	8,092	7930,16	1	19,83	0,40	-1,08	-15,59	-16,66	33,34	1,06	1,021	8096,69	1	9,00	0,27
	7-8	920	200	21,23	0,68	8,09	1,09	8,853	8144,43	1	3,67	0,17	-1,08		-1,08	20,15	0,64	1,103	8211,44	1	3,33	0,17
	5-9	1120	250	75,35	1,54	2,53	1	2,528	2831,36	-1	-16,08	0,21	1,08	-13,42	-12,34	63,01	1,28	1	2831,36	-1	-11,24	0,18
	8-9	1300	250	39,51	0,81	2,53	1,06	2,68	3483,58	-1	-5,44	0,14	1,08		1,08	40,59	0,83	1,056	3470,44	-1	-5,72	0,14
											$\Delta h$ кільця =	<b>1,98</b>	<b>0,92</b>								$\Delta h$ кільця =	<b>-4,62</b>
										$\Delta q$ кільця =	<b>1,08</b>									$\Delta q$ кільця =	<b>3,06</b>	
										$\Delta h$ контура =	<b>1,56</b>									$\Delta h$ контура =	<b>-2,59</b>	

Продовження таблиці 1.2.8

Дев'яте наближення										Десяте наближення									
$\Delta q$ кі- льця	$\Delta q$ сум кільця	$\Delta q$	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	$\Delta q$ кі- льця	$\Delta q$ сум. кільця	$\Delta q$	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
-0,03		-0,03	12,73	0,72	1,079	23224,18	-1	-3,76	0,30	0,01		0,01	12,74	0,72	1,079	23224,18	-1	-3,77	0,30
-0,03		-0,03	101,74	1,44	1	1185,63	-1	-12,27	0,12	0,01		0,01	101,75	1,44	1	1185,63	-1	-12,27	0,12
0,03	0,01	0,05	94,61	1,34	1	569,10	1	5,09	0,05	-0,01	-0,03	-0,04	94,57	1,34	1	569,10	1	5,09	0,05
0,03	0,02	0,05	62,20	1,27	1	2831,36	1	10,95	0,18	-0,01	-0,02	-0,03	62,17	1,27	1	2831,36	1	10,94	0,18
							$\Delta h$ кільця =	<b>0,01</b>	<b>0,65</b>								$\Delta h$ кільця =	<b>-0,01</b>	<b>0,65</b>
							$\Delta q$ кільця =	<b>0,01</b>									$\Delta q$ кільця =	<b>0,01</b>	
0,01		0,01	211,83	1,69	1	328,35	-1	-14,73	0,07	-0,03		-0,03	211,80	1,69	1	328,35	-1	-14,73	0,07
-0,01		-0,01	180,20	1,43	1	278,00	1	9,03	0,05	0,03		0,03	180,23	1,43	1	278,00	1	9,03	0,05
-0,01	-0,05	-0,06	53,01	1,08	1,018	3834,52	1	10,78	0,20	0,03	0,01	0,04	53,06	1,08	1,018	3834,52	1	10,79	0,20
0,01	0,03	0,05	94,61	1,34	1	569,10	-1	-5,09	0,05	-0,03	-0,01	-0,04	94,57	1,34	1	569,10	-1	-5,09	0,05
							$\Delta h$ кільця =	<b>-0,02</b>	<b>0,38</b>								$\Delta h$ кільця =	<b>0,01</b>	<b>0,38</b>
							$\Delta q$ кільця =	<b>0,03</b>									$\Delta q$ кільця =	<b>0,01</b>	
-0,05	-0,01	-0,06	53,01	1,08	1,018	3834,52	-1	-10,78	0,20	0,01	0,03	0,04	53,06	1,08	1,018	3834,52	-1	-10,79	0,20
0,05		0,05	95,37	1,94	1	1516,80	1	13,80	0,14	-0,01		-0,01	95,36	1,94	1	1516,80	1	13,79	0,14
0,05		0,05	46,97	0,96	1,035	3950,88	1	8,72	0,19	-0,01		-0,01	46,96	0,96	1,035	3950,88	1	8,71	0,19
-0,05	-0,02	-0,07	38,44	1,22	1	7930,16	-1	-11,72	0,30	0,01	0,02	0,03	38,47	1,23	1	7930,16	-1	-11,74	0,31
							$\Delta h$ кільця =	<b>0,02</b>	<b>0,84</b>								$\Delta h$ кільця =	<b>-0,02</b>	<b>0,84</b>
							$\Delta q$ кільця =	<b>0,01</b>									$\Delta q$ кільця =	<b>0,01</b>	
-0,02	-0,05	-0,07	38,44	1,22	1	7930,16	1	11,72	0,30	0,02	0,01	0,03	38,47	1,23	1	7930,16	1	11,74	0,31
-0,02		-0,02	22,91	0,73	1,079	8032,77	1	4,22	0,18	0,02		0,02	22,93	0,73	1,076	8010,43	1	4,21	0,18
0,02	0,03	0,05	62,20	1,27	1	2831,36	-1	-10,95	0,18	-0,02	-0,01	-0,03	62,17	1,27	1	2831,36	-1	-10,94	0,18
0,02		0,02	37,83	0,77	1,066	3503,30	-1	-5,01	0,13	-0,02		-0,02	37,81	0,77	1,066	3503,30	-1	-5,01	0,13
							$\Delta h$ кільця =	<b>-0,03</b>	<b>0,80</b>								$\Delta h$ кільця =	<b>0,00</b>	<b>0,80</b>
							$\Delta q$ кільця =	<b>0,02</b>									$\Delta q$ кільця =	<b>0,00</b>	
							$\Delta h$ контура =	<b>-0,03</b>									$\Delta h$ контура =	<b>-0,03</b>	

Таблиця 1.2.9

## Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального транзиту води в башту

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	Попередній потікорозподіл									Перше наближення									
				q, л/с	V, м/с	A	K1	Ap	S	знак	h = S*q <sup>2</sup>	h/q	Δqкільця	Δqсум.кільця	Δq	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	h = S*q <sup>2</sup>	h/q
1	1-9	580	150	19,22	1,09	37,11	1,018	37,778	21911,23	-1	-8,09	0,42	-8,00		-8,00	11,22	0,64	1,106	23805,32	-1	-3,00	0,27
	1-2	1250	300	20,52	0,29	0,949	1,29	1,2236	1529,47	-1	-0,64	0,03	-8,00		-8,00	12,52	0,18	1,41	1671,73	-1	-0,26	0,02
	2-5	600	300	20,52	0,29	0,949	1,29	1,2236	734,139	1	0,31	0,02	8,00	3,82	11,82	32,34	0,46	1,175	668,69	1	0,70	0,02
	5-9	1120	250	9,34	0,19	2,528	1,41	3,5645	3992,22	1	0,35	0,04	8,00	2,72	10,73	20,07	0,41	1,2	3397,63	1	1,37	0,07
											Δh кільця =	<b>-8,08</b>	<b>0,50</b>							Δh кільця =	<b>-1,19</b>	<b>0,38</b>
										Δq кільця =	<b>8,00</b>								Δq кільця =	<b>1,57</b>		
2	2-3	1500	400	43,42	0,35	0,219	1,248	0,2732	409,781	-1	-0,77	0,02	3,82		3,82	47,24	0,38	1,224	401,90	-1	-0,90	0,02
	3-4	1270	400	43,42	0,35	0,219	1,248	0,2732	346,948	1	0,65	0,02	-3,82		-3,82	39,60	0,32	1,272	353,62	1	0,55	0,01
	4-5	1490	250	17,4	0,35	2,528	1,24	3,1347	4670,73	1	1,41	0,08	-3,82	-3,91	-7,72	9,68	0,20	1,41	5311,08	1	0,50	0,05
	2-5	600	300	20,52	0,29	0,949	1,29	1,2236	734,14	-1	-0,31	0,02	3,82	8,00	11,82	32,34	0,46	1,175	668,69	-1	-0,70	0,02
											Δh кільця =	<b>0,99</b>	<b>0,13</b>							Δh кільця =	<b>-0,54</b>	<b>0,11</b>
										Δq кільця =	<b>3,82</b>								Δq кільця =	<b>2,57</b>		
3	4-5	1490	250	17,4	0,35	2,53	1,24	3,135	4670,73	-1	-1,41	0,08	-3,91	-3,82	-7,72	9,68	0,20	1,41	5311,08	-1	-0,50	0,05
	4-6	600	250	17,4	0,35	2,53	1,24	3,135	1880,832	1	0,57	0,03	3,91		3,91	21,31	0,43	1,185	1797,41	1	0,82	0,04
	6-7	1510	250	9,94	0,20	2,53	1,41	3,565	5382,365	1	0,53	0,05	3,91		3,91	13,85	0,28	1,3	4962,46	1	0,95	0,07
	5-7	980	200	15	0,48	8,092	1,165	9,427	9238,636	-1	-2,08	0,14	-3,91	-2,72	-6,63	8,37	0,27	1,32	10467,81	-1	-0,73	0,09
											Δh кільця =	<b>-2,39</b>	<b>0,31</b>							Δh кільця =	<b>0,54</b>	<b>0,25</b>
										Δq кільця =	<b>3,91</b>								Δq кільця =	<b>1,09</b>		
4	5-7	980	200	15	0,48	8,09	1,165	9,427	9238,636	1	2,08	0,14	-2,72	-3,91	-6,63	8,37	0,27	1,32	10467,81	1	0,73	0,09
	7-8	920	200	13,02	0,41	8,09	1,195	9,6699	8896,345	1	1,51	0,12	-2,72		-2,72	10,30	0,33	1,264	9410,02	1	1,00	0,10
	5-9	1120	250	9,34	0,19	2,53	1,41	3,5645	3992,218	-1	-0,35	0,04	2,72	8,00	10,73	20,07	0,41	1,2	3397,63	-1	-1,37	0,07
	8-9	1300	250	17,58	0,36	2,53	1,24	3,1347	4075,136	-1	-1,26	0,07	2,72		2,72	20,30	0,41	1,195	3927,25	-1	-1,62	0,08
											Δh кільця =	<b>1,98</b>	<b>0,36</b>							Δh кільця =	<b>-1,26</b>	<b>0,33</b>
										Δq кільця =	<b>2,72</b>								Δq кільця =	<b>1,89</b>		
										Δh контура =	<b>-7,51</b>								Δh контура =	<b>-2,45</b>		

Продовження таблиці 1.2.10

Дев'яте наближення										Десяте наближення									
Δqкільця	Δqсум. кільця	Δq	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	h = S*q <sup>2</sup>	h/q	Δqкільця	Δqсум. кільця	Δq	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	h = S*q <sup>2</sup>	h/q
-0,02		-0,02	8,62	0,49	1,16	24967,61	-1	-1,85	0,22	0,00		0,00	8,61	0,49	1,16	24967,61	-1	-1,85	0,22
-0,02		-0,02	9,92	0,14	1,41	1671,73	-1	-0,16	0,02	0,00		0,00	9,91	0,14	1,41	1671,73	-1	-0,16	0,02
0,02	-0,02	0,00	31,42	0,44	1,18	671,54	1	0,66	0,02	0,00	-0,02	-0,02	31,40	0,44	1,18	671,54	1	0,66	0,02
0,02	-0,01	0,01	19,95	0,41	1,2	3397,63	1	1,35	0,07	0,00	-0,01	-0,01	19,94	0,41	1,2	3397,63	1	1,35	0,07
							Δh кільця =	0,00	0,32								Δh кільця =	0,00	0,32
							Δq кільця =	0,00									Δq кільця =	0,00	
-0,02		-0,02	43,71	0,35	1,248	409,78	-1	-0,78	0,02	-0,02		-0,02	43,69	0,35	1,248	409,78	-1	-0,78	0,02
0,02		0,02	43,13	0,34	1,248	346,95	1	0,65	0,01	0,02		0,02	43,15	0,34	1,248	346,95	1	0,65	0,01
0,02	-0,03	-0,01	12,60	0,26	1,33	5009,74	1	0,80	0,06	0,02	-0,01	0,01	12,61	0,26	1,33	5009,74	1	0,80	0,06
-0,02	0,02	0,00	31,42	0,44	1,18	671,54	-1	-0,66	0,02	-0,02	0,00	-0,02	31,40	0,44	1,18	671,54	-1	-0,66	0,02
							Δh кільця =	0,00	0,12								Δh кільця =	0,00	0,12
							Δq кільця =	0,02									Δq кільця =	0,01	
-0,03	0,02	-0,01	12,60	0,26	1,33	5009,74	-1	-0,80	0,06	-0,01	0,02	0,01	12,61	0,26	1,33	5009,74	-1	-0,80	0,06
0,03		0,03	21,91	0,45	1,18	1789,82	1	0,86	0,04	0,01		0,01	21,92	0,45	1,18	1789,82	1	0,86	0,04
0,03		0,03	14,45	0,29	1,29	4924,29	1	1,03	0,07	0,01		0,01	14,46	0,29	1,29	4924,29	1	1,03	0,07
-0,03	0,01	-0,01	10,49	0,33	1,256	9960,28	-1	-1,10	0,10	-0,01	0,01	0,00	10,49	0,33	1,256	9960,28	-1	-1,10	0,10
							Δh кільця =	-0,01	0,28								Δh кільця =	-0,01	0,28
							Δq кільця =	0,01									Δq кільця =	0,01	
0,01	-0,03	-0,01	10,49	0,33	1,256	9960,28	1	1,10	0,10	0,01	-0,01	0,00	10,49	0,33	1,256	9960,28	1	1,10	0,10
0,01		0,01	13,02	0,41	1,195	8896,34	1	1,51	0,12	0,01		0,01	13,03	0,41	1,195	8896,34	1	1,51	0,12
-0,01	0,02	0,01	19,95	0,41	1,2	3397,63	-1	-1,35	0,07	-0,01	0,00	-0,01	19,94	0,41	1,2	3397,63	-1	-1,35	0,07
-0,01		-0,01	17,58	0,36	1,24	4075,14	-1	-1,26	0,07	-0,01		-0,01	17,57	0,36	1,24	4075,14	-1	-1,26	0,07
							Δh кільця =	-0,01	0,36								Δh кільця =	0,00	0,36
							Δq кільця =	0,01									Δq кільця =	0,00	
							Δh контура =	-0,02									Δh контура =	-0,01	

**Гідравлічний розрахунок підключених трубопроводів і водоводів**

Ділянка	Довжина l, км	Діаметр D, мм	Витрата q, л/с	Швид- кість V, м/с	1000i, м/км	h=1000i*l, м
8 - №1	0,32	200	30,65	0,95	7,9	2,528
1 - №2	0,2	250	55,59	1,11	8,03	1,606
7 - №3	0,16	200	25,14	0,78	5,47	0,8752
3 - НС-II (max)	2,0	450	354,76/2=177,38	1,41	6,94	13,88
3- НС-II (max+пож)	2,0	450	404,76/2=202,38	1,27	4,84	9,68
3-НС-II (min)	2	450	88,79/2=44,4	0,9	5,34	10,68

*Визначення вільних напорів і п'єзометричних відміток у вузла водопровідної мережі та напору насосів*

Потрібний вільний напір  $H_{тр}$  визначаємо залежно від кількості поверхів n:

$$H_{тр} = 4 * (n - 1) + 10 \quad (1.2.14)$$

Значення фактичних вільних напорів у вузлах:

$$H_{віль.i} = \Pi_i - Z_{з.i} \quad (1.2.15)$$

де  $\Pi_i$  – п'єзометрична відмітка у i-му вузлі водопровідної мережі;

$Z_{з.i}$  – відмітка поверхні землі у цій же точці.

Значення  $\Pi_i$  в інших вузлах мережі:

$$\Pi_{i+1} = \Pi_i + h_i \quad (1.2.16)$$

Якщо напрямок обходу точок збігається з напрямом руху води на ділянці,  
то знак «-»

Якщо напрямок *не* збігається – знак «+»

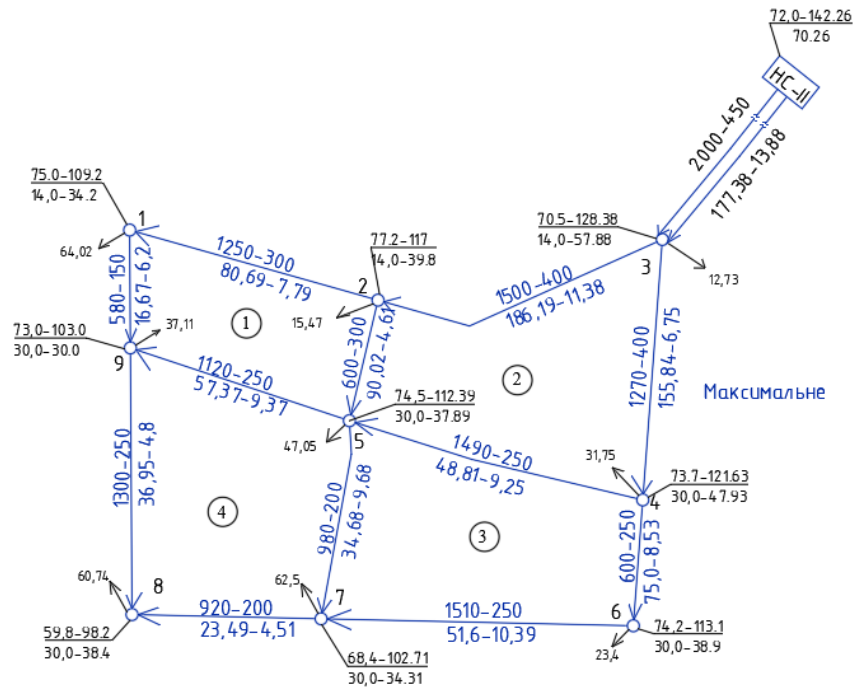


Рис. 1.2.5 Розрахункова схема мережі для режиму максимального водоспоживання

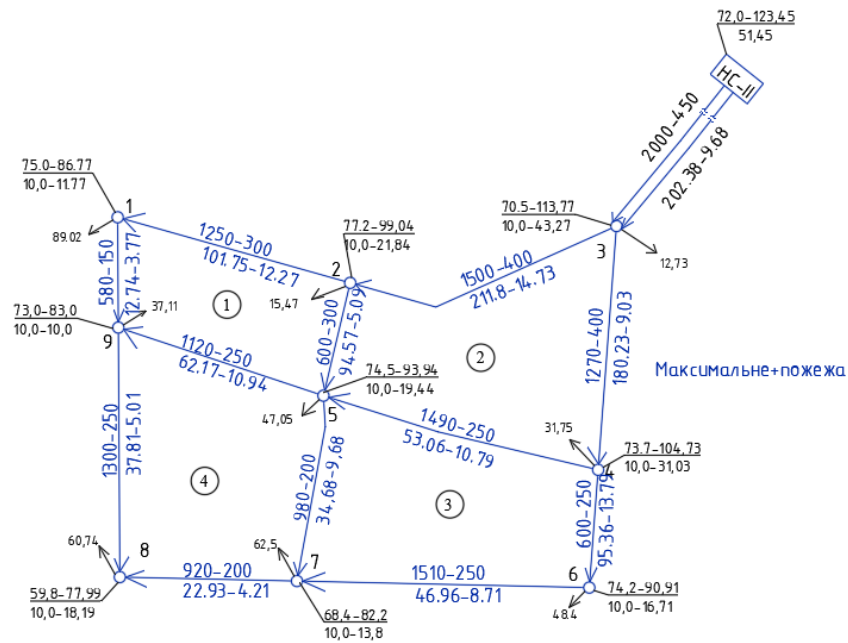


Рис. 1.2.6 Розрахункова схема мережі для режиму пожежогашіння під час максимального водоспоживання

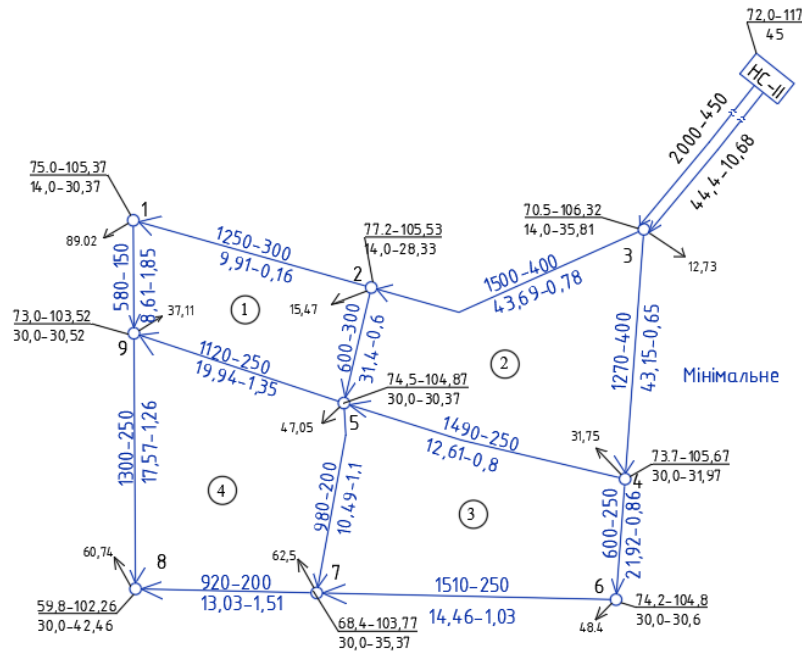


Рис. 1.2.7 Розрахункова схема мережі для режиму мінімального водоспоживання

Напір, що його розвивають господарсько-питні насоси:

$$H_p = H_{\Gamma} + h_{\kappa} \quad (1.2.17)$$

де  $H_{\Gamma}$  – геометрична висота підйому води на НС-II, м;

$h_{\kappa}$  – втрати напору в комунікаціях насосної станції, = 2 м

$$H_{\Gamma} = \frac{\Pi_{\text{НС-IImax}} + \Pi_{\text{НС-IImin}}}{2} - \frac{Z_{\text{min.p}} + Z_{\text{max.p}}}{2} \quad (1.2.18)$$

$$H_{\Gamma} = \frac{143.25 + 123.19}{2} - \frac{86.14 + 89}{2} = 45.65 \text{ м}$$

де  $\Pi_{\text{НС-IImax}}$  і  $\Pi_{\text{НС-IImin}}$  – п'єзометричні відмітки на НС-II, м;

$Z_{\text{min.p}}$  і  $Z_{\text{max.p}}$  – мінімальна та максимальна відмітка рівнів води у РЧВ.

$$H_p = 45,65 + 2 = 47,65$$

Напір пожежних насосів визначаємо за формулою, прийнявши  $h_{\kappa} = 3$  м, а геометричну висоту підйому обчисливши за формулою:

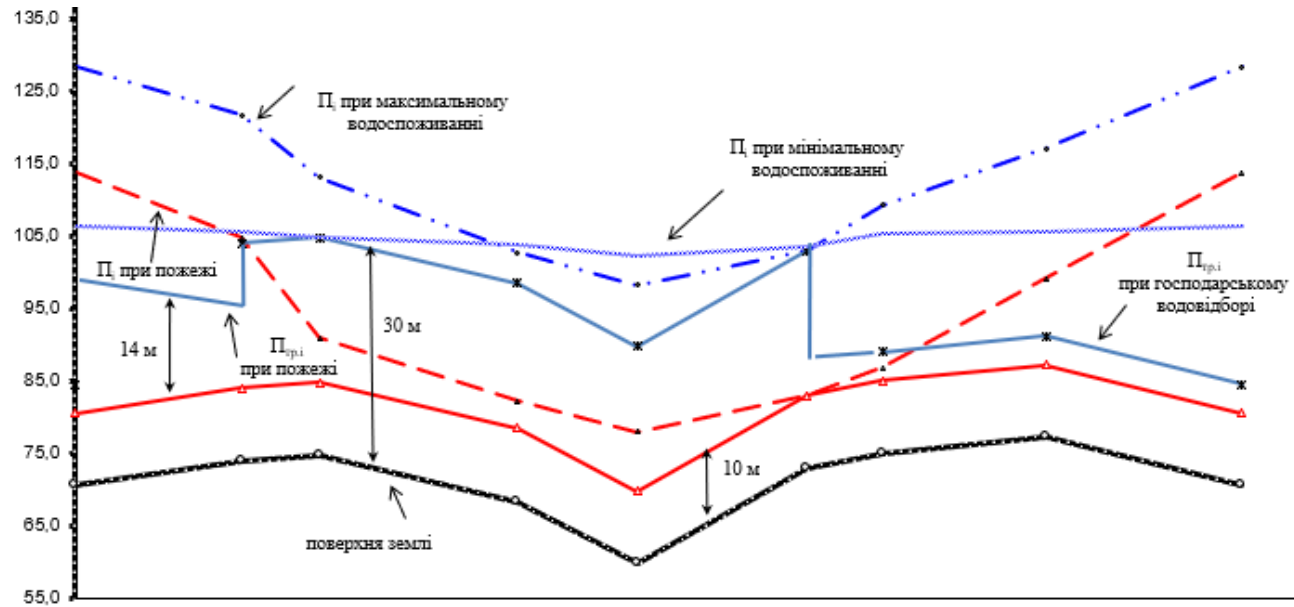
$$H_{\Gamma} = \Pi_{\text{НС-IIпож}} - Z_{\text{д.p}} \quad (1.2.19)$$

$$H_{\Gamma} = 123,45 - 68,16 = 55,29 \text{ м}$$

де  $\Pi_{\text{НС-IIпож}}$  – п'єзометрична відмітка на НС-II у режимі пожежогасіння

$Z_{\text{д.p}}$  – відмітка дна РЧВ біля НС

$$H_p = 55,29 + 3 = 58,29 \text{ м.}$$



№ вузла	3	4	6	7	8	9	1	2	3
$l, \text{ м}$	1270	600	1510	920	1300	580	1250	1500	
$Z_{\text{землі}}, \text{ М}$	70,5	74,0	74,8	68,4	59,8	73,0	75,0	77,2	70,5
$\Pi_{i_{\text{макс}}}, \text{ М}$	128,4	121,6	113,1	102,7	98,2	103,0	109,2	117,0	128,4
$\Pi_{i_{\text{пож}}}, \text{ М}$	113,8	104,7	90,9	82,2	78,0	83,0	86,8	99,0	113,8
$\Pi_{i_{\text{мін}}}, \text{ М}$	106,3	105,7	104,8	103,8	102,3	103,5	105,4	105,5	106,3
$\Pi_{гр. \text{госп}}, \text{ М}$	84,5	104,0	104,8	98,4	89,8	103,0	89,0	91,2	84,5
$\Pi_{гр. \text{пож}}, \text{ М}$	80,5	84,0	84,8	78,4	69,8	83,0	85,0	87,2	80,5
	0	1270	1870	3380	4300	5600	6180	7430	8930

Рис. 1.2.8. П'єзометрична графік напорів

### 1.3. Водозабірні споруди

Максимальне добове водоспоживання $Q_{max}, \text{м}^3/\text{доб}$	22 119
П'єзометрична позначка подачі води Н, м	68
Найвища каламутність $\rho, \text{кг}/\text{м}^3$	0,7
Товщина льоду $h_{\text{л}}$	0,6
Шуга, бал	2
Середній діаметр зависі $d, *10^{-4}$	0,8

#### Визначення категорії надійності

Категорія надійності визначається в залежності від кількості населення. При кількості жителів 40 000 осіб – буде II категорія надійності.

Таблиця 1.3.1

Категорія об'єкта водопостачання	Мінімальні середньомісячні витрати води	Розрахункові рівні води	
		Max	Min
II	90%	3%	95%

#### Визначення продуктивності водозабору

Розрахункова продуктивність водозабору:

$$Q_{\text{роз}} = K_1 * K_2 * K_3 * Q_1 \quad (1.3.1)$$

де  $K_1$  – коефіцієнт, що враховує інших споживачів, = 1,1...1,2

$K_2$  – коефіцієнт, який враховує витрати води на власні потреби водозабору та очистки станції, = 1,05...1,1

$K_3 * Q_1$  – витрата у добу максимального водоспоживання, = 22 119  $\text{м}^3/\text{доб}$

$$Q_{\text{роз}} = 1,1 * 1,1 * 22\ 119 = 26\ 763,99 \text{ м}^3/\text{добу}$$

Збільшення водоспоживання у перспективі враховується коефіцієнтом  $K_4 = 20\text{-}30\% \Rightarrow 1,2\text{-}1,3$

$$Q_{\text{персп}} = K_4 * Q_{\text{розр}} \quad (1.3.2)$$

$$Q_{\text{персп}} = 1,2 * 26\ 763,99 = 32\ 116,79 \text{ м}^3/\text{добу}$$

Таблиця 1.3.2

**Розрахункова продуктивність водозабору**

	Розрахунковий період		Перспективний період	
	м <sup>3</sup> /добу	м <sup>3</sup> /с	м <sup>3</sup> /добу	м <sup>3</sup> /с
Загальні витрати Q	26 763,99	0,3098	32 116,79	0,3717

*Вибір джерела водопостачання*

Таблиця 1.3.3

**Витратний режим річки в створі водозабору**

$Q_{зим}/Q_{літо}$	Середньомісячна витрата води м <sup>3</sup> /с забезпеченості				
	95%	90%	50%	10%	5
	19/12	24/14	90/80	1 600	2 000

Для мінімальних середньомісячній витрати коефіцієнт санітарної витрати  $K_{сан} = 0,35$

Мінімальні санітарні витрати:

$$Q_{розр}^{сан} = Q_{95\%} - Q_{розр} > K_{сан} * Q_{95\%} \quad (1.3.4)$$

Для режиму перспективи:

$$Q_{персп}^{сан} = Q_{95\%} - Q_{персп} > K_{сан} * Q_{95\%} \quad (1.3.5)$$

Таблиця 2.4

№	Розрахункові витрати	Значення витрат м <sup>3</sup> /с
1	$Q_{розр}$	0,31
2	$Q_{персп}$	0,37
3	$Q_{95\%}$	12
4	$Q_{розр}^{сан}$	11,69
5	$Q_{персп}^{сан}$	11,63

$$Q_{розр}^{сан} = 12 - 0,31 > 0,35 * 12 = 11,69 > 4,2$$

$$Q_{персп}^{сан} = 12 - 0,37 > 0,35 * 12 = 11,63 > 4,2$$

Висновок:

Витрати річки достатньо для забезпечення роботи водозабору (включно з перспективним періодом), регулювання стоку не потрібно.

Тип руслового процесу – руслове меандрування, тобто, одне русло, яке сильно меандрує в широкій заплаві через нерівномірне розмивання берегів та відкладання осаду.

*Вибір типу водоприймача та принципові схеми споруди*

*Таблиця 1.3.5*

№	Категорія	%	Витрата зима/літо, м <sup>3</sup> /с	Позначки рівнів води/глибини, м		
				Зимові	Літні	Весняні
1	II	95	19/12	51,5/38	51,2/37,7	
2		90	24/14	51,6/38,1	51,4/37,9	
3		50	90/80	52/38,5	51,9/38,4	
4		3	2 000			57,2/43,7
5		10	1 600			56,6/43,1

Амплітуда коливання рівнів у річці

$$A = H_{max3\%} - H_{min95\%} \quad (1.3.6)$$

$$A = 43,7 - 37,7 = 6 \text{ м}$$

*Таблиця 1.3.6*

		Легкі	Середні
Каламутність	0,7	≤500	≤1500
Товщина льоду	0,6	≤0,8	≤1,2
Шуга	2,0	≤1	≤2

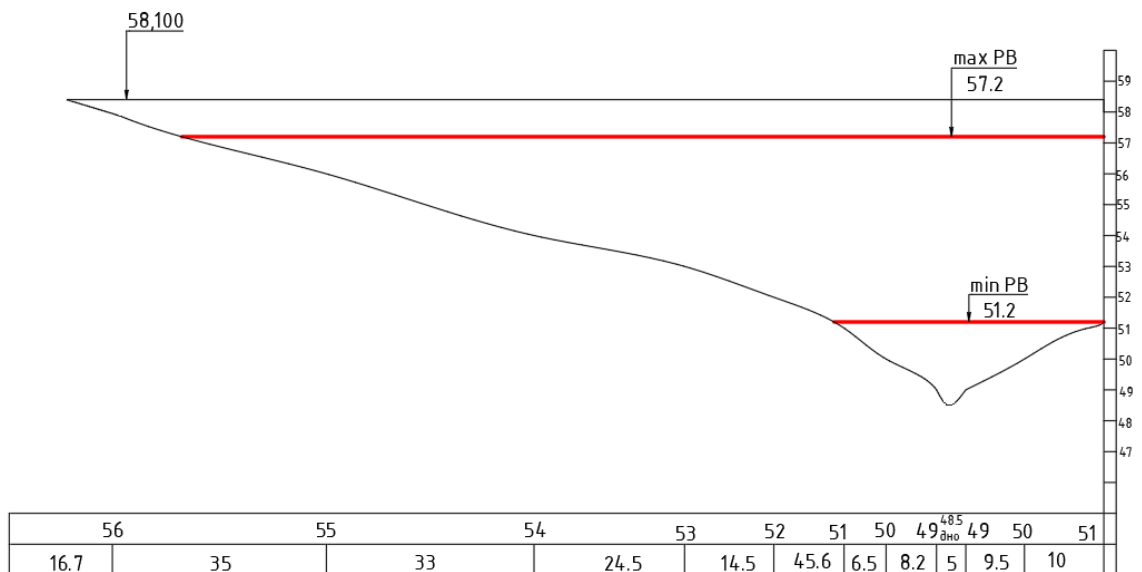


Рис. 1.3.1. Повздовжний профіль по осі водозабірних споруд

Так як амплітуда  $A = 6$  м – невелика ( $<6-8$  м), то переріз русла пологий, а це означає, що приймаємо русловий водозабір.

Потужність мала  $0,31-0,37$  (до  $1\text{ м}^3$ ), ґрунти в основі слабкі (пісок) - то приймаємо роздільне компонування.

Водозабірний вузол буде складатись:

- Оголовок, винесений в русло річки
- Берегового сіткового колодязя (БВСК)
- Трубопроводи
- Окремо розташованого НС-І

Приймаємо залізобетонний розтрубний захищений оголовок з боковим прийомом води.

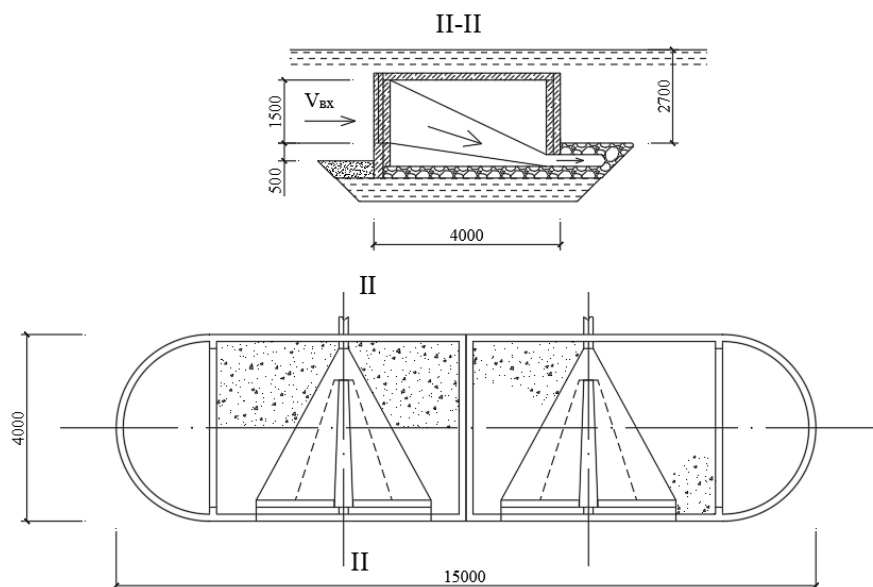


Рис. 1.3.2. Залізобетонний розтрубний оголовок з боковим прийомом води

#### *Гідравлічні розрахунки елементів водозабору*

Габаритні розміри елементів водозабору приймаємо для умов нормальної роботи споруд (при одночасній роботі всіх секцій окрім резервних, тобто, на перспективну витрату):

$$Q_{\text{вод}} = Q_{\text{персп}} = 0,37 \text{ м}^3/\text{с}$$

Витрату напору і відмітки осі насосів розраховують для аварійного режиму роботи, тобто, при відключенні одного водоводу або секції. Приймаємо зниження водоводу на 30%

$$Q_{\text{авар}} = 0,7 * Q_{\text{вод}} = 0,7 * 0,37 = 0,259 \text{ м}^3/\text{с}$$

### *Водоприймальні вікна та добір решіток*

Площа водоприймального вікна однієї секції водоприймача (брутто)

$$\omega_{\text{брутто}}^{\text{реш}} = 1,25 * \frac{Q_{\text{секц}}}{V_{\text{вт}}^{\text{реш}}} * K_{\text{ст}} \quad (1.3.7)$$

де 1,25 — коефіцієнт, що враховує засмічення

$$Q_{\text{секц}} = \frac{Q}{2} \quad (1.3.8)$$

$$Q_{\text{секц}} = \frac{0,37}{2} = 0,185 \text{ м}^3/\text{с}$$

$K_{\text{ст}}$  — коефіцієнт стиснення стержнями решітки

$$K_{\text{ст}} = \frac{a+c}{a} \quad (1.3.9)$$

де  $a$  – відстань між решітками (50 мм)

$c$  – товщина решіток (10 мм)

$$K_{\text{ст}} = \frac{50 + 10}{50} = 1,2$$

$$\omega_{\text{брутто}}^{\text{реш}} = 1,25 * \frac{0,185}{0,08} * 1,2 = 3,47 \text{ м}^2$$

Максимальний можливий вертикальний розмір отвору:

$$H_{\text{отв}}^{\text{л}} = H_{\text{min}\%}^{\text{літн}} - 0,3 - 0,5 \quad (1.3.10)$$

$$H_{\text{отв}}^{\text{л}} = 2,7 - 0,3 - 0,5 = 1,9 \text{ м}$$

$$H_{\text{отв}}^{\text{з}} = H_{\text{min}\%}^{\text{зимов}} - 0,9 * h_{\text{л}} - 0,2 - 0,5 \quad (1.3.11)$$

$$H_{\text{отв}}^{\text{з}} = 3 - 0,9 * 0,6 - 0,2 - 0,5 = 1,76 \text{ м}$$

З розрахунку пропуску аварійної витрати приймаємо три решітки 1250x1500 (Н) ( $\omega = 1,62 \text{ м}^2$ )

Перевіряємо на швидкість руху в отворах решітки для аварійного режиму

$$V_{\text{ав}} = 1,25 * \frac{Q_{\text{ав}}}{\omega_{\text{реш}}} * K_{\text{ст}}^{\text{р}} \quad (1.3.12)$$

$$V_{ав} = 1,25 * \frac{0,259}{4,86} * 1,25 = 0,08 \frac{м}{с} < 0,1 \frac{м}{с}$$

Втрати напору в решітці без розрахунків  $h_{реш} = 0,1$

### Площі і добір решіток

Оскільки водозабір має невелику продуктивність, приймаємо плоскі сітки.

Площа однієї сітки:

$$\omega_{брутто}^{сітки} = 1,25 * \frac{Q_{секц}}{V_{втікання}^{сітки}} * K_{ст}^c \quad (1.3.13)$$

де  $K_{ст}^c$  – коефіцієнт стиснення

$$K_{ст} = \left( \frac{a+c}{a} \right)^2 \quad (1.3.14)$$

де  $a$  – зазор між стержнями 2...5 мм, = 3,5 мм

$c$  – товщина дроту сітки 1...1,2 мм, = 1 мм

$$K_{ст} = \left( \frac{3,5+1}{3,5} \right)^2 = 1,65$$

Для плоских сіток рекомендують швидкість  $V < 0,4$  м/с

Приймаємо 0,3 м/с

$$\omega_{брутто}^{сітки} = 1,25 * \frac{0,185}{0,3} * 1,65 = 1,27 м^2$$

Перевіряємо на аварійний режим

$$V_{ав}^{сіт} = 1,25 * \frac{Q_{ав}}{\omega_{реш}} * 1,65 \quad (1.3.15)$$

$$V_{ав}^{сіт} = 1,25 * \frac{0,259}{1,25} * 1,65 = 0,43 м/с > 0,4 м/с$$

Не підходить, тому приймаємо на дві сітки 800x1000 (Н)

$$V_{ав}^{сіт} = 1,25 * \frac{0,259}{1,6} * 1,65 = 0,33 м/с < 0,4 м/с$$

Втрати напору в сітці приймаємо без розрахунку  $h_{сіт} = 0,1$  м

### Розрахунок водоводів

Водоводи, що з'єднують оголовок з береговим колодязем приймаємо два сталевих самопливних водовода.

В межах русла для захисту від зовнішніх ушкоджень водоводи заглиблюють на 0,8...1,5 м.

Щоб не було випадіння мулу швидкість руху води в трубопроводі, має бути не менше ніж в річці.

Передбачаємо в паводок пропускати всю воду по одному водоводу за графіком залежності Q-Z-V

$$Q_{3\%} = 2\,000 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$V_{3\%} = 1.1 \text{ м/с}$$

$V_{\text{с.в.}}$  приймаємо більше ніж  $V_{3\%}$ , тобто  $V_{3\%} = 1,25 \text{ м/с}$

Діаметр самопливних водоводів

$$d_{\text{с.в.}} = \sqrt{\frac{4Q_{\text{с.в.}}}{\pi V_{\text{с.в.}}}} \quad (1.3.16)$$

де  $Q_{\text{с.в.}} = Q_{\text{сек}} = 0,37 \text{ м}^3/\text{с}$

$$d_{\text{с.в.}} = \sqrt{\frac{4 * 0,37}{3,14 * 1,25}} = 0,614 \text{ м}$$

Перевіряємо швидкість при роботі двох водоводів

$$V = \frac{4 * Q}{\pi d^2} \quad (1.3.17)$$

$$V = \frac{4 * \frac{0,37}{2}}{\pi * 0,6^2} = 0,65 \text{ м/с}$$

Так як менше ніж самоочищувальна  $V = 0,7 \text{ м/с}$ , то приймаємо діаметр самопливних водоводів  $d_{\text{с.в.}} = 500 \text{ мм}$

$$V = \frac{4 * \frac{0,37}{2}}{\pi * 0,5^2} = 0,94 \frac{\text{м}}{\text{с}} > 0,7$$

Позначки берегового колодязя:

$$Z_{\text{бер кол}} = Z_{\text{max}3\%} + H_{\text{хв}} + 0,5 \quad (1.3.18)$$

$$Z_{\text{бер кол}} = 57,2 + 0,5 + 0,5 = 58,2 \text{ м}$$

Три режими розрахунку:

- нормальний режим (працюють два водоводи і  $Q_{\text{сам}} = \frac{Q_{\text{персп}}}{2}$ )
- аварійний режим ( $Q_{\text{авар}} = 0,7 * Q_{\text{персп}}$ )
- робота в паводок (вся витрата подається по одному водоводу  $Q_{\text{с.в}} = Q_{\text{перс}}$ )

Втрати напору від оголовка до берегового колодязя з врахуванням  $h_{\text{реш}}$  при роботі двох водоводів (нормальний режим)

$$h_{2d} = 1000i * l + \sum \zeta * \frac{V^2}{2g} + h_{\text{реш}} \quad (1.3.19)$$

де  $\sum \zeta$  – сума коефіцієнтів місцевих опорів

$$\sum \zeta = \zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{перехід звуження}} + 2 * \zeta_{\text{поворот}} + \zeta_{\text{трийник}} + \zeta_{\text{засувка}} + \zeta_{\text{вих}} \quad (1.3.20)$$

$$\sum \zeta = 0,15 + 0,25 + 2 * 0,45 + 0,1 + 0,1 + 1,0 = 2,5$$

$$Q_{2d} = \frac{Q_{\text{перс}}}{2} = 185 \text{ л/с.}$$

Для  $d_{\text{с.в.}} = 500 \text{ мм}$ :

$$1000i = 2,07$$

$$V = 0,885 \text{ м/с}$$

$$h_{2d} = 2,07 * 0,138 + 2,5 * \frac{0,885^2}{2 * 9,81} + 0,1 = 0,486 \text{ м}$$

Втрати напору при роботі одного водоводу в паводок

$$1000i = 7,94$$

$$V = 1,78 \text{ м/с}$$

$$h_d = 7,94 * 0,138 + 2,5 * \frac{1,78^2}{2 * 9,81} + 0,1 = 1,6 \text{ м}$$

*Рівні води в береговому колодязі*

Рівень води в приймальній камері в паводок (працює один трубопровід)

$$Z_1 = Z_{max3\%} - h_d \quad (1.3.21)$$

$$Z_1 = 57,2 - 1,6 = 55,6 \text{ м}$$

Рівень води в приймальній камері в межень (працює два трубопровід)

$$Z_2 = Z_{min15\%} - h_{2d} \quad (1.3.22)$$

$$Z_2 = 51,2 - 0,486 = 50,714 \text{ м}$$

Найнижчий розрахунковий рівень при виключені однієї лінії для ремонту/промивки (в межень)

$$Z_3 = Z_{min15\%} - h_d \quad (1.3.23)$$

$$Z_3 = 51,2 - 1,6 = 49,6 \text{ м}$$

Відмітка рівня в паводок (1d) у всмоктувальному відділенні

$$Z_4 = Z_1 - h_{сітки} \quad (1.3.24)$$

$$Z_4 = 55,6 - 0,1 = 55,5 \text{ м}$$

В межень (2d)

$$Z_5 = Z_2 - h_{сітки} \quad (1.3.25)$$

$$Z_5 = 50,714 - 0,1 = 50,614 \text{ м}$$

В межень при ремонті (1d)

$$Z_6 = Z_3 - h_{сітки} \quad (1.3.26)$$

$$Z_6 = 49,6 - 0,1 = 49,5 \text{ м}$$

Верх плоских сіток приймаємо на 0,1 м нижче найнижчого рівня води у всмоктувальній камері

$$Z_7 = Z_6 - 0,1 \quad (1.3.27)$$

$$Z_7 = 49,5 - 0,1 = 49,4 \text{ м}$$

Низ сітки:

$$Z_8 = Z_7 - H_{\text{сітки}} \quad (1.3.28)$$

$$Z_8 = 49,4 - 1 = 48,4 \text{ м}$$

Для колодзя в всмоктувальній камері приймається на 0,5 м нижче низу сіток

$$Z_9 = Z_8 - 0,5 \quad (1.3.29)$$

$$Z_9 = 48,4 - 0,5 = 47,9 \text{ м}$$

В приймальній камері влаштовуються приямок для накопичення осаду глибиною 0,3...0,7 м

Дно приямка приймального колодзя

$$Z_{10} = Z_9 - 0,7 \quad (1.3.30)$$

$$Z_{10} = 47,9 - 0,7 = 47,2 \text{ м}$$

Дно колодзя приймається з ухилом в бік приямка.

Ухил  $i = 0,01$

Відмітка верху самопливних труб на вході в береговий колодязь на 0,5 м нижче найнижчого рівня води в ньому

$$Z_{11} = Z_3 - 0,5 \quad (1.3.31)$$

$$Z_{11} = 49,6 - 0,5 = 49,1 \text{ м}$$

Відмітка верху самопливних труб на виході із оголовку

$$Z_{12} = Z_{\text{дна річки}} - 0,5 \quad (1.3.32)$$

$$Z_{12} = 48,5 - 0,5 = 48 \text{ м}$$

Тобто, труби прокладаються з підвищенням до берегового колодзя. Ухил:

$$i = \frac{Z_{11} - Z_{12}}{L} \quad (1.3.33)$$

$$i = \frac{49,1 - 48}{138} = 0,008$$

Відмітка від низа труби до дна приямка

$$H_{\text{відм}} = Z_{11} - d_{\text{с.в.}} - Z_{10} \quad (1.3.34)$$

$$H_{\text{відм}} = 49,1 - 0,5 - 47,2 = 1,4 \text{ м}$$

Відмітка підлоги надземної будівлі приймаємо на 0,15 м вище рівня землі берегового колодязя

$$Z_{13} = Z_{\text{бер колодязя}} + 0,15 \quad (1.3.35)$$

$$Z_{13} = 58,2 + 0,15 = 58,35 \text{ м}$$

Глибина берегового колодязя

$$H_{\text{б.к.}} = Z_{13} - Z_{10} \quad (1.3.36)$$

$$H_{\text{б.к.}} = 58,35 - 47,2 = 11,15 \text{ м}$$

Мінімальна глибина в всмоктувальній камері

$$H_{\text{всмोक.камера}}^{\text{min}} = Z_6 - Z_9 \quad (1.3.37)$$

$$H_{\text{б.к.}} = 49,5 - 47,9 = 1,6 \text{ м}$$

### *Припливний трубопровід*

Для очищення самопливних водоводів від замулювання передбачаються їхня зворотна промивка. Приймаємо швидкість промивної води  $V_{\text{пр.в}} = 1,8 \text{ м/с}$

Середня крупність наносів  $d_{\text{н}} = 0,8 * 10^{-4} \text{ м}$ . Перевіряємо, чи достатня ця швидкість, щоб скаламутити мулові відкладення в самопливних водоводах.

$$V \geq A(d_{\text{н}} * D)^{0.25} \quad (1.3.38)$$

де  $A$  – параметр, що визначає швидкість початку загального руху наносів,  $= 10$

$$V = 10 * (0,8 * 10^{-4} * 0,5)^{0.25} = 0,795 \frac{\text{м}}{\text{с}}$$

Необхідна витрата промивної води, щоб забезпечити прийнятну швидкість  $V_{\text{пр.в}} = 1,8 \text{ м/с}$  у самопливному водоводі діаметром  $D = 500 \text{ мм}$  за таблицями Шевельових:  $D_{\text{пр}} = 376 \text{ л/с}$

Приймаємо діаметр 400 мм і швидкість  $V = 2,82 \text{ м/с}$ , а  $1000i = 27$ .

В межах водоприймального колодязя зменшуємо діаметр промивних трубопроводів на 1-2 сортаменти. Тобто,  $D = 300$  мм.

### Попередній добір насосів НС-І

Середня розрахункова подача насосної станції визначається:

$$Q_{\text{Н.С}} = Q_{\text{водоз}} = \frac{32\,117 \frac{\text{м}^3}{\text{доб}}}{24} = 1\,338,2 \frac{\text{м}^3}{\text{год}}$$

Потрібний напір насосів першого підняття:

$$H_{\text{Н.С}} = H_{\text{geo}} + \sum h \quad (1.3.39)$$

де  $H_{\text{geo}}$  – статичний напір

$$H_{\text{geo}} = Z_{\text{змішувач}} - Z_6 \quad (1.3.40)$$

$$H_{\text{geo}} = 68 - 49,5 = 18,5 \text{ м}$$

Де  $\sum h$  – сумарні втрати місцевих і по довжині у всмоктувальних трубах

$$\sum h = h_{\text{в.в}} + h_{\text{н.с.}} + h_{\text{ліч}} + h_{\text{нап.водов}} + h_{\text{вилив}} \quad (1.3.41)$$

де  $h_{\text{в.в}}$  – втрати у всмоктуючи водоводи, = 0,5 м

$h_{\text{н.с.}}$  – втрати в насосної станції, = 2,5 м

$h_{\text{ліч}}$  – втрати лічильника, = 1,5 м

$h_{\text{нап.водов}}$  – втрати в напірних водоводів, = 5 м

$h_{\text{вилив}}$  – втрати на виливу, = 1 м

$$\sum h = 0,5 + 2,5 + 1,5 + 5 + 1 = 10,5 \text{ м}$$

$$H_{\text{Н.С}} = 18,5 + 10,5 = 29 \text{ м}$$

Підбираємо насос: при двох робочих агрегату  $Q_{\text{н}} = \frac{Q_{\text{н.с}}}{2} = \frac{1338,2}{2} = 669,1 \frac{\text{м}^3}{\text{год}}$

Тож приймаємо два робочих і один резервний насоси компанії Grundfos –

### **NB 250-400/365**

Діаметр всмоктувального патрубку насоса

$$Q_{\text{к}} = 669,1 \frac{\text{м}^3}{\text{год}} = 185,86 \frac{\text{л}}{\text{с}}$$

$$V = 0,8 \dots 1,5 \text{ м}^3/\text{с}$$

Тоді діаметр буде:  $d_n = 500$  мм за таблицею Шевельових (при швидкості  $V=0.885$  л/с)

За рекомендаціями беремо споруду діаметром 7.5 м. Стіни – 1 м

## 1.4. Очисні споруди водопостачання

Вихідні дані

Характеристика ґрунтів: 0...0,5 м 0,5...3,0 м Від 3,0 і нижче	Рослинний шар Пісок Суглинок
Глибина рівня ґрунтових вод, м	1,6
Колорність води, град	150
Каламутність, МГ/л	100
Присмак і запах, бал	2
Жосткість, МГ – екв/л:	
загальна	4,0
карбонатна	0,8
Окиснюваність, МГ/л	4,2
Лужність, МГ – екв/л	0,8
Фтор, МГ/л	0,6
Колі-індекс, МГ/л	35

*Визначення витрати водоочисної станції*

Продуктивності ОС за добу

$$Q_{ОС} = Q_{max.доб} + Q_{влп} + Q_{дод} \quad (1.4.1)$$

де  $Q_{влп}$  – власні потреби,  $= Q_{max.доб} * 3\%$

$Q_{дод}$  – додаткова на пожежогасіння

$$Q_{дод} = \frac{3,6 * t_{пож} * (n * q_{пож})}{T_{пож}} * 24 \quad (1.4.2)$$

$n$  – кількість одночасних пожеж у місті,  $= 3$  шт

$T_{пож}$  – час відновлення пожежних запасів,  $= 24$  год

$t_{пож}$  – час пожежогасіння,  $= 3$

$q_{пож}$  – витрата води на зовнішнє пожежогасіння,  $= 40$  л/с

$$Q_{\text{дод}} = \frac{3,6 \cdot 3 \cdot (3 \cdot 40)}{24} * 24 = 1\,296 \text{ м}^3 / \text{доб}$$

$$Q_{\text{ос}}^{\text{доб}} = 22\,000 + 22\,000 * 3\% + 1\,296 = 23\,956 \text{ м}^3 / \text{доб}$$

Витрати очисної споруди за годину:

$$Q_{\text{ос}}^{\text{год}} = \frac{Q_{\text{ос}}^{\text{доб}}}{24} \quad (1.4.3)$$

$$Q_{\text{ос}}^{\text{год}} = \frac{23\,956}{24} = 998 \text{ м}^3 / \text{год}$$

Витрати очисної споруди за секунду:

$$Q_{\text{ос}}^{\text{сек}} = \frac{Q_{\text{ос}}^{\text{год}}}{3,6} \quad (1.4.4)$$

$$Q_{\text{ос}}^{\text{сек}} = \frac{998}{3,6} = 277,22 \text{ л/с}$$

Приймаємо технологічну схему з контактними освітлювачами

#### *Розрахунок споруд і обладнання реагентного господарства*

Подача реагентів в оброблювану воду здійснюється в таких точках технологічної схеми:

Коагулянт – у трубопроводі перед змішувачем або безпосередньо у змішувач

Флокулянт – вводиться через 2-4 хвилини після подачі коагулянту

Хлоровмісні реагенти (при попередньому хлоруванні) – у разі наявності у воді фенолів або аміаку їх необхідно вводити до хлору

Реагенти для підлужування – подається одночасно з коагулянтом

Фтор – вводиться після очисних споруд або перед швидкими фільтрами

Доза коагулянту:

В якості коагулянту, при зниженні колірності і каламутності, приймаємо **сульфат алюмінію  $Al_2(SO_4)_3$**

Доза коагулянту (за безводною речовиною) при обробці каламутної води при  $D_k = 25 \text{ мг/л}$

Колірність води:

$$D_k = 4 * \sqrt{K} \quad (1.4.5)$$

де  $K$  – колірність вихідної води, = 150 МГ/л

$$D_k = 4\sqrt{150} = 48,98 \approx 49 \text{ МГ/л}$$

Так як для контактних освітлювачів дозу коагулянту можливо зменшувати на 10%, то приймаємо остаточно  $D_k = 44 \text{ МГ/л}$

Доза флокулянту:

В якості флокулянту приймаємо **поліакріламід (ПАА)**, який вводиться у воду перед контактними освітлювачами, після коагулянту з розривом у 2-3 хвилини.

Дозу визначаємо за формулою:

$$D_\phi = 0,004 * M + 0,12 \quad (1.4.6)$$

де  $M$  – каламутність вихідної води, = 100 МГ/л

$$D_\phi = 0,004 * 100 + 0,12 = 0,52 \text{ МГ/л}$$

Хлорування здійснюється в два етапи:

- попереднє хлорування  $D_{\text{хл}}^{\text{П}} = 5 \text{ МГ/л}$ ,
- остаточно хлорування (знезараження води)  $D_{\text{хл}}^{\text{ЗН}} = 3 \text{ МГ/л}$  (поверхнева вода)

Перевірка достатності лужності:

При обробці води коагулянтами необхідно перевірити достатність лужного резерву води для нормального перебігу процесу. При його недостатності у воду додається лужний реагент (вапно). Дозу реагента для штучного підлужнення визначають за формулою:

$$D_L = K_L * \left( \frac{D_k}{e_k} - L_{\text{вих}} + 1 \right) \quad (1.4.7)$$

де  $K_L$  – коефіцієнт, що дорівнює для вапна ( $\text{CaO}$ ) = 28

$e_k$  – молярна маса еквівалента коагулянта, = 57 МГ/МГ<sub>екв</sub>

$L_{\text{вих}}$  – мінімальна лужність оброблювальної води, =  $0,8 \text{ МГ}_{\text{екв}}/\text{л}$

$$D_{\text{л}} = 28 * \left( \frac{44}{57} - 0,8 + 1 \right) = 27,21 \text{ МГ}/\text{л}$$

Лужний реагент додається перед введенням коагулянту або разом із ним Фторування води:

При вмісті у воді фтору менше  $0,5 \text{ МГ}/\text{л}$ , здійснюється фторування води.

Як реагенти для фторування води застосовують фтористий натрій  $\text{NaF}$

$$D_{\text{ф}} = (m_{\text{ф}} a_{\text{ф}} - (F^-)) * \frac{100}{K_{\text{ф}}} * \frac{100}{C_{\text{ф}}} \quad (1.4.8)$$

де  $m_{\text{ф}}$  – коефіцієнт, що враховує втрати фтору залежно від місця введення реагенту, = 1,1

$a_{\text{ф}}$  – необхідна концентрація фтору в питній воді, =  $1 \text{ МГ}/\text{л}$

$F^-$  – вміст фтору у вихідній воді, =  $0,6 \text{ МГ}/\text{л}$

$K_{\text{ф}}$  – вміст фтору в чистому реагенті для фтористого натрію = 45%

$C_{\text{ф}}$  – вміст чистої реч в технічному продукті для вищого гатунку = 94%

$$D_{\text{ф}} = (1,1 * 1 - (0,6)) * \frac{100}{45} * \frac{100}{94} = 1,18 \text{ МГ}/\text{л}$$

#### *Приготування реагентів*

Реагенти подаються у воду, як правило, у вигляді розчинів і суспензій.

Приготування розчинів коагулянту:

Обираємо мокрий метод зберігання, тобто розчинні баки одночасно використовуються і як резервуари-сховища.

Кількість коагулянту:

$$Q_{\text{к}} = \frac{Q D_{\text{к}}}{10000 P_{\text{с}}} \quad (1.4.9)$$

де  $Q$  – повна продуктивність очисної станції, =  $23\,956 \text{ м}^3/\text{доб}$

$D_{\text{к}}$  – доза коагулянту, =  $44 \text{ МГ}/\text{л}$

$P_{\text{с}}$  – вміст безводного продукту в коагулянті, = 55%

$$Q_{\text{к}} = \frac{23\,956 * 44}{10000 * 55} = 1,92 \text{ т}/\text{доб}$$

При виборі схеми мокрого збереження коагулянту необхідно передбачити його збереження в кількості не менше одного вагона (60т)

Запас коагулянту 30-ти добовий:

$$Q_K^1 = Q_K * 30 \quad (1.4.10)$$

$$Q_K^1 = 1,92 * 30 = 57,6 \text{ т}$$

Так як мінімальна кількість коагулянту в вагоні 60т, то вистачить 1 вагону. Тоді обсяг разової поставки = 60 т.

При мокрому зберіганні запас коагулянту зберігається у розчинних баках (ємності-зберігачі) у вигляді розчину концентрацією 15-20%. Об'єм таких баків  $W_K^{зб}$  розраховується виходячи з того, що на 1т сухого очищеного товарного коагулянту необхідно  $C_K = 2,0 \text{ м}^3$ :

$$W_K^{зб} = Q_K * C_K \quad (1.4.11)$$

$$W_K^{зб} = 60 * 2 = 120 \text{ м}^3$$

Кількість баків повинна бути не меншою 3.

Об'єм одного баку:

$$W_K^{зб'} = \frac{W_K^{зб}}{3} \quad (1.4.12)$$

$$W_K^{зб'} = \frac{120}{3} = 40 \text{ м}^3$$

Розміри баку:

$$W_K^{зб'} = \pi * r^2 * h \quad (1.4.13)$$

де  $r = 2 \text{ м}$

$h = 3,5 \text{ м}$

$$W_K^{зб'} = 3,14 * 2^2 * 4 = 50,24 \text{ м}^3$$

Приймаємо до установки 4 циліндричних бака. 3 з яких містять разову поставку коагулянту, 1 бак – резервний.

Число витратних баків приймається не менше 2, а їхня місткість:

$$W_P = \frac{qnD_K}{10000b\rho} \quad (1.4.14)$$

де  $q$  – розрахункова витрата води,  $\text{м}^3/\text{ГОД}$

$n$  – час, на який заготовляється розчин коагулянту, 10-12 год.

$D_K$  – максимальна доза коагулянту

$b$  – концентрація розчину коагулянту, 4-10%

$\rho$  – щільність розчину коагулянту, прийнята  $1 \text{ Т}/\text{м}^3$

$$W_P = \frac{998 \cdot 12 \cdot 44}{10000 \cdot 10 \cdot 1} = 5,3 \text{ м}^3$$

Визначаємо об'єм одного розчинного баку:

$$W'_P = \frac{W_P}{2} \quad (1.4.15)$$

$$W'_P = 2,65 \text{ м}^3$$

Приймаємо до установки 3 циліндричних бака. 2 з яких містять разову поставку коагулянту, 1 бак – резервний.

Підбираємо розміри баків:

$$W'_p = \pi * r^2 * h \quad (1.4.16)$$

$$r = 1 \text{ м}$$

$$h = 1 \text{ м}$$

$$W'_p = 3,14 * 1^2 * 1 = 3,14 \text{ м}^3$$

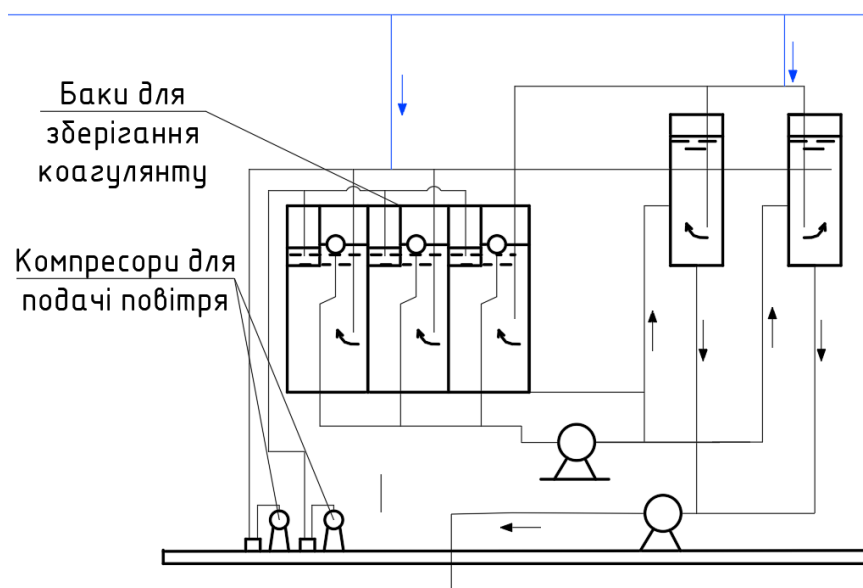


Рис. 1.4.1. Схема баків для мокрого збереження коагулянтів

Витрата повітря:

Для розчинення коагулянту і перемішування його в баках необхідно передбачати подачу стиснутого повітря з інтенсивністю:

$$q_{\text{пов}} = \sum F_b * \alpha \quad (1.4.17)$$

де  $\sum F_b$ - сумарна площа баків, де відбувається перемішування

$$\sum F_b = \pi r^2 \quad (1.4.18)$$

$\alpha$  – інтенсивність подачі повітря. Для розчинення –  $8 \dots 10 \text{ л/с} * \text{м}^2$ , для змішування  $3 \dots 5 \text{ л/с} * \text{м}^2$

- для розчинних баків:

$$q_{\text{роз}} = 3,1 * 3 * 8 = 74,4 \text{ л/с}$$

- для витратних баків:

$$q_{\text{витр}} = 3,14 * 2 * 3 = 18,84 \text{ л/с}$$

Загальна витрата повітря:

$$q_{\text{повн}} = q_{\text{роз}} + q_{\text{витр}} \quad (1.4.19)$$

$$q_{\text{повн}} = 74,4 + 18,84 = 93,24 \text{ л/с} = 5,59 \text{ м}^3/\text{хв}$$

Тип повітродувок: **ІАП-30-4А** з витратою  $6,5 \text{ м}^3/\text{хв}$ , граничний надлишковий тиск  $P = 3 \text{ МПа}$ , потужність електродвигуна =  $2,2 \text{ кВт}$ .

Швидкість руху повітря в трубопроводі  $v = 10 \dots 15 \text{ м/с}$

Визначаємо швидкість руху повітря в трубопроводі діаметром  $80 \text{ мм}$  і за тиску  $P = 1,5 \text{ кгс/см}^2$

$$v = \frac{q_{\text{повн}}}{60 * (10p + 1) * 0,785 d^2} \quad (1.4.20)$$

$$v = \frac{5,59}{60 * (1,5 + 1) * 0,785 * 0,01^2} = 11,3 \text{ м/с}$$

Приготування флокулянтів (ПАА):

Визначаємо загальний об'єм перемішувачів:

$$W = \frac{Q_{\text{год}} n D_{\phi}}{10\,000 b \rho} \quad (1.4.21)$$

$$W_{\phi} = \frac{998 * 10 * 1,18}{10\,000 * 10 * 1} = 0,12 \text{ м}^3$$

Приймаю один перемішувач **УРП-2М** з робочою ємністю бака – 2 м<sup>3</sup>

Добова витрата флокулянту:

$$Q_{\phi}^{\text{доб}} = \frac{Q_{\text{ос}} * D_{\phi}}{10\,000 * P_{\phi}} \quad (1.4.22)$$

$$Q_{\phi}^{\text{доб}} = \frac{23\,956 * 1,18}{10\,000 * 78} = 0,036 \text{ Т/добу}$$

7-добовий запас флокулянту:

$$Q_{\phi}^7 = 7 * Q_{\phi}^{\text{доб}} \quad (1.4.23)$$

$$Q_{\phi}^7 = 7 * 0,036 = 0,252 \text{ т}$$

Кількість бочок, яка забезпечує разову поставку 100 кг:

$$n = \frac{Q_{\phi}^7}{0,1}$$

$$n = \frac{0,252}{0,1} = 2,52$$

Приймаємо 3 бочки по 100 кг. Обсяг разової поставки складатиме 300 кг.

Ємність витратного баку:

$$W_{\phi}^{\text{вitr}} = \frac{998 * 10 * 1,18}{10\,000 * 10 * 1} = 0,12 \text{ м}^3 \quad (1.4.24)$$

Приймаємо прямокутні баки розмірами: 500x500x500 м

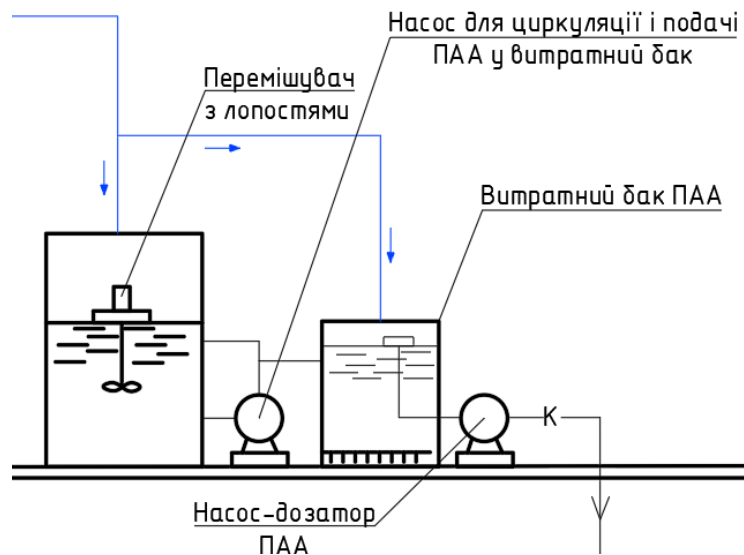


Рис. 1.4.2. Схема приготування розчину ПАА

Хлорування води:

Годинна витрата хлору при попередньому і постхлоруванні:

$$Q_{\text{ХЛ}}^{\text{поп}} = \frac{Q_{\text{ос}} * D_{\text{ХЛ}}^{\text{п}}}{10\ 00 * 24} \quad (1.4.25)$$

$$Q_{\text{ХЛ}}^{\text{поп}} = \frac{23\ 956 * 5}{10\ 00 * 24} = 4,99 \approx 5 \text{ кг/год}$$

$$Q_{\text{ХЛ}}^{\text{зн}} = \frac{Q_{\text{ос}} * D_{\text{ХЛ}}^{\text{зн}}}{10\ 00 * 24} \quad (1.4.26)$$

$$Q_{\text{ХЛ}}^{\text{поп}} = \frac{23\ 956 * 3}{10\ 00 * 24} = 2,99 \approx 3 \text{ кг/год}$$

Загальна витрата:

$$Q_{\text{ХЛ}} = Q_{\text{ХЛ}}^{\text{поп}} + Q_{\text{ХЛ}}^{\text{зн}} \quad (1.4.27)$$

$$Q_{\text{ХЛ}} = 5 + 3 = 8 \text{ кг/год}$$

За добу:

$$Q_{\text{ХЛ}}^{\text{доб}} = 8 * 24 = 192 \text{ кг/доб}$$

Хлоратор марки **ЛК10Б**, витрата води до  $30 \text{ м}^3/\text{год}$ , діаметр підводячого патрубку ежектора = 50 мм.

Габаритні розміри апарату: 800x340x200.

Так як хлорну воду необхідно подавати окремо на кожне місце вводу, то кількість резервних хлораторів буде по одному на кожне місце вводу.

30-добовий запас хлору буде складати:

$$Q_{\text{хл}}^{30} = \frac{30 * Q_{\text{хл}}^{\text{доб}}}{1000} \quad (1.4.28)$$

$$\frac{30 * 192}{1000} = 5,76 \text{ т}$$

Кількість запасних балонів:

$$n_{\text{хл}}^3 = \frac{Q_{\text{хл}}^{30} * 30}{55} \quad (1.4.29)$$

$$n_{\text{хл}}^3 = \frac{192 * 30}{55} = 104,73 = 105 \text{ балонів}$$

Кількість витратних балонів:

$$n_{\text{хл}}^{\text{витр}} = \frac{Q_{\text{хл}}}{S_{\text{бал}}} \quad (1.4.30)$$

де  $S_{\text{бал}}$  – знімання хлору з одного балону без штучного підігріву при

$t = 18^\circ\text{C}$ ,  $= 0,5 \dots 0,7 \text{ кг/год}$

$$n_{\text{хл}}^{\text{витр}} = \frac{8}{0,7} = 11,43 = 12 \text{ балонів}$$

При необхідності зменшити кількість витратних балонів в хлораторних встановлюють бочки-випаровувачі, знімання з яких складає  $S_{\text{зн}} = 3 \text{ кг/год}$  з  $1 \text{ м}^2$  поверхні. Бокова поверхня бочки складає  $F_6 = 3,65 \text{ м}^2$

Знімання хлору з однієї бочки:

$$q_6 = F_6 S_{\text{зн}} \quad (1.4.31)$$

$$q_6 = 3,65 * 3 = 10,95 \text{ кг/год}$$

Необхідна кількість бочок-випаровувачів:

$$n_6 = \frac{Q_{\text{хл}}}{q_6} \quad (1.4.32)$$

$$n_6 = \frac{8}{10,95} = 0,73 = 1 \text{ шт}$$

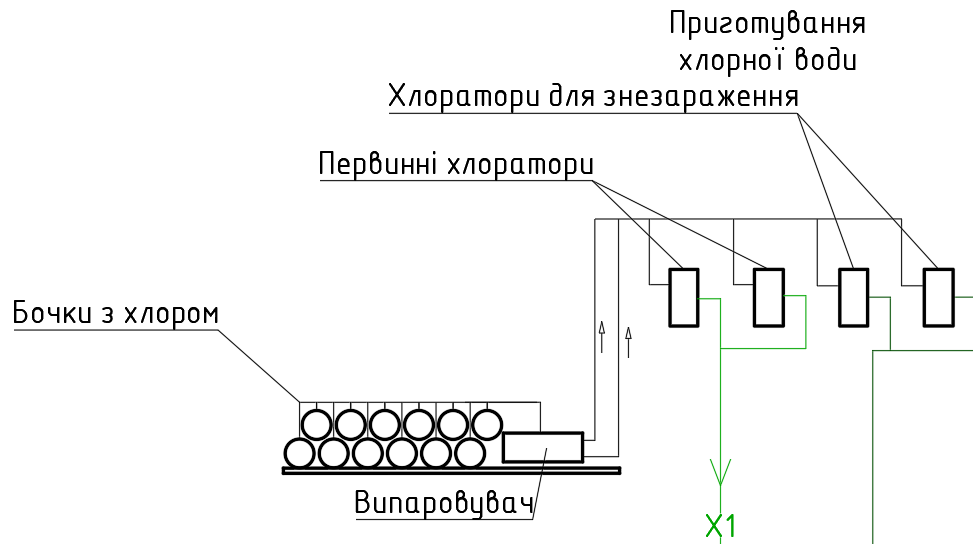


Рис. 1.4.3. Схема приготування хлорної води та вводу її у систему

Зберігання і приготування вапна:

Вапно, як правило, застосовується у вигляді молока концентрацією 5%.

Добова витрата  $Q_L^{доб}$  товарного коагулянту :

$$Q_L^{доб} = \frac{Q_{ос} * D_L}{10\ 000 * P_L} \quad (1.4.33)$$

$$Q_L^{доб} = \frac{23\ 956 * 27,21}{10\ 000 * 78} = 0,84 \text{ т/доб}$$

16-ти добовий запас вапна буде складати:

$$Q_L^{16} = Q_L^{доб} * 16 \quad (1.4.34)$$

$$Q_L^{16} = 0,84 * 16 = 13,44 \text{ т}$$

Об'єм баків для вапняного молока:

$$W_B = Q_L^1 * C_B \quad (1.4.35)$$

де  $C_B$  – 3,5...5 об'єму на 1 т товарного вапна

$$W_B = 13,44 * 3,5 = 47,04$$

$$W_B = \pi * r^2 * h \quad (1.4.36)$$

де  $r = 3 \text{ м}$

$h = 1,7 \text{ м}$

$$W_B = 3,14 * 3^2 * 1,7 = 48,042 \text{ м}^3$$

Приймаємо два баки  $r = 3 \text{ м}$ ;  $h = 1,7 \text{ м}$

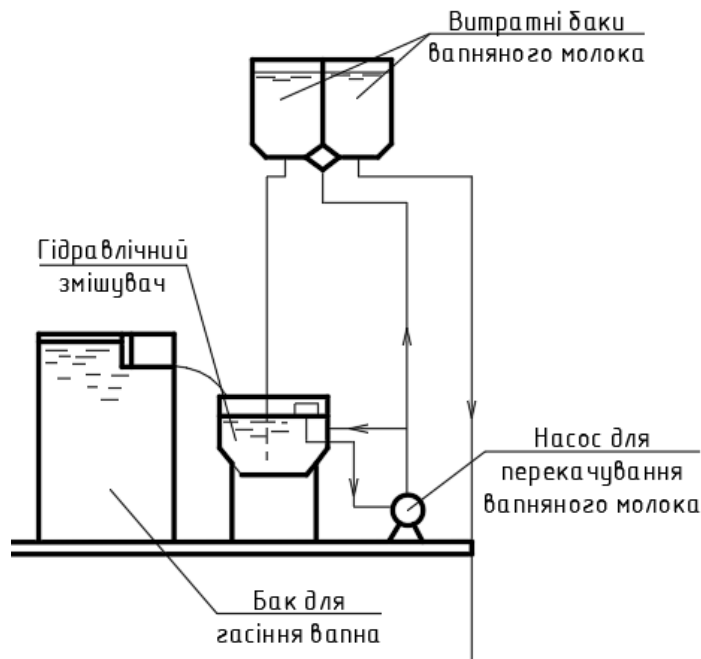


Рис. 1.4.4. Схема приготування вапняного молока

*Розрахунок окремих споруд*

Вихровий змішувач:

Складається з двох частин: нижньої, яка представляє собою перевернутий конус і верхньої у вигляді циліндра висотою 1.5 м.

Площа верхньої частини:

$$F_B = \frac{Q_{\text{год}}}{n \cdot V_{\text{зміш}}} \quad (1.4.37)$$

де  $V_{\text{зміш}} = 120$  м/год – швидкість руху води у верхній незмінній за перерізом частині змішувача

$n$  – кількість змішувачів, = 2

$$F_B = \frac{998}{3 \cdot 120} = 2,77 \text{ м}^2$$

За величиною  $F_B$  визначаємо сторону верхньої частини:

$$b_B = \sqrt{F_B} \quad (1.4.38)$$

$$b_B = \sqrt{2,77} = 1,66 \text{ м} \approx 1,7 \text{ м}$$

Внутрішні діаметри труб, м:

$$f = \frac{Q_{\text{год}}}{n \cdot v} \quad (1.4.39)$$

$$f = \frac{998}{3 \cdot 5400} = 0,062 \text{ м}^2$$

$$d_{\text{BH}} = \sqrt{\frac{4 \cdot f}{\pi}} \quad (1.4.40)$$

$$d_{\text{BH}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,062}{\pi}} = 0,2 \text{ м приймаємо } d = 200 \text{ мм};$$

Підбираємо діаметр трубопроводу 200 мм, товщина стінки  $\delta = 7$  мм, зовнішній діаметр  $d_{\text{ЗОВ}} = d_{\text{BH}} + 2 \cdot \delta = 200 + 2 \cdot 7 = 214$  мм.

Площа нижньої частини, м<sup>2</sup>:

$$F_H = \frac{\pi(1,02 \cdot d_{\text{BX}})^2}{4} \quad (1.4.41)$$

$$F_H = \frac{3,14(1,02 \cdot 0,2)^2}{4} = 0,033 \text{ м}^2.$$

Об'єм верхньої частини:

$$W_B = 1,5 \cdot F_B \quad (1.4.42)$$

$$W_B = 1,5 \cdot 2,77 = 5,54 \text{ м}^3$$

Діаметр верхньої частини, м:

$$d_B = \sqrt{\frac{4 \cdot F_B}{\pi}} \quad (1.4.43)$$

$$d_B = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,77}{3,14}} = 1,88 \text{ м}; \text{ приймаємо } 2 \text{ м}.$$

Повний об'єм змішувача:

$$W = \frac{Q_{\text{ДОБ}} \cdot t_{\text{ЗМИШ}}}{1440 \cdot n} \quad (1.4.44)$$

де  $Q_{\text{ДОБ}} = 23 \ 956 \text{ м}^3/\text{добу}$  – добова потужність водоочисної станції

$n = 3$  – кількість змішувачів, шт.

$t_{\text{змиш}} = 1,5$  – час перебування води у змішувачі, хв.

1440 – коефіцієнт перерахунку годин у хвилини

$$W = \frac{23 \ 956 \cdot 1,5}{1440 \cdot 3} = 8,31 \text{ м}^3$$

Об'єм нижньої частини змішувача:

$$W_H = W - W_B = 8,31 - 5,54 = 2,77 \text{ м}^3$$

Висота нижньої частини змішувача:

$$h_H = \frac{12 * W_H}{\pi * [(1,02 * d_{BX})^2 + d_B^2 + 1,02 * d_{BX} * d_B]} \quad (1.4.45)$$

$$h_H = \frac{12 * 2,77}{3,14 * [(1,02 * 0,2)^2 + 2^2 + 1,02 * 0,2 * 2]} = 2,36 = 2,5 \text{ м.}$$

Перевіряємо співвідношення висоти нижньої частини до сторони або діаметру верхньої, щоб воно було в межах 1,2...1,87:

$$h_H/d_B = 2,5/2 = 1,25$$

Умова виконується.

Повітровіддільники:

Встановлюємо два повітровіддільника після вихрових змішувачів.

Розрахунок контактних освітлювачів:

Контактні освітлювачі – це споруди, які поєднують функції камери реакції, відстійника та швидкого фільтра.

На станції передбачаємо встановлення сітчастих барабанних фільтрів та вхідних камер, які забезпечують необхідний напір води, її змішування з реагентами, контакт із ними, а також ефективно видалення повітря.

Об'єм вхідної камери розраховуємо на перебування води в ній  $t = 5$  хвилин:

$$W_{BK} = \frac{Q_{oc} * t}{24 * 60} \quad (1.4.46)$$

$$W_{BK} = \frac{23\,956 * 5}{24 * 60} = 83,2 \text{ м}^3$$

Камеру розділяємо на дві частини.

Загальну площу контактних освітлювачів визначаємо з урахуванням скидання першого фільтрату:

$$F_{KO} = \frac{Q_{oc}}{T_{cm} * v_H - n_{np} * q_{np} - (\tau_{np} * v_H * n_{np})} \quad (1.4.47)$$

де  $T_{cm}$  – тривалість роботи станції, = 24 год

$v_n$  – розрахункова швидкість фільтрування за нормального режиму, = 5 м/год

$n_{пр}$  – кількість промивок освітлювача на добу, = 2

$\tau_{пр}$  – час простою фільтра через промивку, якщо фільтр промивається водою, = 0,33

$q_{пр}$  – питома витрата води на одну промивку:

$$q_{пр} = q_{пр}' * t * 10^{-3} = 15 * 8 * 10^{-3} = 0.12 \text{ м}^3 / \text{м}^2$$

тут  $q_{пр}'$  – інтенсивність промивки, = 15 л/с·м<sup>2</sup>;

$t$  – тривалість промивки, = 8 с;

$$F_{ко} = \frac{23\,956}{24*5 - 2*0,12 - (0,33*5*2)} = 205,7 \text{ м}^2$$

Кількість освітлювачів:

$$N_{ко} = \frac{\sqrt{F_{ко}}}{2} \quad (1.4.48)$$

$$N_{ко} = \frac{\sqrt{F_{ко}}}{2} = \frac{\sqrt{205,7}}{2} = 7,2 \approx 8 \text{ шт}$$

Так як промивка освітлювача здійснюється лише водою то підтримуючі шари передбачати не потрібно, а в якості завантаження приймаємо пісок з еквівалентним діаметром зерен 0,7-0,8 мм і висотою шару засипки 1,3 м.

Площа одного фільтра:

$$F_{ко}^1 = \frac{F_{ко}}{N_{ко}} \quad (1.4.49)$$

$$F_{ко}^1 = \frac{205,7}{8} = 25,71 \text{ м}^2$$

Приймаємо площу 25 м<sup>2</sup>, розмірами 500x500

Перевірка швидкості фільтрування при форсованому режимі:

$$v_{\phi} = \frac{v_n * N_{\phi}}{N_{\phi} - N_1} \quad (1.4.50)$$

де  $N_{\phi}$  – загальна кількість освітлювачів

$N_1$  – кількість освітлювачів в ремонті

$$v_{\phi} = \frac{5 * 8}{8 - 1} = 5,71 \text{ м/с}$$

*Розрахунок розподільчої системи контактних освітлювачів*

Витрата води потрібну для промивки одного фільтра:

$$Q_{\text{пр}} = F_{\phi}^1 * q_{\text{пр}}^1 * 10^{-3} \quad (1.4.51)$$

$$Q_{\text{пр}} = 25 * 16 * 10^{-3} = 0,4 \text{ м}^3/\text{с}$$

Діаметр колектору:

$$d_k = \sqrt{\frac{4 * Q_{\text{пр}}}{\pi * v_k}} \quad (1.4.52)$$

$v_k$  – швидкість руху води на початку колектору (0,8...1,2 м/с).

$$d_k = \sqrt{\frac{4 * 0,4}{\pi * 0,8}} = 0,798 \text{ м}$$

Перевірка величини  $v_k$

$$v_k = \frac{4 * Q_{\text{пр}}}{\pi * d_k^2} \quad (1.4.53)$$

$$v_k = \frac{4 * 0,4}{\pi * 0,8^2} = 0,796 \text{ м/с}$$

Загальна кількість відгалужень  $n_{\text{заг}}^{\text{відг}}$  на кожному фільтрі складає:

$$n_{\text{заг}}^{\text{відг}} = 2 * \frac{B}{m} \quad (1.4.54)$$

де  $m$  – відстань між відгалуженнями (0,25-0,35 м)

$$n_{\text{заг}}^{\text{відг}} = 2 * \frac{5}{0,25} = 40 \text{ шт,}$$

Витрата промивної води  $q_{\text{відг}}$ , через одне відгалудження:

$$q_{\text{відг}} = \frac{Q_{\text{пр}}}{n_{\text{заг}}^{\text{відг}}} \quad (1.4.55)$$

$$q_{\text{відг}} = \frac{0,4}{40} = 0,01 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}$$

Діаметр  $d_{\text{відг}}$ :

$$d_{\text{відг}} = \sqrt{\frac{4 * q_{\text{відг}}}{\pi * v_{\text{відг}}}} \quad (1.4.56)$$

де  $v_{\text{відг}}$  – швидкість руху води на початку відгалуження (1,6-2 м/с)

$$d_{\text{відг}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,01}{3,14 \cdot 2}} = 0,079 \text{ м}$$

Перевірка величини  $v_{\text{відг}}$

$$v_{\text{відг}} = \frac{4 \cdot q_{\text{відг}}}{\pi \cdot d_{\text{відг}}^2} \quad (1.4.57)$$

$$v_{\text{відг}} = \frac{4 \cdot 0,01}{3,14 \cdot 0,079^2} = 2,04 \text{ м/с}$$

$$d_{\text{відг}} = 100 \text{ мм}$$

Отвори розташовуються у два ряди в шаховому порядку від куту  $45^\circ$  до низу від вертикалі.

Площа одного отвору:

$$f_0 = \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} \quad (1.4.58)$$

$$f_0 = \frac{3,14 \cdot 0,012^2}{4} = 0,000113 \text{ м}^2$$

Загальна кількість отворів  $n_0$  для фільтра:

$$n_0 = \frac{\Sigma f_0}{f_0} \quad (1.4.59)$$

$$n_0 = \frac{0,07}{0,000113} \approx 620 \text{ шт}$$

Кількість отворів  $n_o^{\text{відг}}$  на одному відгалуженні:

$$n_o^{\text{відг}} = \frac{n_0}{n_{\text{заг}}} \quad (1.4.60)$$

$$n_o^{\text{відг}} = \frac{620}{40} = 15,5 = 16 \text{ шт}$$

Довжина кожного відгалудження  $l_{\text{відг}}$ , м:

$$l_{\text{відг}} = \frac{L - d_{\text{к}}^{\text{ЗОВН}}}{2}$$

$$l_{\text{відг}} = \frac{5 - 0,8}{2} = 2,1 \text{ м},$$

Шаг осі отворів  $l_o$ , мм буде складати:

$$l_o = \frac{l_{\text{відг}}}{n_o^{\text{відг}}} \cdot 10^3$$

$$l_o = \frac{2,1}{16} \cdot 10^3 = 131,25 \text{ мм}$$

## 1.5 Насосна станція II підйому

### *Розрахунок максимальної подачі насосної станції*

При без баштовій схемі розрахункова максимальна подача насосної станції дорівнює максимальній погодинній витраті:

$$Q_{\text{н.с.}} = q_{\text{погод.макс}}$$

$$Q_{\text{н.с.}} = 1\,277,15 \text{ м}^3/\text{год} = 354,76 \text{ л/с}$$

Витрату напірного водоводу  $Q_{\text{н.в.}}$  визначаємо за формулою:

$$Q_{\text{н.в.}} = \frac{Q_{\text{н.с.}}}{n} \quad (1.5.1)$$

де  $n$  – кількість напірних водоводів,  $= 2$ .

$$Q_{\text{н.в.}} = \frac{354,76}{2} = 177,38 \text{ л/с}$$

По таблицях Шевельових в залежності від  $Q_{\text{н.в.}}$  приймаємо труби чавунні, діаметром  $d = 450$  мм визначаємо  $1000i$  та  $v$ :

$$1000i = 3,8 \text{ м/км};$$

$$v = 1,12 \text{ м/с}.$$

При роботі одного водовода при діаметрі труб  $d = 450$  мм:

$$1000i = 15,0 \text{ м/км};$$

$$v = 2,23 \text{ м/с}.$$

### *Розрахунок необхідного напору насосної станції*

Необхідний напір насосної станції для без баштової системи визначається сумою величин:

$$H_{\text{н.с.}} = H_{\text{ГЕО}} + \sum h \quad (1.5.2)$$

де  $H_{\text{ГЕО}}$  – статичний напір;

$\sum h$  – сума втрат, визначається за формулою:

$$\sum h = h_{\text{у.в.}} + h_{\text{н.с.}} + h_{\text{вдв}} + h_{\text{н.в.}} + h_{\text{м}} \quad (1.5.3)$$

де  $h_{\text{у.в.}}$  – втрати у всмоктуючих водоводах, у першому наближенні  $= 0,5$  м;

$h_{н.с.}$  – втрати насосної станції, у першому наближенні = 2.0 м;  
 $h_{вдв}$  – втрати на водомірі, у першому наближенні = 1 м;  
 $h_{м}$  – втрати в мережі при подачі максимальної витрати, = 25.37 м;  
 $h_{н.в.}$  – втрати напору в напірному водоводі:

$$h_{н.в.} = (1,05 \dots 1,1) * 1000i * L_{н.в.} \quad (1.5.4)$$

де 1000i – втрати напору на 1 км трубопроводу в метрах водяного стовпа = 3.8;

$L_{н.в.}$  – довжина напірного водоводу, = 2 км.

$$h_{н.в.2} = 1,1 * 3,8 * 2 = 8,36 \text{ м}$$

$$\sum h_{2d} = 0.5 + 2.0 + 1.0 + 8.36 + 25.37 = 37.23 \text{ м}$$

Значення статичного напору визначається за формулою:

$$H_{ГЕО} = Z_{дм} - Z_{нс} + H_{Г} \quad (1.5.5)$$

де  $Z_{дм}$  – відмітка землі в диктуючій точці, = 73 м;

$H_{Г}$  – гарантований напір, = 30 м

$Z_{нс}$  – відмітка землі у насосної станції, = 72 м.

$$H_{ГЕО} = 73 - 72 + 30 = 31 \text{ м}$$

Необхідний напір:

$$H_{н.с.2d} = 31 + 37,23 = 68,23 \text{ м}$$

При роботі одного водовода:

$$h_{н.в.1} = 1,1 * 15 * 2 = 33 \text{ м}$$

$$\sum h_d = 0.5 + 2.0 + 1.0 + 33 + 25.37 = 61,87 \text{ м}$$

$$H_{н.с.2d} = 31 + 61,87 = 92,87 \text{ м}$$

### *Вибір насосів*

Вибір насосів виконується на сайті компанії Grundfos, при  $Q = 1277,15$  м<sup>3</sup>/год = л/с.  $H = 68,23$  м.

$$\text{при 2 насосах } Q = 1277, * 1,05 / 2 = 670,425 \text{ м}^3/\text{год}$$

при 3 насосах  $Q = 1277 * 1,05 / 3 = 446,95 \text{ м}^3/\text{год}$

при 4 насосах  $Q = 1277 * 1,05 / 4 = 335,2125 \text{ м}^3/\text{год}$

Таблиця 1.5.1

Варіанти для вибору насосів

Вар	Марка насоса	пн	$\eta$ , %	$P_1$	$P_2$	NPSH	Посилання
a	NB200-450/455	2	82,8	159,9 кВт	150 кВт	6,74 м	<a href="https://product-selection.grundfos.com/ua/products/nb-nbe-nbe-series-2000/nb/nb-200-450455-98615065?pumpsystemid=2692585602&amp;tab=variant-sizing-results">https://product-selection.grundfos.com/ua/products/nb-nbe-nbe-series-2000/nb/nb-200-450455-98615065?pumpsystemid=2692585602&amp;tab=variant-sizing-results</a>
b	NB125-200/219	3	84,8	234,6 кВт	218,1 кВт	16,74 м	<a href="https://product-selection.grundfos.com/ua/products/nb-nbe-nbe-series-2000/nb/nb-125-200219-98844425?pumpsystemid=2234370097&amp;tab=variant-sizing-results">https://product-selection.grundfos.com/ua/products/nb-nbe-nbe-series-2000/nb/nb-125-200219-98844425?pumpsystemid=2234370097&amp;tab=variant-sizing-results</a>
c	NB100-200/219	4	84,1	237,9 кВт	219,8 кВт	6,56 м	<a href="https://product-selection.grundfos.com/ua/products/nb-nbe-nbe-series-2000/nb/nb-100-200219-98311021?pumpsystemid=2234370622&amp;tab=variant-sizing-results">https://product-selection.grundfos.com/ua/products/nb-nbe-nbe-series-2000/nb/nb-100-200219-98311021?pumpsystemid=2234370622&amp;tab=variant-sizing-results</a>

З таблиці за меншим  $P_2$  приймаємо насос варіанту «а» - NB 200-450/455

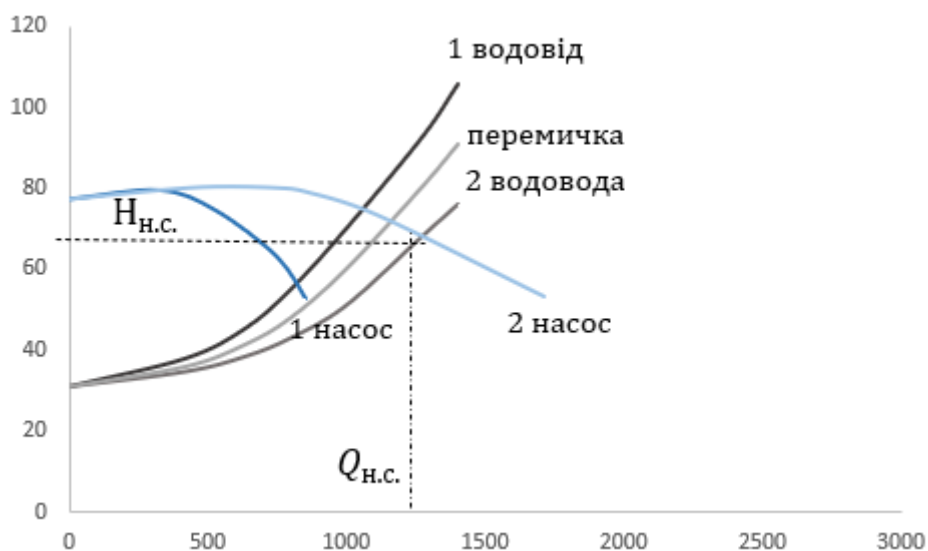


Рис. 1.5.1 Графік роботи насосів

Розрахунок характеристик напірних водоводів

Розрахунки системи на режим максимального водоспоживання + пожежо-гасіння:

$$Q_{\text{н.с.пож}} = Q_{\text{мах год}} + q_{\text{пож}} \quad (1.5.6)$$

$$Q_{\text{н.с.пож}} = 354,76 + 50 = 404,76 \text{ л/с}$$

При двох водоводах  $n = 2$ :

$$Q_{\text{н.в.пож}} = \frac{Q_{\text{н.с.пож}}}{2} \quad (1.5.7)$$

$$Q_{\text{н.в.пож}} = \frac{404,76}{2} = 202,38 \text{ л/с}$$

За таблицями Шевельових:

$$1000i = 4,84$$

$$v = 1,27 \text{ м/с}$$

Необхідний напір насосів при роботі в режимі пожежогасіння, як суму величин:

$$H_{\text{н.с.пож}} = H_{\text{геом.пож}} + h_{\text{у.в.}} + h_{\text{н.с}} + h_{\text{вдм}} + h_{\text{н.в.пож}} + h_{\text{мер.пож}} \quad (1.5.8)$$

де  $h_{\text{мер.пож}}$  – втрати напору в міській мережі водопостачання при пожежогасінні, = 27м

$h_{\text{н.в.пож}}$  – втрати напору в напірних водоводах при пропуску максимальної годинної витрати плюс пожежа (формула 1.5.4):

$$h_{\text{н.в.пож}} = 1.1 * 4.84 * 2 = 10.648 \text{ м}$$

$H_{\text{геом.пож}}$  – геометрична висота підняття води при пожежі:

$$H_{\text{геом.пож}} = Z_{\text{д.т}} - Z_{\text{рчв}} + H_{\text{г.пож}} \quad (1.5.9)$$

де  $Z_{\text{рчв}} = Z_{\text{н.с.}} - \Delta h$  – відмітка рівня протипожежного запасу води в РЧВ

$$Z_{\text{рчв}} = 72 - 1,4 = 70,6 \text{ м}$$

$$H_{\text{геом.пож}} = 73 - 70,6 + 10 = 12,4 \text{ м}$$

$$H_{\text{н.с.пож}} = 12,4 + 0,5 + 2,0 + 1,0 + 10,648 + 27 = 53,548 \text{ м}$$

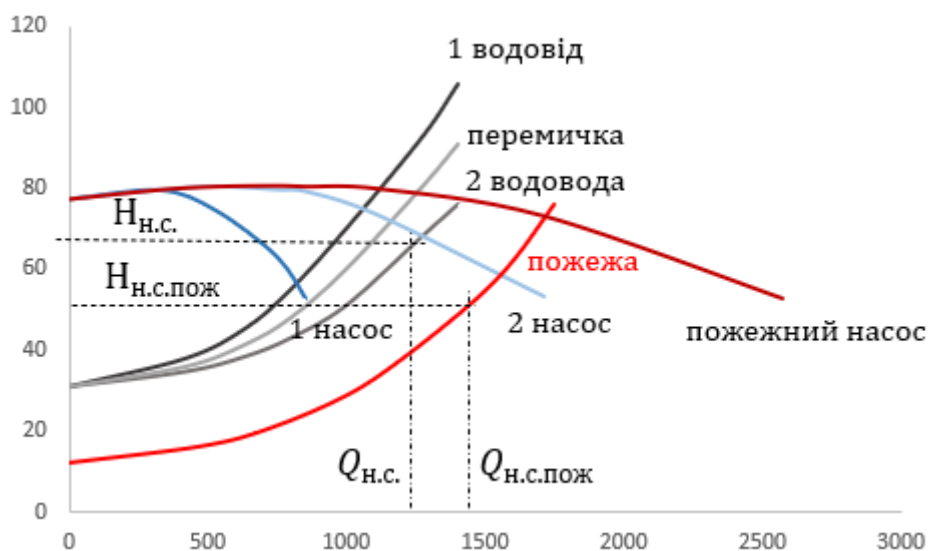


Рис. 1.5.2 Графік сумісної роботи насосів і водоводів при пожежогасінні

#### Додатковий один насос

Існуючі насоси для господарсько-питного водопостачання забезпечать необхідну подачу і напір при режимі пожежогасіння за умови встановлення ще одного додаткового насоса такої ж марки.

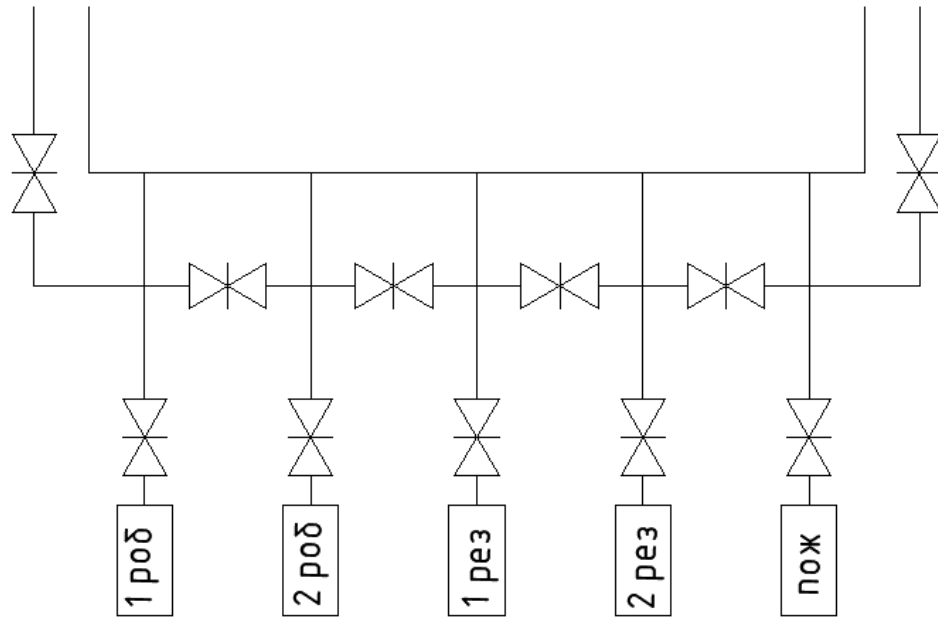
Виходить всього 5 насосів:

- два робочих насоса
- два резервних насоса
- один насос для пожежогасіння

Таблиця 1.5.2

#### Трубопроводи насосної станції

Трубопровід	Q, л/с	d, мм	V, м/с	1000i
Всмоктуючий пожежний	404,76	600	1,36	3,71
Всмоктуючий НС	$354,76/2 = 177,8$	400	1,31	5,82
Напірний	$354,76/2=177,8$	300	2,33	26,5
Загальний	$404,76*0,7=283,3$	500	1,36	4,66



Таблиця 1.5.3 Схематичне розташування насосів на насосній станції

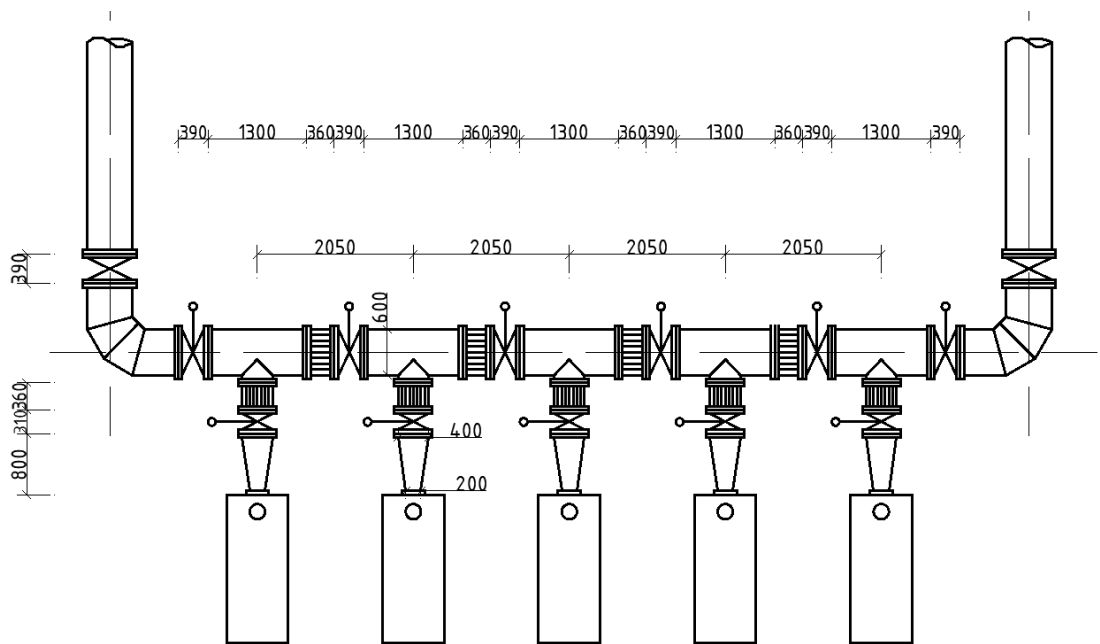


Рис. 1.5.6 Схема розташування всмоктувальних трубопроводів всередині насосної станції

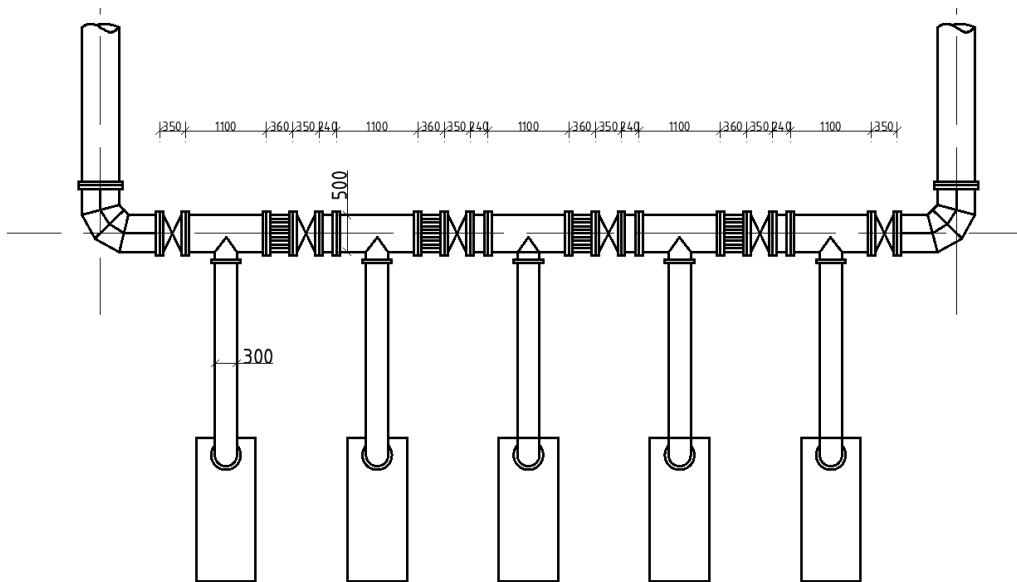


Рис. 1.5.7 Схема розташування напірних трубопроводів всередині насосної станції

*Визначення позначки підлоги насосної станції*

В насосних станціях II підйому основні насоси, як правило, встановлюються під залив. При цьому корпус насосу повинен бути розташований не менше ніж на 0,3-0,5 м нижче розрахункового рівня в резервуарах чистої води (РЧВ).

Рівень зберігання пожежного запасу приймають на 1 м вище мінімального рівня води в резервуарі, а середній рівень – на 2.4 м вище мінімального. Відмітку підлоги визначають посадкою пожежних насосів. Схема висотного розташування насосів на НС-II приведена на рис. 1.5.4

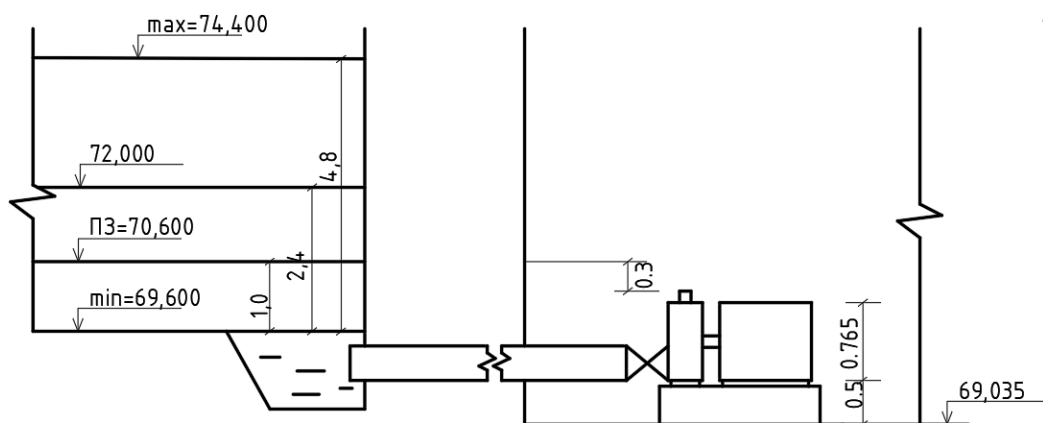


Рис. 1.5.4 Схема висотного розташування насосів на станції II підйому

### Визначення розмірів фундаменту

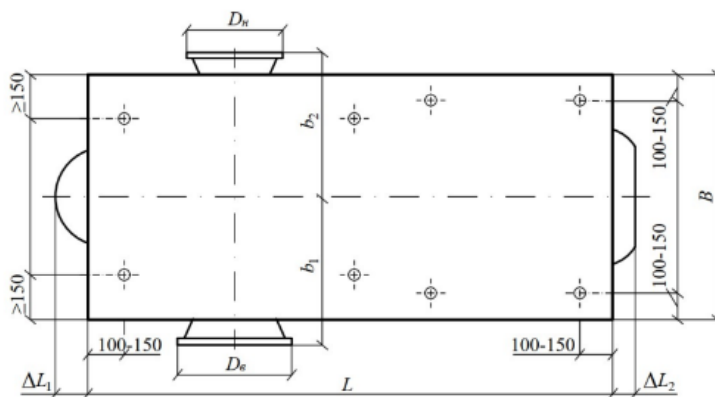


Рис. 1.5.5 План фундаменту під насос

### Дренажні насосні установки

Ці установки призначені для відкачування ґрунтових вод із підземної частини насосної станції, що проникають через стінки будівлі, а також для видалення води, яка просочується через сальники насосів або проливається під час ремонтних робіт.

Напір приймаємо  $3 + 4 = 7$  м.

Подача дренажних насосів визначається за формулою:

$$Q_d = (1.5 \dots 2.0) * (\sum q_1 + q_2) \quad (1.5.10)$$

де  $\sum q_1$  – сумарний витік через сальники, по 0,05...0,1 л/с на кожне сальникове ущільнення;

$$\sum q_1 = 0,075 * 5 = 0,375 \text{ л/с}$$

$q_2$  – фільтраційна витрата через стінки і підлогу будівлі, л/с

$$q_2 = 1,5 + 0,001W \quad (1.5.11)$$

де  $W$  – об'єм машинної зали, який розташований нижче максимального рівня ґрунтових вод, м<sup>3</sup>:

$$q_2 = 1,5 + 0,001 * 135 = 1,635 \text{ л/с}$$

$$Q_d = 1,75 * (0,375 + 1,635) = 3,76 \text{ л/с}$$

За каталогом на сайті GRUNDFOS підбираємо занурений каналізаційний насос **AP50**.

### Система осушення

Система осушення призначена для відкачування води з всмоктувальних трубопроводів приймальних камер основних насосів, а також з машинного залу у разі його затоплення під час аварійної ситуації.

Продуктивність аварійних насосів розраховується за формулою:

$$Q_{\text{ан}} = \frac{0.5 \cdot F}{t} \quad (1.5.12)$$

де  $F$  – площа машинної зали, м<sup>2</sup>;

$t$  – час відкачування в годинах (4-8 год).

$$Q_{\text{ан}} = \frac{0.5 \cdot 135}{6} = 11,25 \text{ м}^3/\text{год} = 3,125 \text{ л/с}$$

Напір осушувальних насосів приймаємо на 1 м більше заглиблення насосної станції. В якості аварійних насосів приймаємо **AP40**

## Розділ II. Санітарно-технічне обладнання будівлі

### Вихідні дані

Кількість поверхів	13
Висота поверхів, м	2,5
Кількість мешканців будинку, осіб	
№1	320
№2	390
№3	100
№4	250
№5	270
№6	150
№7	х
Гарантований напір в міському водопроводі, м	41
Глибина закладання міського водоводу в точці підключення, м	2,1
Глибина закладання міської каналізації в точці підключення, м	4,6
Висота технічного підпілля, м	2
Готування гарячої води	Швидкісний водонагрівач
Нав	

8. Глибина закладання міської каналізації в точці підключення – **4,6 м**

9. Висота технічного підпілля – **2 м**

10. Готування гарячої води – **швидкісний водонагрівач**

11. Внутрішньо квартальна дощова система – **НІ**

### *Розрахунок жителів і санітарних приладів*

Перед початком розрахунків систем постачання холодної та гарячої води спочатку необхідно розрахувати загальну кількість жителів, які проживають в будинку, а також кількість санітарних приладів у ньому.

Кількість приладів  $N$  дорівнює кількості санітарних приладів на поверсі, помножена на кількість поверхів:

$$N = 13 * 13 = 169 \text{ шт}$$

Кількість жителів  $U$  дорівнює кількості санітарних приладів:

$$U = N = 169 \text{ жителів}$$

## Норми водопостачання

За ступенем благоустрою за діючими будівельним нормами приймаємо середні за рік добові норми витрат води на одного мешканця:

$$\text{загальна } Q_T^{tot} = 250 \text{ л/доб}$$

$$\text{холодна } Q_T^c = 150 \text{ л/доб}$$

$$\text{гаряча } Q_T^h = 100 \text{ л/доб}$$

Визначаємо середньо годинну витрату води одним споживачем:

$$q_T = \frac{Q_T}{T} \quad (2.1)$$

де  $T = 24$  год – розрахунковий час споживання води в житловому будинку

$$q_T^{tot} = \frac{250}{24} = 10,42 \text{ л/год}$$

$$q_T^c = \frac{150}{24} = 6,25 \text{ л/год}$$

$$q_T^h = \frac{100}{24} = 4,17 \text{ л/год}$$

Розраховуємо максимальну добову витрату одним споживачем:

$$Q_{max} = Q_T * k_d \quad (2.2)$$

$$\text{- загальна } Q_{max}^{tot} = 250 * 1,44 = 360 \text{ л/доб}$$

$$\text{- холодна } Q_{max}^c = 150 * 1,53 = 229,5 \text{ л/доб}$$

$$\text{- гаряча } Q_{max}^h = 100 * 1,53 = 153 \text{ л/доб}$$

де  $k_d$  – коефіцієнт максимальної добової нерівномірності, який приймається в залежності від середньої за годину витрати води та кількості приладів  $N$ .

Максимальна добова витрата всіма споживачами на будинок:

$$Q_{max \text{ доб}} = \frac{Q_{max}}{1\,000} * U \quad (2.3)$$

$$Q_{max \text{ доб}}^{tot} = \frac{360}{1\,000} * 169 = 60,84 \frac{\text{м}^3}{\text{доб}}$$

$$Q_{max \text{ доб}}^c = \frac{229,5}{1\,000} * 169 = 38,79 \frac{\text{м}^3}{\text{доб}}$$

$$Q_{max \text{ доб}}^h = \frac{153}{1\,000} * 169 = 25,86 \frac{\text{м}^3}{\text{доб}}$$

Для холодної води додаємо витрату на полив прилеглої території:

$$Q_{max \text{ доб}}^{c'} = \frac{Q_{max}^c}{1\,000} * U + Q_{\text{пол}} \quad (2.4)$$

де  $Q_{\text{пол}}$  – витрата води на полив прилеглої до будинку території

$$\text{площа зелених насаджень} = 315/2 = 157,5 \text{ м}^2$$

$$\text{площа асфальтованих доріжок} = 315/2 = 157,5 \text{ м}^2$$

$$\text{Полив асфальтованих покриттів} = 0,3 \dots 0,6 \text{ на } 1 \text{ м}^2$$

$$\text{Тоді виходить: } 157,5 * 0,5 = 78,75 \text{ м}^2$$

$$\text{Полив зелених насаджень} = 3 \dots 5 \text{ на } 1 \text{ м}^2$$

$$\text{Тоді виходить: } 157,5 * 5 = 787,5 \text{ м}^2$$

$$Q_{\text{max}}^c \text{ доб} = 38,79 + 78,75 + 787,5 = 905,04 \frac{\text{м}^3}{\text{доб}}$$

Розрахунок проводим на два режими роботи системи:

- режим максимального господарсько-питного водоспоживання
- на режим максимального господарсько-питного водоспоживання + пожежа.

З таблиці (2.1) отримуємо розрахункову витрату холодної води на ввіді в будинок при роботі системи в режимі максимального господарсько-питного водоспоживання  $q^c = 1,4 \frac{\text{л}}{\text{с}}$

Таблиця 2.1

## Розрахунок внутрішньої водопровідної мережі для подачі води на господарсько-питні потреби

Номер ділянки	Довжина ділянки l, м	К-сть приладів, до яких подається вода по даній розрахунковій ділянці, N, шт	Розрахункова витрата на ділянці $q^c$ , л/с	Діаметр d, мм	Швидкість V, м/с	Втрати напору по довжині	
						1000i, мм	$H_l=1000i^* l$ , мм
1-2	1,29	1	0,216	20	0,671	85,37	110,127
2-3	0,4	2	0,225	20	0,7	92,05	36,82
3-4	1,53	1	0,216	20	0,671	85,37	130,616
4-5	2,8	3	0,236	20	0,735	100,2	280,56
5-6	2,8	6	0,276	20	0,863	133,6	374,08
6-7	2,8	9	0,308	20	0,964	163,1	456,68
7-8	2,8	12	0,338	20	1,05	194	543,2
8-9	2,8	15	0,368	20	1,15	228,1	638,68
9-10	2,8	18	0,399	20	1,25	265,4	743,12
10-11	2,8	21	0,427	20	1,33	306,6	858,48
11-12	2,8	24	0,451	20	1,41	342,2	958,16
12-13	2,8	27	0,476	25	0,887	101,9	285,32
13-14	2,8	30	0,5	25	0,93	110,9	310,52
14-15	2,8	33	0,524	25	0,976	0,524	1,4672
15-16	2,8	36	0,549	25	1,02	132,9	372,12
16-17	4,46	39	0,573	25	1,07	143,7	640,902
17-18	17,5	78	0,841	32	0,841	68,09	1 191,575
18-19	1	117	1,09	32	1,15	111,9	111,9
19-НС	10,5	169	1,4	32	1,11	88,2	926,1

$$\sum H_l \quad 8\,916,72$$

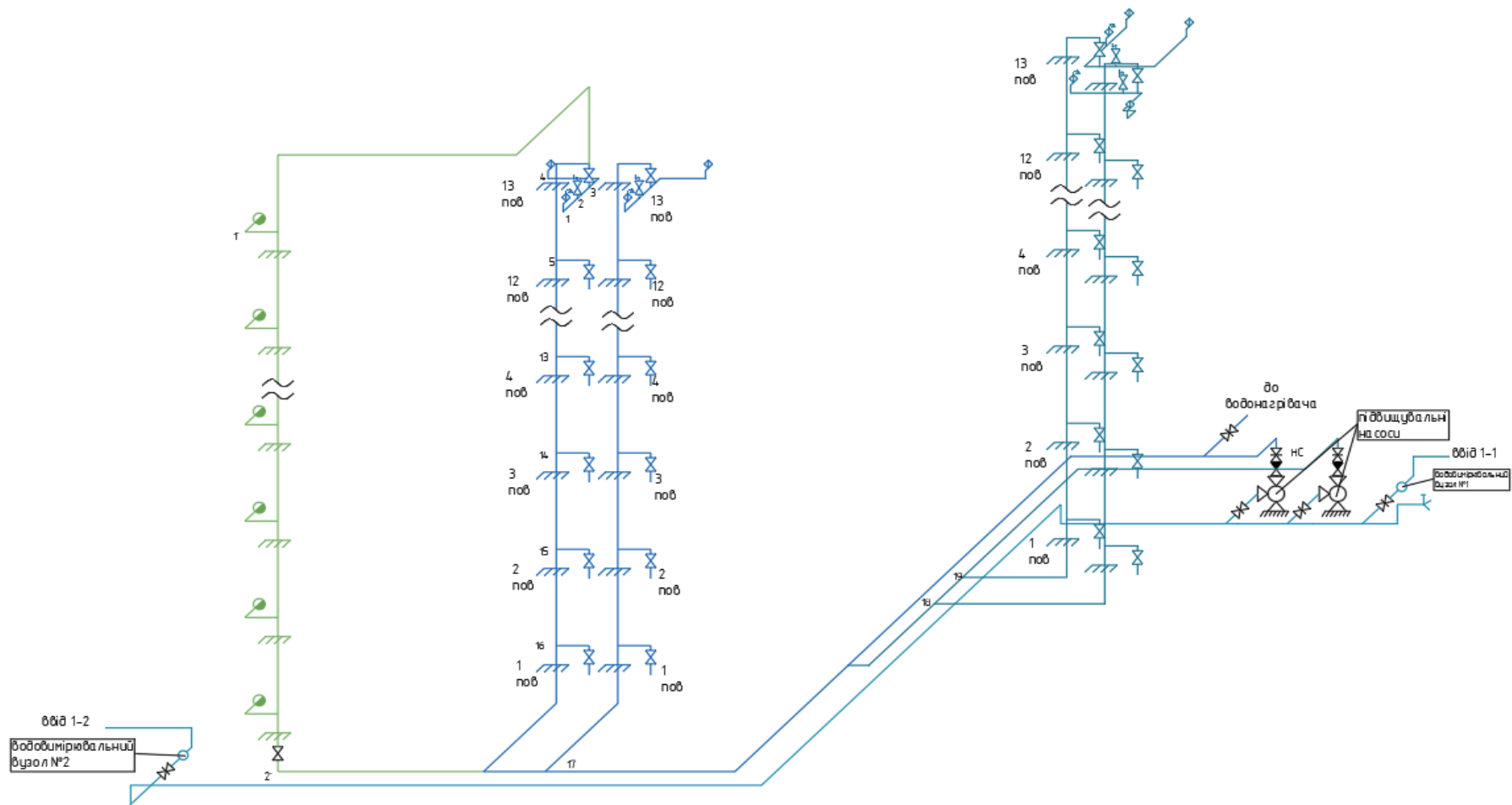


Рис. 2. Аксонометрія системи В1

Таблиця 2.2

Розрахунок внутрішньої мережі холодного водопроводу на пропуск максимальної господарсько-питної і протипожежної витрат

Номер ділянки	Довжина l, м	Витрата води q, л/с			Діаметр d, мм	Швидкість V, м/с	Втрати напору по довжині	
		Господарсько-питні потреби	Пожежні потреби	Розрахункова витрата			1000i, мм	H <sub>l</sub> =1000i*l, мм
1'-2'	35,5	0	2,5	2,5	40	1,99	277,6	9854,8
2'-17	2,8	0	2,5	2,5	40	1,99	277,6	777,28
17-18	17,9	0,841	2,5	3,341	50	1,57	124,3	104,536
18-19	1	1,09	2,5	3,59	50	1,69	143,2	156,088
19-НС	10,5	1,4	2,5	3,9	50	1,83	169	236,6

$$\sum H_l = 11129,304$$

Оскільки діаметри труб при пожежогасінні відрізняються від діаметрів труб при звичайному максимальному водоспоживанню, то приймаємо діаметри труб при другому режимі (водоспоживання + пожежа).

Тоді сума витрат на ділянці:

$$\sum H_l = 7\,238,08 \text{ мм}$$

Сумарні втрати напору в місцевих опорах на магістралі:

$$\sum H_{l,tot} = (1 + k_l) \sum H_l \quad (2.5)$$

де  $k_l$  – коефіцієнт, величина якого залежить від типу системи внутрішнього водопроводу, = 0,2

$$\sum H_{l,tot} = (1 + 0,2) * 7\,238,08 = 8\,685,7 \text{ мм}$$

#### Підбір лічильника для води

На вводі водопроводу встановлюємо лічильник для обліку води, що споживається. Розрахунок проводимо на пропуск максимальної загальної витрати холодної плюс гарячої води. Діаметр лічильника обираємо виходячи із середньогодинної витрати за добу максимального водоспоживання  $q_T^{tot} = 10,42$  л/год

Обираємо крильчатий тип лічильника ( $d = 15 \dots 50$  мм), втрати напору не повинні перевищувати 5 м водяного стовпа.

Втрати напору в лічильнику визначається:

$$H_{\text{ліч}} = S * q^{\text{tot}^2} \quad (2.6)$$

де  $S$  – гідравлічний опір лічильника,  $= 0,143 \frac{\text{м}}{\text{л/с}^2}$

$q^{\text{tot}}$  – витрата загальної води на ввіді в будинок, яка визначається в залежності від кількості приладів  $N$  при розрахунковій витраті загальної води за годину на одну людину,  $= 2,19$  л/с

Діаметр лічильника – 40 мм

$$H_{\text{ліч}} = 0,5 * 2,19^2 = 2,4 \text{ м}$$

*Визначення необхідного напору в мережі холодного водопроводу*

Необхідний напір у ввіді до будинку визначається:

$$H_{\text{необх}} = \pm H_{\text{geod}} + \sum H_{l,\text{tot}}^{\text{ЗОВН}} + H_{\text{geom}} + \sum H_{l,\text{tot}}^{\text{ВН}} + H_{\text{ліч}} + H_f \quad (2.7)$$

де  $H_{\text{geod}}$  – різниця між геодезичною відміткою точки приєднання до міського водопроводу і відміткою вводу в будинок,  $= 0,15$

$H_{\text{geom}}$  – геометрична висота від точки вводу до осі змішувача диктуючого приладу,  $= 34,4$  м

$\sum H_{l,\text{tot}}^{\text{ВН}}, \sum H_{l,\text{tot}}^{\text{ЗОВН}}$  – сумарні втрати напору за довжиною і в місцевих опорах, відповідно, у внутрішньо квартальній і внутрішній мережах трубопроводів.

$$\sum H_{l,\text{tot}}^{\text{ВН}} = 8\,686,7 \text{ мм}$$

$$\sum H_{l,\text{tot}}^{\text{ЗОВН}} = 12\,555,52 \text{ мм}$$

$H_{\text{ліч}}$  – втрати напору у водолічильнику,  $= 2,4$  м

$H_f$  – вільний напір у диктуючого приладу. Для ванни  $= 3$  м

$$H_{\text{необх}} = 0,15 + 12,56 + 34,4 + 8,69 + 2,4 + 3 = 61,2 \text{ м}$$

$H_{\text{гарант}} < H_{\text{необх}}$ , тому потрібен насос.

Таблиця 2.3

Розрахунок мережі холодного водопроводу на пропуск максимальної господарсько-питної і протипожежної витрат

Номер ділянки	Довжина	Кількість жителів	Розрахункова витрата	Діаметр	Швидкість	Втрати напору по довжині	
						1000i	HI=1000i*L
I-II	90	169	1,4	50	1,11	88,2	7938
II-III	324	1649	8,17	80	1,64	77,93	2524,932

10462,932

### Розрахунок насосної установки

Напір насоса:

$$H_{\text{насос}} = H_{\text{необх}} - H_{\text{гарант}} \quad (2.8)$$

$$H_{\text{насос}} = 61,2 - 41 = 20,2 \text{ м}$$

Витрата насосу дорівнює загальній максимальній секундній витраті

$$q_{\text{насос}} = q^{\text{tot}} = 1,4 \text{ л/с}$$

Потужність насосної установки:

$$N = \frac{\rho g q H_{\text{насос}}}{1000 \eta} * K \quad (2.9)$$

де  $\rho$  – густина води,  $= 1000 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$

$g$  – прискорення вільного падіння,  $= 9,81 \frac{\text{м}}{\text{с}^2}$

$\eta$  – коефіцієнт корисної дії насосної установки,  $= 0,5 \dots 0,6$

$K$  – коефіцієнт запасу,  $= 1,3 \dots 1,8$

$$N = \frac{1000 * 9,81 * 1,4 * 20,2}{1000 * 0,5} * 1,5 = 832,28$$

Встановлюємо два насоси: один робочий і один резервний.

*Гідравлічний розрахунок систем внутрішнього гарячого водопроводу на режим максимального господарсько-питного водоспоживання*

Розрахунок внутрішньої мережі гарячого водопроводу виконується аналогічно як і для холодного водопроводу на основі розробленої і накресленої аксонометричної схеми.

Розрахунок виконуємо на два режими: на режим максимального господарсько-питного водоспоживання і на режим циркуляції.

*Таблиця 2.4*

Розрахунок внутрішньої водопровідної мережі для подачі гарячої води на господарсько-питні потреби

Номер ділянки	Довжина ділянки l, м	К-сть приладів, до яких подається вода по даній розрахунковій ділянці, N, шт	Розрахункова витрата на ділянці $q^c$ , л/с	Діаметр d, мм	Швидкість V, м/с	Витрати напору по довжині	
						1000i, мм	$H_l=1000i^*$ , мм
1-2	1,69	1	0,173	15	1,12	327,6	553,644
2-3	1,53	1	0,173	15	1,12	327,6	501,228
3-4	2,8	2	0,183	15	1,12	327,6	917,28
4-5	2,8	4	0,203	15	1,12	327,6	917,28
5-6	2,8	6	0,224	15	1,32	456	1276,8
6-7	2,8	8	0,244	20	0,761	106	296,8
7-8	2,8	10	0,264	20	0,825	123	344,4
8-9	2,8	12	0,284	20	0,889	141	394,8
9-10	2,8	14	0,3	20	0,94	154,9	433,72
10-11	2,8	16	0,315	20	0,985	170	476
11-12	2,8	18	0,331	20	1,03	187	523,6
12-13	2,8	20	0,346	20	1,08	202	565,6
13-14	2,8	22	0,362	20	1,13	221	618,8
14-15	2,8	24	0,378	20	1,18	240	672
15-16	4,5	26	0,394	20	1,23	259	1165,5
16-17	17,9	52	0,576	25	1,07	145	2595,5
17-18	1	78	0,732	25	0,765	52,7	52,7
18-водонагрівач	8,6	117	0,952	32	0,997	85,6	736,16

$$\sum H_l \quad 13041,812$$

*Розрахунок системи внутрішнього гарячого водопроводу на*

### *режим циркуляції*

Для розрахунку системи в режимі циркуляції використовуємо аксонометричну схему розподільчих трубопроводів гарячої води, в якій додатково враховано розміщення циркуляційних трубопроводів.

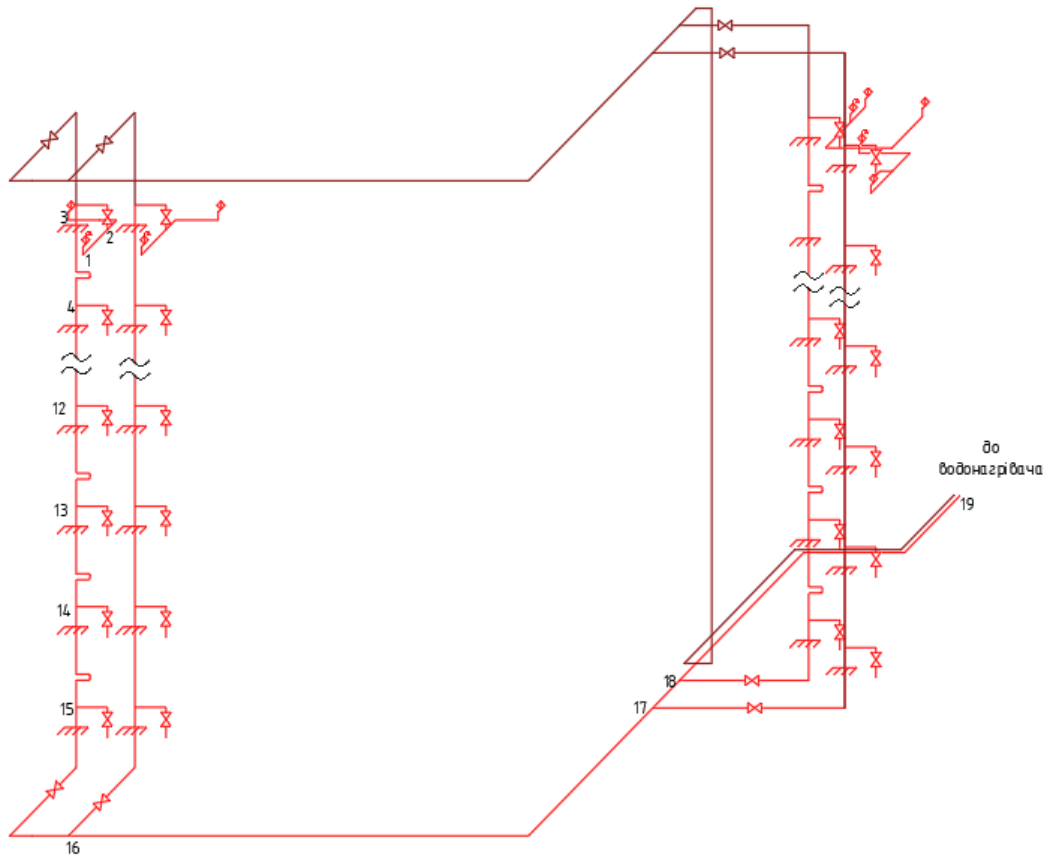


Рис. 3. Аксонометрія системи Т3

Циркуляційні витрати в системі будуть дорівнювати 20% від витрат гарячого водопостачання.

Так як витрати дорівнюють 0,95 л/с, то 20% від них – це 0,19 л/с  $\approx$  0,2 л/с

Щоб визначити скільки циркуляційна витрата на кожному стояку, ділимо витрату в системі на кількість стояків.  $0,2/4 = 0,05$  л/с.

Витрати трубопроводу Т4 буде дорівнювати циркуляційним витратам в системі, тобто = 0,2 л/с.

Діаметр трубопроводу Т4 приймаємо без розрахунків на розмір менше ніж подаючий трубопровід 32 мм. Тобто, приймаємо трубопровід 25 мм.

Таблиця 2.5

## Циркуляційні трубопроводи

№	Довжина, м	Розрахункова витрата $q$ , л/с	Діаметр $d$ , мм	Швидкість $V$ , м/с	Витрати напору по довжині	
					1000i	$H_l=1000 i \cdot L$
1-2	8,6	0,2	25	0,37	20,9	179,74
2-3	1	0,15	25	0,28	12,5	12,5
3-4	17,9	0,1	20	0,31	21,1	377,69
4-5	1,5	0,05	15	0,29	28,8	43,2
5-6	40,93	0,05	15	0,29	28,8	1178,784
6-7	3,9	0,05	15	0,29	28,8	112,32
7-8	16,3	0,1	20	0,31	21,1	343,93
8-9	1	0,15	20	0,28	12,5	12,5
9-10	1	0,2	25	0,37	20,9	20,9
10-11	39,4	0,2	25	0,37	20,9	823,46
11-12	9,5	0,2	25	0,37	20,9	198,55

$$\sum H_l \quad 3303,574$$

## Розрахунок водонагрівальної установки

Для приготування гарячої води застосовуємо пластичний водонагрівач. Для його розрахунку знаходимо необхідний тепловий потік за годину максимального водоспоживання на потреби гарячого водоспоживання:

$$Q_{hr}^h = 1.16 * q_{hr}^h * (55 - t^c) + Q^{ht} \quad (2.10)$$

де  $t^c$  – температура холодної води у мережі холодного водопроводу, = 2°C

$$Q_{hr}^h = 1,16 * 2.11 * (55 - 2) + (0.2 * 1,16 * 2.11 * (55 - 2)) = 134.91 \text{ кВт}$$

Загальна площа поверхні теплообміну в апараті:

$$F = \frac{Q_{hr}^h}{k * \Delta t_{max}} \quad (2.11)$$

де  $k$  – коефіцієнт теплопередачі прийнятого типу пластини, = 1 500  $\frac{\text{Вт}}{\text{м}^2} * \text{°C}$

$\Delta t_{max}$  – середньо логарифмічний температурний напір, °C, який визначається за формулою:

$$\Delta t_{max} = \frac{(t_1 - t_2) - (t_1 - t_2)}{\ln \frac{(t_1 - t_2)}{(t_1 - t_2)}} \quad (2.12)$$

$t_1 = 95^\circ\text{C}$  та  $t_1 = 20^\circ\text{C}$  - температура теплоносія відповідно на вході і на виході з теплообмінника

$t_2' = 2^\circ\text{C}$  та  $t_2'' = 55^\circ\text{C}$  - температура води, що нагрівається на вході і на виході з теплообмінника

$$\Delta t_{max} = \frac{(95-55)-(20-2)}{\ln \frac{(95-55)}{(20-2)}} = 27,55^\circ\text{C}$$

$$F = \frac{134,91}{1,5 \cdot 27,55} = 3,3 \text{ м}^2$$

Кількість пластин у теплообміннику знаходимо із співвідношення:

$$n = \frac{F}{f} + 2 \quad (2.13)$$

$f$  – площа нагрівання однієї пластини,  $= 0,3 \text{ м}^2$

$$n = \frac{3,3}{0,3} + 2 = 13 \text{ шт}$$

### *Водовідведення*

Конструювання системи внутрішнього господарсько-побутового водовідведення:

Для плоских покрівель (ухил  $< 1,5\%$ )

$$Q = \frac{F \cdot q_{20}}{10\,000} \quad (2.14)$$

де  $F$  – розрахункова площа:

$$F = F_1 + 0,3F_2 \quad (2.15)$$

де  $F_1$  – дійсна площа покрівлі в плані

$F_2$  – площа вертикального бортика, який огорожує поверхню покрівлі по периметру.

$$F = 297,16 + 0,3 \cdot 106,92 = 330,136 \text{ м}^2$$

$q_{20}$  – інтенсивність двадцяти хвилинного дощу за період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності, рівнім одному року,  $= 100 \text{ л}/(\text{с} \cdot \text{га})$

$$Q = \frac{330,136 \cdot 100}{10\,000} = 3,3 \text{ л/с}$$

Для похильних покрівель (ухил  $> 1,5\%$ )

$$Q = \frac{F \cdot q_5}{10\,000} \quad (2.16)$$

де  $q_5$  – інтенсивність п'ятихвилинного дощу:

$$q_5 = 4^n \cdot q_{20} \quad (2.17)$$

$n$  – параметр, який залежить від місцевості, на якій ведеться будівництво

$$q_5 = 4^{0,69} * 100 = 260,27 \text{ л/с}$$

$$Q = \frac{330,136 * 260,27}{10\ 000} = 8,59 \text{ л/с}$$

Діаметр для плоских внутрішніх вертикальних водостічних стояків: 85 мм, а горизонтальних діаметр 100 мм і з похилом 0,01, а швидкість 0,66 м/с.

Для похильних внутрішніх вертикальних водостічних стояків так само приймаємо 85 мм, і горизонтальні також 100 мм, але зі швидкістю 1,17 м/с, і похилом 0,03.

Розрахунок внутрішньоквартальної (дворової) господарсько-побутової мережі водовідведення:

На генплані позначаємо трасування всієї внутрішньоквартальної каналізаційної мережі будівельного майданчика. Від кожного будинку показуємо по два випуски каналізації. Послідовно об'єднуємо їх між собою в один колектор і підключаємо до міської каналізаційної мережі. Підписуємо кожен колодязь послідовно.

Проводимо гідравлічний розрахунок внутрішньоквартальної мережі для прилеглого колектора мережі від КК19 до КК9

Таблиця 2.6

## Гідравлічний розрахунок внутрішньоквартальної (дворової) мережі водовідведення

N ділянок	Довжина L, м	Розрахункова витрата q сіт, л/с	Діаметр d, мм	Ухил		Наповнення h/d	Висога h, м	Швидкість V, м/с	Падіння Iгр×L, м	Відмітки, м								Глибина закладання лотка труби	
				Землі	Труби Iгр					Поверхні Землі		Поверхні води		Лотка труби		Шелиги труби			
										На початку	В кінці	На початку	В кінці	На початку	В кінці	На початку	В кінці	На початку	В кінці
19-20	12,2	2,94	150	0,0098	0,008	0,33	0,0495	0,575	0,0976	139,8	139,68	138,85	138,75	138,80	138,70	138,95	138,85	1	0,98
20-21	8,3	3,63	150	0,0096	0,008	0,374	0,0561	0,597	0,0664	139,68	139,6	138,75	138,69	138,70	138,63	138,85	138,78	0,978	0,9
21-22	34,5	3,63	150	0,0116	0,008	0,374	0,0561	0,597	0,276	139,6	139,2	138,69	138,41	138,63	138,35	138,78	138,50	0,971	0,85
22-17	28,5	4,28	150	0,0105	0,01	0,339	0,0508	0,681	0,285	139,2	138,9	138,41	138,12	138,36	138,07	138,50	138,22	0,847	0,83
17-18	20	5,0	150	0,015	0,01	0,42	0,0630	0,706	0,2	138,9	138,6	138,12	137,92	138,06	137,86	138,22	138,01	0,826	0,74
18-8	15,5	6,01	200	0,0129	0,01	0,436	0,0872	0,741	0,155	138,6	138,4	137,92	137,77	137,84	137,68	138,01	137,88	0,738	0,72
8-9	12,5	13,94	200	0,012	0,015	0,69	0,1380	1,08	0,1875	138,4	138,25	137,77	137,58	137,63	137,44	137,88	137,64	0,718	0,81

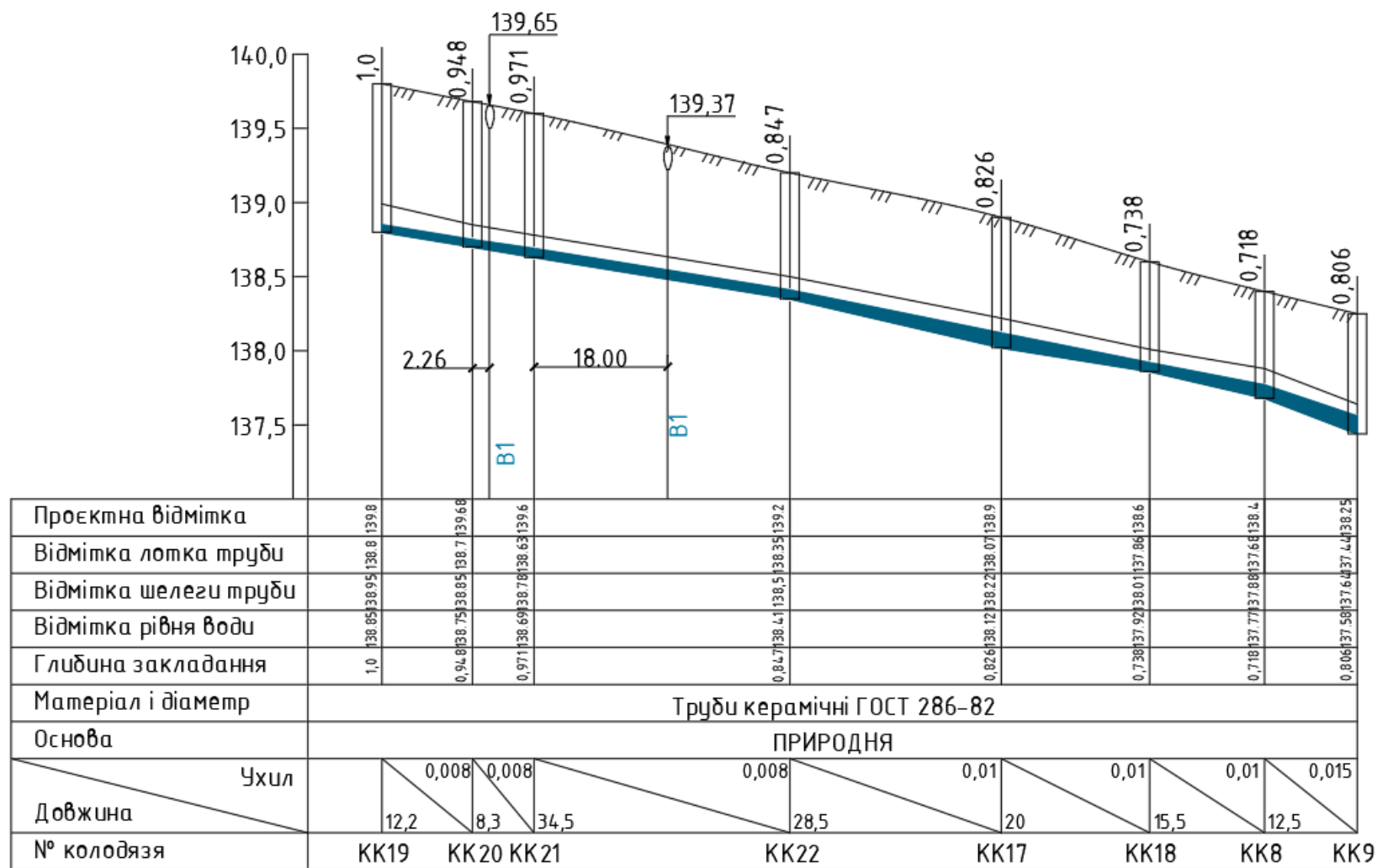


Рис. 4. Повздовжній профіль внутрішньоквартальної господарчо-побутової водопровідної мережі

## Розділ III Технологія будівельного виробництва

### Характеристика споруди. Побудова плану споруди

Резервуари прямокутні у плані з розмірами в осях 36 м на 24 м. Заглиблення в ґрунт прийнято 4,8 м. Ґрунт супісок. Крок колон 6х6 метрів. Стінові панелі плоскі ПС2-48-Б без обв'язочної балки і ПС1-48-Б з обв'язочною балкою, які встановлюються в пази монолітного днища. Висота плоских стінових панелей дорівнює 4,8 м.

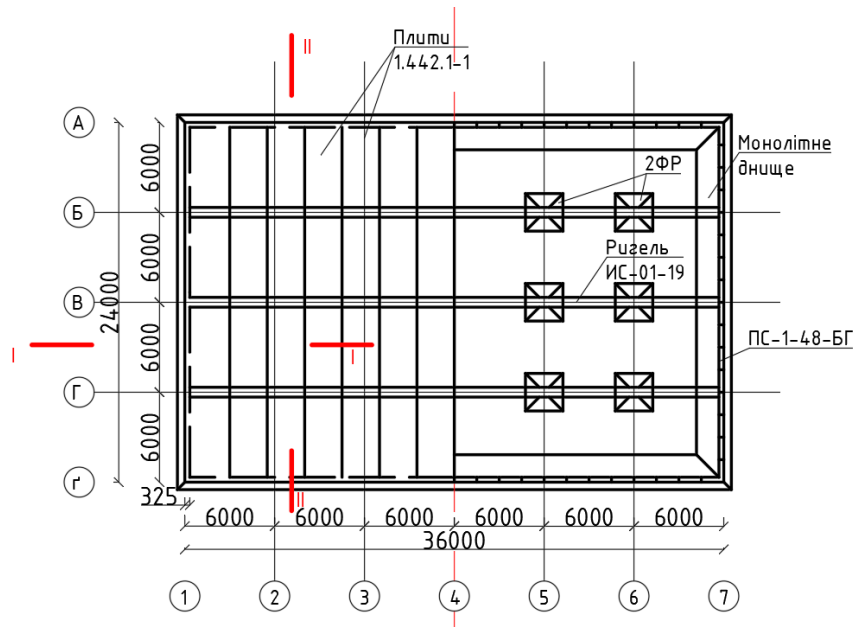


Рис. 3.1 Схематичний план резервуару чистої води місткістю 4 000 м<sup>3</sup> з маркуванням конструкцій каркаса

### Характеристики монтажних елементів

Монтажні елементи наведені у таблиці 1 в алфавітному порядку (для більш зручного перегляду таблиці), де вказано їхнє маркування, розміри, ескізи, об'єм та маса.

Таблиця 3.1

## Характеристика монтажних елементів

№	Монтажні елементи	Марка	Ескіз	Об'єм елемента, м <sup>3</sup>	Маса елемента, т
1	Колона	ЗКР48		0,63	1,7
2	Плита перекриття	ІПЗ		1,9	2,3
3	Плита перекриття	ІП7		1,05	1,2
3	Ригель	ИС-01-19		2,35	4,2
4	Стінова панель	ПС1-48-БГ1		2,85	7,1
5	Стінова панель	ПС2-48-БГ1		2,69	6,7
6	Фундамент під колону	2ФР2		1,67	4,18

*Підрахунок об'ємних робіт*

*Таблиця 3.2*

**Об'єм монтажних робіт**

№	Елементи	Марка елемента	Кількість елементів, шт			Об'єм елемента, м <sup>3</sup>	Об'єм елементів, м <sup>3</sup>
			На дільницях		Всього		
			1	2			
1	Колона масою 1,7 т	ЗКР48	12	12	24	0,63	15,12
2	Плита перекриття масою 2,3 т	1П3	56	56	112	1,9	212,8
	Плита перекриття масою 1,2 т	1П7	8	8	16	1,05	16,8
3	Ригель масою 4,2 т	ИС-01-19	15	15	30	2,35	70,5
4	Стінова панель масою 7,1 т	ПС1-48-БГ1	14	14	28	2,85	79,8
	Стінова панель масою 6,7	ПС2-48-БГ1	18	18	36	2,69	96,84
5	Фундамент під колонну масу	2ФР2	12	12	24	1,67	40,08
<b>Всього</b>							<b>531,14</b>

*Визначення об'ємів бетонних робіт*

*Таблиця 3.3*

**Об'єм опалубних робіт**

Марка монолітної ділянки	Тип поверхні, яка покривається опалубним щитом	Розміри поверхні	Кількість поверхонь кожного типу, шт	Площа одної поверхні, м <sup>2</sup>	Площа опалубки за типом поверхні та загальна площа опалубки
УМ48-БГ1	1	1,59x4,28	2	6,8	13,6
	2	1,21x4,28	2	5,18	10,36
	3	0,28x4,28	1	1,98	1,98
Площа опалубки на одну монолітну ділянку					25,94
Площа опалубки на одну монтажну дільницю					103,76
Площа опалубки за споруду – нам					207,52

*Таблиця 3.4*

**Об'єм бетонних робіт**

Монолітна ділянка УМ48-БГ1	Об'єм бетону
Об'єм бетонної суміші на одну монолітну ділянку	3,4
Об'єм бетонної на монтажну дільницю	13,6
Об'єм бетонної суміші на споруди	27,2

Таблиця 3.5

## Об'єм арматурних робіт

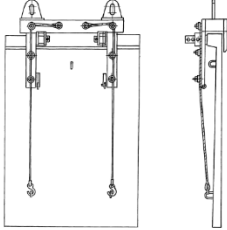
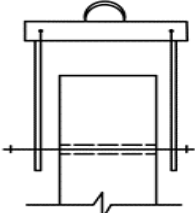


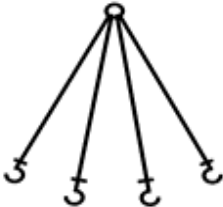
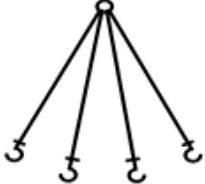
Марка монолітної ділянки	Маса арматури класу в кг				Маса арматури, кг
	A240C	A400C			
	Діаметр 6 мм	Діаметр 8 мм	Діаметр 14 мм	Діаметр 16 мм	
УМ48-БГ1	3,0	46,3	26,1	289,1	364,5
Маса арматури на одну монолітну ділянку, кг					364,5
Маса арматури на монтажну ділянку, кг					1458,0
Маса арматури на споруди, кг					2916,0

Таблиця 3.6

## Об'єм робіт із закладання стиків

№	Назва процесу	Одиниця виміру	Об'єм робіт на ділянках			Об'єм робіт на споруду
			Одиниця вимірювання	1	2	
1	Зварювання випусків арматури панелей стін	10 м шва	0,432	$32 \cdot 0,432 = 13,83$	$32 \cdot 0,432 = 13,83$	27,66
2	Закладання швів дна паза днища бетоном з ущільненням	1 м <sup>3</sup>	0,03	$0,03 \cdot 2,98 \cdot 3,2 = 2,75$	$0,03 \cdot 2,98 \cdot 3,2 = 2,75$	5,5
3	Заливання швів панелей стін бетоном механізовано	100 м	0,048	$15 \cdot 0,048 = 0,72$	$15 \cdot 0,048 = 0,72$	1,44
4	Замонолічування колон у стаканах фундаментів	1 стик	1	12	12	24
5	Електрозварювання ригеля з колоною	10 м шва	0,062	$12 \cdot 0,062 = 0,744$	$12 \cdot 0,062 = 0,744$	1,488
6	Електрозварювання ригеля із стіною панеллю	10 м шва	0,025	$0,025 \cdot 6 = 0,15$	$0,025 \cdot 6 = 0,15$	0,3
7	Електрозварювання плити з ригелем	10 м шва	0,024	$56 \cdot 0,024 = 1,344$	$56 \cdot 0,024 = 1,344$	2,688
8	Електрозварювання плити покриття із стіною панеллю при обпиранні довшою стороною	10 м шва	0,008	$0,008 \cdot 8 = 0,064$	$0,008 \cdot 8 = 0,064$	0,128
9	Заливка швів плит покриття розчином механізовано	100 м	7,06	7,06	7,06	14,12

## Засоби для захоплення конструкцій

№	Найменування, коротка характеристика	Ескіз	Характеристика		
			Вантажопідйомність, т	Маса, т	Розрахункова висота, м
1	Балансуюча траверса для захоплення стінових панелей		8	0,15	0,5
2	Стержневий захоплювач колон		8	0,135	0,5
3	Строп двогілковий для захоплення ригелів		5	0,05	4,3
4	Строп двогілковий для захоплення траверси		8	0,05	2,5
5	Строп чотиригілковий для захоплення для захоплення збірних фундаментів		5	0,044	4
6	Строп чотиригілковий для захоплення плит покриття		5	0,048	5

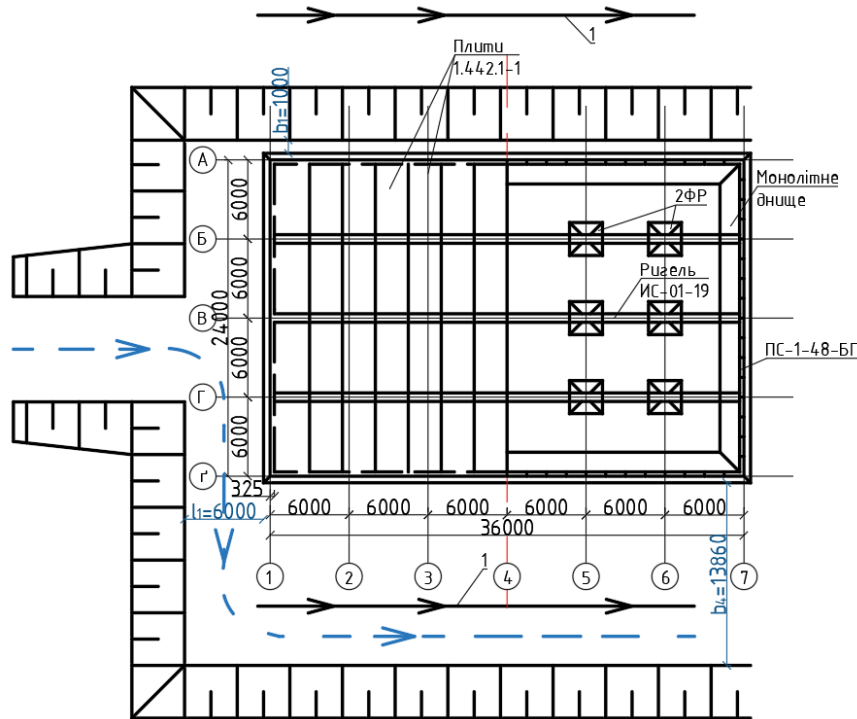


Рис. 3.2 Схема проходок монтажних кранів

1 – вісь руху крана при монтажі конструкції за схемою II;  $l_1$  – розширення котловану в торцях для заїзду і виїзду транспорту, = 6 м;  $b_1$  – ширина вільного простору між основою відскоку і днищем, = 1 м;  $b_4$  – розширення котловану для монтажу останнього прогону, = 13,86 м

Технічний вибір монтажних кранів

Монтажні характеристики стінових панелей:

$$Q_M^{СП} = 7,1 + 0,15 + 0,05 = 7,3 \text{ т}$$

$$H_M^{СП} = 5,15 + 0,5 + 4,8 + 0,5 + 2,5 = 13,45 \text{ м}$$

$$L_M^{СП} = 18,5 \text{ м}$$

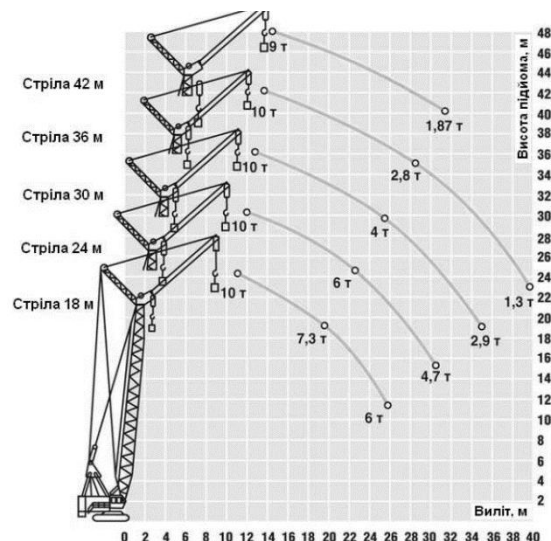
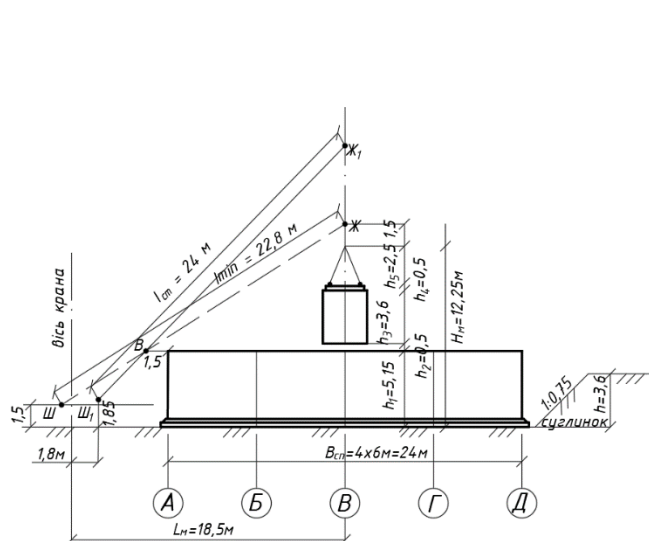


Рис. 3.3 Визначення монтажних характеристик стінових панелей і вантажовисотні характеристики і загальний вид гусеничного крану

Монтажні характеристики фундаментів:

$$Q_M^\Phi = 4,18 + 0,044 = 4,32 \text{ т}$$

$$H_M^\Phi = 5,15 + 0,5 + 0,75 + 4,0 = 10,4 \text{ м}$$

$$L_M^\Phi = 17,8 \text{ м}$$

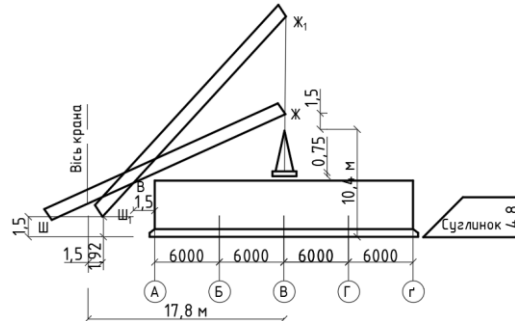


Рис. 3.4 Визначення монтажних характеристик фундаментів

Монтажні характеристики колон:

$$Q_M^K = 1,7 + 0,135 = 1,84 \text{ т}$$

$$H_M^K = 5,15 + 0,5 + 4,28 + 0,5 = 10,43 \text{ м}$$

$$L_M^K = 17,8 \text{ м}$$

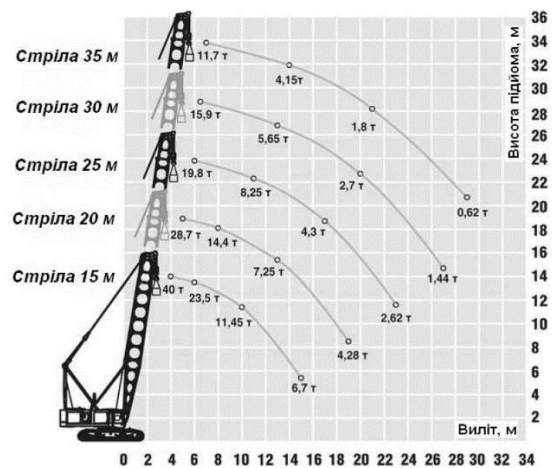
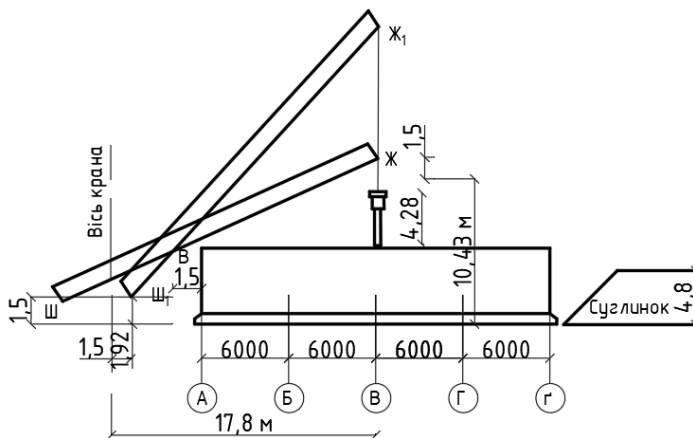


Рис. 3.5 Визначення монтажних характеристик колон і загальний вид та вантажовисотні характеристики гусеничного крана

Монтажні характеристики ригелів:

$$Q_M^P = 4,2 + 0,05 = 4,25 \text{ т}$$

$$H_M^P = 5,15 + 0,5 + 0,8 + 4,3 = 10,75 \text{ м}$$

$$L_M^P = 17,4 \text{ м}$$

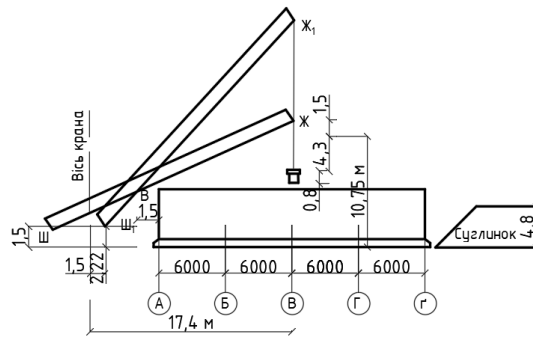


Рис. 3.6 Визначення монтажних характеристик ригелів

Монтажні характеристики плит перекриття:

$$Q_M^K = 2,3 + 0,0048 = 4,25 \text{ т}$$

$$H_M^K = 5,15 + 0,5 + 0,4 + 5,0 = 11,05 \text{ м}$$

$$L_M^K = 13,6 \text{ м}$$

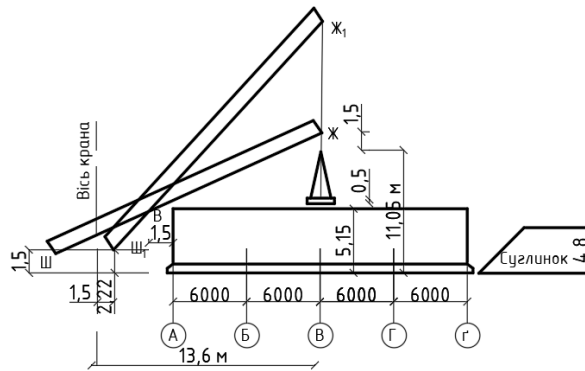


Рис. 3.7 Визначення монтажних характеристик плит покриття

Таблиця 3.8

Підібрані монтажні крани, які задовільняють вимоги монтажних характеристик конструкції в елементарних потоках

№	Назва конструкції в елементарних монтажних потоках	Монтажні характеристики конструкцій			Гусеничні крани, придатні за технічними характеристиками
		$Q_M$	$H_M$	$L_M$	
1	Стінові панелі	7,3	13,45	18,5	Гусеничний кран ДЕК-631А, стріла 24 м
2	Фундаментні блоки	4,32	10,4	17,8	Гусеничний кран СКГ-30/10, стріла 25 м
3	Колони	1,84	10,43	17,8	
4	Ригелі	4,25	10,75	17,4	Гусеничний кран СКГ-25, стріла 25 м
5	Плити покриття	2,35	11,05	13,6	

Таблиця 3.9

## Калькуляція трудових витрат (на діляницю)

№	Найменування процесів	Об'єм робіт		Обгрунтування за ГН, ЕНиР	ачасу-люд.-год. маш.-год.	Трудо-міст-кість люд.-год. маш.-год.	Склад ланки	
		Одиниця виміру	Кількість одиниць				Професія /розряд/	Кількість
1	Установка панелей стін резервуара площею $4,8 \times 2,98 = 14,3 \text{ м}^2$	1 шт	36	Е §4-1-8, табл. 2, п. 10а, б	1,50 0,37	0,5x36 0,37x36 = 54,00 13,32	Монтажник 5р., 4 р., 3 р., 2 р. Машиніст 6 р.	1 1 1 1 1
2	Зварювання випусків арматури панелей стін $36 \times 4,32 = 155,5 \text{ м}$	10 м	13,83	Е §22-1-4, п. 4а	7,10	98,19	Зварювальник 5 р.	1
3	Закладання швів дна паза днища бетонною сумішшю з ущільненням $(0,08+0,095)/2 \times 0,33 \times 2,98 \times 36 = 3,097 \text{ м}^3$	1 м <sup>3</sup>	2,75	Е §4-1-51, п. 1	5,80	15,95	Монтажник 4р., 3 р.	1 1
4	Заливання швів панелей стін бетонною сумішшю механізованим способом	100 м	$4,8 \times 36 / 100 = 1,7$	Е §4-1-26, п. 2а	28,00	47,6	Монтажник 4р., 3 р.	1 1
5	Установка і в'язання арматури окремими стержнями монолітних ділянок стін резервуарів	1 т	1,458	Е §4-1-46, табл. 2, п. 12г	24,00	34,99	Арматурник 6р., 2 р.	1 1
6	Влаштування опалубки монолітних ділянок стін резервуарів	1 м <sup>2</sup>	103,76	Е §4-1-36, табл. 2, п. 8а	1,10	114,13	Тесляр 5р., 3 р.	1 1
7	Укладання бетонної суміші в монолітні ділянки стін резервуарів до 5 м <sup>3</sup>	1 м <sup>3</sup>	13,6	Е §4-1-49, табл. 3, п. 4д	1,20	16,32	Бетонник 4р., 2 р.	1 1
8	Розбирання опалубки монолітних ділянок стін резервуарів	1 м <sup>2</sup>	103,76	Е §4-1-36, табл. 2, п. 8б	0,35	36,31	Тесляр 5р., 3 р.	1 1
9	Установка фундаментів масою до 5т	1 шт	12	Е §4-1-1, табл. 2, п. 8а, б	2,00 0,67	24,00 8,04	Монтажник 4р., 3 р., 2 р., Машиніст 6 р.	1 1 1 1
10	Установка колон масою до 2т у стакани фундаментів за допомогою кондукторів	1 шт	12	Е §4-1-4, табл. 2, п. 2а, б	2,40 0,24	28,8 2,88	Монтажник 5р., 4 р., 3 р., 2 р. Машиніст 6 р.	1 1 2 1 1

Продовження таблиці 3.9

№ .	Найменування процесів	Об'єм робіт		Обгрунтування за ГН, ЕНиР	Норма часу люд.-год. маш.-год.	Трудо-міст-кість люд.-год. маш.-год	Склад ланки	
		Одиниця виміру	Кількість одиниць				Професія /розряд/	К-ть
11	Замонолічування колон у стаканах фундаментів	1 стик	12	Е §4-1-25, табл. 1, п. 1	0,81	9,72	Монтажник 4р., 3 р.	1 1
12	Установка ригелів масою до 5т	1 шт	15	Е §4-1-6, табл. 2, п. 4а, б	2,40 0,48	36 7,2	Монтажник 5р., 4 р., 3 р., 2 р. Машиніст 6 р.	1 1 2 1 1
13	Електрозварювання ригеля з колоною 0,62x12=7,44 м	10 м	0,744	Е §22-1-3, п. 1г	6,80	5,06	Зварювальник 5 р.	1
14	Електрозварювання ригеля із стіною панеллю 0,25x6=1,5 м	10 м	0,15	Е §22-1-3, п. 1г	6,80	1,02	Зварювальник 5 р.	1
15	Установка плит покриття площею до 10 м <sup>2</sup> 1,5x6 = 9 м <sup>2</sup>	1 шт	72	Е §4-1-7, п. 9а, б	0,84 0,21	60,48 15,12	Монтажник 4р., 3 р., 2 р., Машиніст 6 р.	1 2 1 1
16	Електрозварювання плити з ригелем 0,24x56=13,44 м	10 м	1,344	Е §22-1-3, п. 1г	6,80	9,14	Зварювальник 5 р.	1
17	Електрозварювання плити покриття із стіною панеллю при обпіранні довшою стороною 0,08x8=0,64 м	10 м	0,064	Е §22-1-3, п. 1г	6,80	0,4352	Зварювальник 5 р.	1
18	Заливка швів плит покриття розчином механізованим способом	100 м	7,06	Е §4-1-26, п. 3а	4,00	28,24 -	Монтажник 4р., 3 р.	1 1

*Складання таблиці технологічних розрахунків і побудова графіка виконання робіт*

За калькуляцією трудових витрат складаємо таблицю технологічних розрахунків.

У графі “Найменування процесів” об’єднуємо в один процес прості процеси, які можуть виконати робітники основної спеціальності.

Щоб одержати тривалість робіт, нормативну трудомісткість у людино-змінах ділимо на число робітників. Одержану частку зводимо до цілого числа, яке множимо на число робітників і одержуємо прийняту трудомісткість значення якої має бути менше за нормативну трудомісткість.

*Побудова графіка виконання робіт*

Графік виконання робіт вказує на обсяги робіт, затрати праці, потреби робітників та машин, послідовність виконання процесів, загальну тривалість процесів.

## Технологічні розрахунки монтажу РЧВ (на діляницю)

№	Найменування процесів і послання на пункти калькуляції	Об'єм робіт		Трудомісткість люд.-зм./маш.-зм		Прийнятий склад ланок та бригади		Тривалість робіт, змін	Виконання норм, %
		Одиниця вимірювання	Кількість одиниць	За нормою	прийнята	Професія/розряд	К-сть		
1	Установка панелей стін резервуара	1 шт	36	54/8 13,32/8 6,75 1,665	1,5*4=6 1,5*1=1,5	Монтажник 5р. 4р. 3р. 2р. Машиніст бр.	1 1 1 1 1	6/4=1,5 або 1,67/1=1,66 5 Приймаєм 1,5	монтажник 6/6*100=100% машиніст 1,665/1,5*100=111%
2	Зварювання випусків арматури панелей стін	10 м	13,83	98,19/8= 12,27	12	Зварювальник 5р.	8	12/8=1,5	12,27/12*100=102,25%
3	Закладання швів дна паза днища і заливання швів	1м3 100м	2,75 1,7	1,99+5,3 9=7,38	7	Монтажник 4р. 3р.	2 2	1,75	105%
4	Бетонування монолітних ділянок стін РЧВ	1 т 1 м2 1 м3 1 м2	1,458 103,7 6 13,6 103,7 6	(34,99+1 14,13+16 ,32+36,3 1)/8 25,22	25	Арматурник бр. 2р. Тесляр 5р. 3р. Бетонник 4р. 2р.	2 2 2	4	100,88%
5	Установка фундаментів, колон, замонування колон у стаканаз фундаментів	1 шт 1 шт 1 стик	12 12 12	(24+28,8 +0,81)/8 (8,04+2, 88)/8 8,08 1,14	8 1	Монтажник 5р. 4р. 3р. 2р. Машиніст бр.	1 1 2 1 1	1,5	монтажники 101% машиністи 114%
6	Установка ригелів, плит покриття	1 шт 1 шт	15 72	12,06 2,79	12 2,5	Монтажник 4р. 3р. 2р. Машиніст бр.	1 1 2 1 1	2,5	монтажники 100,5% машиністи 111,6%
7	Електрозварювання ригелів з колонами і стіновими панелями, плит покриття з ригелями і стіновими панелями	10 м 10 м 10 м 10 м	0,744 0,15 1,344 0,064	1,96	2	Зварювальник 5р.	1	2	98%
8	Заливка швів плит покриття розчином механізованим способом	100 м	7,06	3,53	3,5	Монтажник 4р. 3р.	1 1	1,75	101%
	ВСЬОГО			77,25 5,595	75,5 5				



Таблиця 3.12

Потреба в будівельних конструкціях, деталях, напівфабрикатах, матеріалах і устаткуванні

№ пор.	Будівельні конструкції, деталі, напівфабрикати, матеріали та устаткування	Марка	Одиниця вимірювання	Кількість
1	Стінова панель	ПС2-48-БГ1	шт.	28
2	Стінова панель	ПС1-48-БГ1	шт.	44
3	Фундамент під колони	2ФР2	шт.	66
4	Колона	ЗКР48	шт.	66
5	Ригель	Р-1	шт.	36
6	Плита покриття	1П7	шт.	48
7	Плита покриття	1П3	шт.	48
8	Бетон	С 10/15	м <sup>3</sup>	30,5+0,7+3,9=35,1
9	Розчинна суміш	М 100	м <sup>3</sup>	4,2+0,8=5
10	Вироби монтажні	-	т	0,3
11	Пісок	-	м <sup>3</sup>	15,9
12	Бруски 75 мм	IV сорт	м <sup>3</sup>	0,7+1,6=2,3
13	Дошки 25 – 32 мм	IV сорт	м <sup>3</sup>	0,7+0,4+14,2=15,3
14	Дошки 40 мм	IV сорт	м <sup>3</sup>	0,7+0,2+4,2=4,9
15	Гвіздки 100 мм	-	кг	19,4
16	Електроди	Е-42	кг	27,0+18,8=45,8
17	Дріт 4 мм	Вр-I	кг	4,8
18	Бетон для монолітних ділянок	С 15/20	м <sup>3</sup>	18,4
19	Арматура діаметром 6 мм	A240С	кг	24,0
20	Арматура діаметром 8 мм	A400С	кг	273,6
21	Арматура діаметром 14 мм	A400С	кг	993,6
22	Арматура діаметром 16 мм	A400С	кг	889,6
23	Гвіздки 120 мм	-	кг	40,3
24	Тісто вапняне	-	кг	159,9

Таблиця 3.13

Потреба в машинах, устаткуванні, інструментах, інвентарі і пристроях

№ пор.	Машина, устаткування, інструмент, інвентар і пристрої	Марка	Одиниця вимірювання	К-сть
<b>I. Машина та пристрої</b>				
1	Кран гусеничний	ДЕК-631А стріла 24 м	шт.	1
2	Кран гусеничний	ДЕК-401 стріла 25 м	шт.	1
3	Кран гусеничний	ДЕК-401 стріла 20 м	шт.	1
4	Бортовий автомобіль	ЗиЛ-433440	шт.	1
5	Тягач з напівпричепом-панелевозом	КамАЗ-5410 ПП-1307А	шт.	1
6	Автобетоновоз СБ-113 на базі ЗиЛ-13Д	СБ-113	шт.	1
7	Неповоротний бункер місткістю 0,5 м <sup>3</sup>	БНВ-0,5	шт.	1
8	Балансуюча траверса для захоплення стінових панелей	-	шт.	1
9	Строп чотирьохгілковий для захоплення фундаментів	4СК-5,0-4000	шт.	1
10	Стержневий захоплювач колон	-	шт.	1

## Продовження таблиці 3.13

11	Строп двогілковий для захоплення ригелів	2СК-5,0-4300	шт.	1
12	Строп двогілковий для захоплення траверси	2СК-8,0-2500	шт.	1
13	Строп чотирьохгілковий для захоплення плит покриття	4СК-5,0-5000	шт.	1
14	Підкос зі струбциною	-	шт.	64
15	Металеві клини	-	шт.	192
16	Кондуктор для тимчасового закріплення колон та їх вивіряння	-	шт.	12
17	Кондуктор для тимчасового закріплення ригелів та їх вивіряння	-	шт.	36
18	Кондуктор для тимчасового закріплення ригелів	-	шт.	40
<b>II. Ручний будівельний інструмент</b>				
19	Вібратор глибинний	ІВ-113	шт.	2
20	Лопата для розчину	ЛР	шт.	10
21	Зубило слюсарне 20x60°	ЗС	шт.	1
22	Скребок	-	шт.	2
23	Розшивка стальна	РВ-1	шт.	1
		РВ-2	шт.	1
24	Лом монтажний	ЛМ-20	шт.	2
		ЛМ-24	шт.	3
25	Киянка кругла	КК	шт.	1
26	Сокира будівельна	А-2	шт.	1
27	Маяк причальний	-	шт.	3
28	Каска пластмасова	-	шт.	10
29	Пояс запобіжний	-	шт.	9
30	Відро	-	шт.	4
<b>III. Засоби вимірювання і контролю</b>				
31	Висок будівельний 600 г	ОС-600	шт.	4
32	Рейка з виском	-	шт.	4
33	Рулетка	РЗ-20	шт.	3
34	Метр складний металевий	МС	шт.	9
35	Кутник дерев'яний	УД	шт.	4
36	Правило	-	шт.	4
37	Рівень будівельний	УС-300	шт.	3
<b>IV. Інвентар</b>				
38	Ящик для розчину металевий	-	шт.	2
39	Клиновий вкладиш	-	шт.	18
40	Риштування монтажні	-	шт.	4
41	Драбина монтажна	-	шт.	4
42	Підкіс із струбциною	-	шт.	10
43	Щити опалубки PERI	PERI		
	1200x3300 мм		шт.	8
	600x3300 мм		шт.	4
	300x3300 мм		шт.	6
	1200x1200 мм		шт.	8
	600x1200 мм		шт.	4
300x1200 мм	шт.	6		

## **Розділ IV Охорона навколишнього середовища**

З метою гарантування санітарно-епідеміологічної безпеки водного джерела потрібно дотримуватись екологічних вимог відповідно до чинного законодавства України.

Основними заходами є:

- *Контроль за технічним станом водопровідних мереж* для запобігання витокам води та потраплянню забруднень;
- *Раціональне використання водних ресурсів;*
- *Утилізація та екологічно безпечне поводження з відходами*
- *Захист водних джерел від забруднення* шляхом створення зон санітарної охорони (ЗСО). У межах проєкту ЗСО повинні бути визначені розміри та межі зони суворого режиму (пояс I), зони обмежень (пояс II) та зони спостереження (пояс III), а також встановлено відповідний санітарний режим для кожної з них

### **Розміри зон:**

I пояс:

- 100 м берегу від водозабору
- 100 м вниз по течії річки
- 200 м ввєрх по течії річки

II пояс:

- 700 м з кожної сторони від берега русла річки

III пояс:

- 4 000 м з кожної сторони від берега русла річки

### **Заборонено:**

I пояс:

- проживати
- купатись
- рибалити

- всі види будівництва, окрім основних водопровідних споруд
- застосування отрутохімікатів і добрив

II пояс:

- Розташовувати осередки мікробного забруднення
- Хімічні забруднення
- Господарська діяльність

III пояс:

- потрапляння мікробних та хімічних забруднень у водне джерело.

Здійснення екологічного нагляду за функціонуванням водопровідних систем передбачає регулярне інструментальне спостереження за якістю води, станом ґрунтів і атмосферного повітря в зонах впливу.

## **Розділ V Визначення собівартості**

### *Розрахунок чисельності робітників основного і допоміжного виробництва водопроводу*

Чисельність робітників всіх професій основного і допоміжного виробництва водопровідного підприємства визначається під час формування штатного розпису та планування фонду заробітної плати.

До складу робітників допоміжного виробництва входить молодший обслуговуючий персонал: двірники, прибиральниці, чисельність яких умовно приймається 3-4 чол.

Для розрахунку складається штатний розпис.

Таблиця 5.1

## Розраунок чисельності робітників основного і допоміжного складу

№	Вид споруд	Професія	Розряд	Обсяг виробництва/продуктивність споруд, протяжність мереж		Нормативна чисельність робітників, чол/добу	Основа
				Одиниця	Кількість одиниць		
1	Насосна станція	Машиніст насосних установок	4	м3/год	32 000	4	Дод. 2.1
		Електромонтер з ремонту та обслуговування електроустаткування	5			4	Дод. 2.1
2	Очисні споруди водопроводу						
	Хлораторні установки	Оператор хлораторних установок	3	м3/год	24 000	4	Дод. 2.3
	Змішувач, мікрофільтр,	Оператор	2	м3/год	24 000	4	Дод. 2.3
	Цех приготування реагентів і дозування	Коагулянти	3	м3/год	24 000	4	Дод. 2.3
	Контактні освітлювачі	Оператор	2	м3/год	24 000	4	Дод. 2.3
3	Водопровідні мережі	Слюсар аварійно-відновлювальних робіт	3	км	13	2	Дод. 2.4
			4			1	
		Обхідник водопровідної мережі	2	км	13	2	Дод. 2.4
			3			1	
4	РЧВ	Водороздатчик	1	шт	2	1	Дод. 2.5
5	Допоміжні служби	Газоелектрозварщик	3	м3/год	32 000	2	Дод. 2.10
		Електромонтер по ремонту устаткування	4	м3/год	32 000	4	Дод. 2.10
		Електромонтер по обслуговуванню устаткування	4	м3/год	32 000	4	Дод. 2.10
		Слюсар КВПіО	3	м3/год	32 000	2	Дод. 2.10
		Лаборанти хіміко-бактеріологічної лабораторії	3	м3/год	32 000	3	Дод. 2.10
Всього робітників						46	чол
МОП						5	чол

Всього працюючих по підприємствах:

51

Чол

## Розрахунок нормативної чисельності ІТП і службовців

№	Функції управління	Структурний підрозділ	Перелік посад з виконанням відповідних функцій	Нормативна чисельність, чол
1	Загальне керівництво основним виробництвом і кадрами	Управління, відділ кадрів	Начальник управління	1
			Головний інженер	1
			Інженер по кадрам	1
2	Оперативне керівництво спорудами водопроводу	Очисні споруди водопроводу	Начальник очисних споруд	1
3	Оперативне керівництво мережами водопроводу	Водопровідні мережі	Начальник ділянки водопровідних мереж	1
			Інженери	3
			техніки	2
4	Розвиток і технічна підготовка виробництва, охорона праці і техніки безпеки	Виробничий відділ праці	Начальник відділу	1
			Інженери	1
			Інженери по охороні праці і техніці безпеки	1
5	Технічний контроль якості продукції	Хіміко-бактеріологічна лабораторія	Начальник лабораторії	1
			Інженери	3
			лаборанти	3
6	Ремонт і технічне обслуговування енергетичного та іншого обладнання, будівель, споруд, мереж, КППА	Допоміжні цехи/ділянки	Інженери усіх спеціальностей	3
7	Техніко-економічне планування організації праці і заробітної плати, НОТ	Планово-економічний відділ	Начальник відділу	1
			Економісти	2
8	Бухгалтерський облік і Нб фінансова діяльність, організація взаєморозрахунків з споживачами, водозбут	Бухгалтерія	Головний бухгалтер	1
			Бухгалтери	3
9	Господарчі функції/матеріально-технічне постачання, діловодство, господарське обслуговування	Відділ матеріально-технічного постачання	Начальник відділу	1
			Техніки	2
			Комірники	1

Всього робітників:

34

Розрахунок фонду заробітної плати робітників, ІТП, службовців

Таблиця 5.3

Розрахунок фонду заробітної плати робітників, ІТП і службовців

№	Посада	Кількість	Встановлений місячний оклад	Річний фонд заробітної плати, грн	Премія, %	Річна сума премії, грн	Загальний річний фонд заробітної плати
1	Начальник управління	1	30 000	360 000	20%	72 000	432 000
2	Головний інженер	1	26 000	312 000	20%	62 400	374 400
3	Інженер по кадрам	1	12 000	144 000	30%	43 200	187 200
4	Начальник очисної станції	1	21 000	252 000	20%	50 400	302 400
5	Начальник ділянки водопровідної мережі	1	21 000	252 000	20%	50 400	302 400
6	Начальник відділу	3	17 000	612 000	20%	122 400	734 400
7	Начальник лабораторії	1	15 000	180 000	20%	36 000	216 000
8	Головний бухгалтер	1	16 000	192 000	30%	57 600	249 500
9	Бухгалтери	3	12 000	432 000	30%	129 600	561 600
10	Економісти	2	12 000	288 000	25%	72 000	360 000
11	Лаборанти	3	8 500	306 000	20%	61 200	367 200
12	Інженери всіх спеціальностей	11	13 000	1 716 000	30%	514 800	2 230 800
13	Техніки	4	8 500	408 000	30%	122 400	530 400
14	Комірник	1	8 500	102 000	30%	30 600	132 600
15	Робітник 1 розряду	1	9 000	108 000	25%	27 000	135 000
16	Робітник 2 розряду	10	9 500	1 140 000	25%	285 000	1 425 000
17	Робітник 3 розряду	18	10 000	2 160 000	25%	540 000	2 700 000
18	Робітник 4 розряду	13	10 500	1 638 000	25%	409 500	2 047 500
19	Робітник 5 розряду	4	12 000	576 000	25%	144 000	720 000
20	МОП	5	8 500	510 000	30%	153 000	663 000
<b>Всього робітників:</b>		<b>85</b>					<b>14 671 400</b>

Розрахунок потреб електроенергії

Розрахунок витрат електроенергії насосною станцією I підйому:

$$\text{Витрата одного насоса } Q_H = 669,1 \text{ м}^3/\text{с}$$

Потужність насоса:  $N_H = 84,02$  кВт

Коефіцієнт запасу потужності  $\kappa_1 = 1,15 \dots 1,08$

Розрахункова потужність електродвигуна насоса:

$$N_{дв}^p = N_H * \kappa_1 \quad (5.1)$$

$$N_{дв}^p = 84,02 * 1,1 = 92,422 \text{ кВт}$$

ККД електродвигуна тоді:  $\eta_{дв} = 0,91 \dots 0,92$

Річна витрата електроенергії:

$$E_{НС-I} = \frac{N_H * n * 24 * 254}{\eta_{дв}} * k_5 \quad (5.2)$$

$$E_{НС-I} = \frac{84,02 * 2 * 24 * 365}{0,91} * 1,05 = 1\,698\,496 \text{ кВт} - \text{год}$$

Розрахунок витрат електроенергії насосною станцією II підйому:

Витрати електроенергії розраховують погодинно.

Річна витрата активної електроенергії, що сплачується:

$$E_{НС-II} = \frac{\sum(N * n) * 365}{\eta_{дв}} * k_5 \quad (5.3)$$

$$E_{НС-II} = \frac{3\,975 * 365}{0,801} * 1,05 = 1\,811\,330 \text{ кВт} - \text{г}$$

Таблиця 5.4

## Визначення добової потужності насосної станції II підйому

Години роботи	Q <sub>i</sub> , мЗ/год	Кількість працюючих насосів n, шт	Витрата одного насоса Q <sub>н</sub> , мЗ/ГОД	Потужність насоса за характеристикою N, кВт	N*n, кВт
0-1	619,65	1	619,65	110	110
1-2	628,65	1	628,65	110	110
2-3	600,14	1	600,14	110	110
3-4	605,84	1	605,84	110	110
4-5	626,21	1	626,21	110	110
5-6	756,18	1	756,18	140	140
6-7	913,48	1	913,48	165	165
7-8	894,76	1	894,76	160	160
8-9	1 277,15	2	638,575	110	220
9-10	1 270,22	2	635,11	110	220
10-11	1 208,68	2	604,34	110	220
11-12	1 230,3	2	615,15	110	220
12-13	1 177,22	2	588,61	105	210
13-14	1 165,81	2	582,905	105	210
14-15	1 156,18	2	578,09	105	210
15-16	1 151,65	2	575,825	105	210
16-17	969,55	2	484,775	85	170
17-18	966,39	2	483,195	85	170
18-19	943,59	2	471,795	85	170
19-20	854,12	1	854,12	155	155
20-21	803,39	1	803,39	150	150
21-22	844,92	1	844,92	155	155
22-23	726,35	1	726,35	135	135
23-24	728,79	1	728,79	135	135

$$\sum (N * n) \quad 3\,975$$

Визначення вартості спожитої електроенергії:

Вартість електроенергії насосних станцій:

$$V_{\text{ел}} = \text{Ц} * (E^{\text{НС-I}} + E^{\text{НС-II}}) \quad (5.4)$$

де Ц – тариф оплати за 1 кВт-год електроенергії та її розподіл, = 8,5 грн/кВт-год з ПДВ (сайт YASNO, 1 клас напруги).

$$V_{\text{ел}} = 8,5 * (1\,698\,496 + 1\,811\,330) = 29\,833\,521 \text{ грн}$$

*Розрахунок потреб реагентів*

Річна потреба реагентів:

$$P_p = D_{\text{сер}} * Q_p \quad (5.5)$$

Таблиця 5.5

## Розрахунок потреб і вартості реагентів для очищення природних вод

№	Реагенти	Одиниця	Доза реагенту	Обсяг виробництва подача води, тис м <sup>3</sup> /рік	Витрата реагенту, т	Вартість 1 т реагенту, грн	Загальна вартість реагенту, грн
1	Cl <sub>2</sub>	кг/доб	192	11 680	70,8	≈ 53 000	3 752 400
2	Коагулянт	кг/доб	192	11 680	70,8	≈ 45 000	3 186 000
3	Поліакриламід	кг/доб	36	11 680	13,14	≈ 45 000	591 300
4	Вапняне молоко	кг/доб	840	11 680	306,6	≈ 1 500	1 260 000
<b>Всього</b>							<b>8 789 700</b>

*Рахунок амортизаційних відрахувань*

Амортизація – економічний процес поступової втрати основними фондами своєї вартості та перенесення її на створювану продукцію або виконану роботу.

Дані заносимо до таблиці 5.6.

Норма амортизації на реновацію, або повне відновлення основних засобів, залежить від строку їхнього використання:

$$H = \frac{B-L}{B \times T} * 100\% \quad (5.6)$$

де B – вартість основних фондів

L – ліквідаційна вартість

T – строк корисного використання

Річна сума амортизації:

$$A = \frac{B}{T} \quad (5.7)$$

Таблиця 5.6

## Розрахунок амортизаційних відрахувань

№	Основні фонди	Вартість основних фондів В, грн	Строк корисного викорис- тання Т, років	Сума амортизаційних відра- хувань А, тис грн
1	Резервуари чистої води залізобе- тонні шт/вартість одиниці, тис грн	2/5 884	15	784,533
2	Водонапірна башта цегляна, тис грн	1 835	15	122,333
3	Залізобетонна огорожа висотою 1,9 м, тис грн	174,3	15	11,620
4	Водоводи чавунні 2 шт, по 10 км, вар- тість 1 км, тис грн	1 273	10	1 273
5	Водоприймальні споруди розділь- ного типу з НС-I, млн грн	59,5	15	3 966,67
6	Комплекс очисних споруд водопро- воду, що включає реагентне госпо- дарство, НС-II та устаткування, млн грн	102,3	15	6 820

Всього:

12 978,156 тис грн

### Розрахунок собівартості води

Зводимо кошторис витрат за рік до таблиці 5.7 для того, щоб підрахувати собівартість подачі 1 м<sup>3</sup> води.

Таблиця 5.7

#### Кошторис витрати на подачу води

Стаття витрат	Кількість	Примітка
Заробітна плата робітників, ІПІ, службовців	14 671 400 грн	
Нарахування на заробітну плату (ЄСВ) в розмірі 22%	3 227 708 грн	
<b>Всього:</b>	<b>17 899 108 грн</b>	
Електроенергія	29 833 521 грн	
Реагенти	7 789 700 грн	
Амортизація	12 978 156 грн	
<b>Всього:</b>	<b>51 601 377 грн</b>	
Інші витрати	5 800 000 грн	(8% від загальних витрат)

**Всього витрат: 75 300 485 грн**

Тоді собівартість продукції водопроводу:

$$C = \frac{3}{Q} \quad (5.8)$$

де 3 – загальні експлуатаційні витрати, = 75 300,485 тис грн/рік

Q – річна подача води (пропуск та очищення стічних вод), = 11 680 тис м<sup>3</sup>/рік

$$C = \frac{75\,300,485}{11\,680} = 6,45 \text{ грн/м}^3$$

## **Висновки**

У даній роботі було розроблено систему водопостачання для населеного пункту, запроєктовано споруди руслового водозабору, насосну станцію II підйому, очисну станцію з усіма реагентами.

Розглянуто питання охорони санітарних зон, а також санітарні заходи.

Підрахована собівартість водопостачання одного кубічного метра, враховуючи заробітні плати, електроенергію, амортизацію і вартість реагентів.

## Джерела

1. ДБН В.2.5-74:2013 «Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування». – К.: Мінрегіон України, 2013. – 298с.
2. ДСТУ Б В.2.4-6:2012 «Споруди водозабірні, водоскидні та затвори». – К.: Мінрегіон України, 2013
3. ДБН А.3.1-5-2016 «Організація будівельного виробництва». – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 34с.
4. ДСанПіН 2.2.4-171-10 «Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною». (10.06.2025). URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0452-10#Text>
5. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб. Справочное пособие. М., Стройиздат, 1984. – 116с.
6. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. «Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання: Навчальний посібник». – К.: КНУБА, 2001. – 256с.
7. Тугай А.М., Тугай Я.А., Обертас І.А. «Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Споруди для забору поверхневих вод»». – К.: КНУБА, 2014. – 40с.
8. Накорчевська В.Ф., Обертас І.А. «Водопостачання. Очисні споруди водопостачання: методичні вказівки до виконання курсового проекту». – К.: КНУБА, 2002. – 64с.
9. Кравчук А.М., Кравчук О.А. «Санітарно-технічне обладнання будівель: методичні вказівки до виконання курсового проекту». – К.: КНУБА, 2022. – 46с.
10. Уманець І.М. «Технологічні процеси у будівництві: методичні вказівки до виконання практичних занять, курсової роботи і частини дипломного проекту». – К.: КНУБА, 2021. – 48с.
11. Дупляк О.В., Величко С.В. «Розрахунок собівартості води та послуг водовідведення: методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи з дисципліни «Експлуатація систем водопостачання та водовідведення». – К.: КНУБА, 2024. – 56с.