

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Факультет інженерних систем та екології

Кафедра водопостачання та водовідведення

Допустити до захисту в АЕК
Зав.кафедри

_____ В.П. Хоружий
«__» _____ 2022 року

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до дипломного проекту
бакалавр
(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему: _____ Водопостачання міста з промисловим підприємствами
_____ Вінницької області.

Виконав: студент ВВ, групи 41
спеціальність 192 Будівництво і цивільна інженерія
Спеціалізація «Водопостачання та водовідведення»

_____ Карпук А.П.

(Прізвище та ініціали)

Керівник _____ Балло В.П.

(Прізвище та ініціали)

Рецензія _____

(Прізвище та ініціали)

Київ 2022 р.

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Факультет інженерних систем та екології

Кафедра водопостачання та водовідведення

Освітньо-кваліфікаційний рівень бакалавр.

Спеціальності 192 Будівництво і цивільна інженерія

Спеціалізація «Водопостачання та водовідведення»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

_____ В.П. Хоружий
«___» _____ 2022 року

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ СТУДЕНТУ

Карпук Андрій Петрович

(Прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема роботи Водопостачання міста з промисловими підприємствами
Вінницької області.

Керівник роботи

Балло Вікторія Петрівна

(Прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом від 26.04.2022 року № 284

2. Термін подання студентом проекту 16.06.2022

3. Вихідні дані до проекту:

План населеного пункту М1:5000

Кількість населення I район – 56700 осіб

II район - 45300 осіб

Кількість поверхів забудови міста: I район – 5

II район – 7

Ступінь благоустрою житлової забудови

I район - з централізованим гарячим водопостачанням

II район - з ваннами та місцевими водонагрівачами

Кліматичний район населеного пункту: I Північно-західний (Полісся, Лісостеп)

Промислові підприємства

1. Маслозавод

2. Молочний завод

3. Тракторний завод

Вихідні дані по промисловим підприємствам див. розділ «Визначення добового водоспоживання населеного пункту».

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): 1. Водопостачання населеного пункту. 1.1 Визначення добового водоспоживання населеного пункту. 1.2 Водопровідна мережа. 1.3 Водозабірні споруди. 1.4 Водопровідні очисні споруди. 1.5 Насосна станція II підйому. 2. Внутрішнє санітарно-технічне обладнання будівлі. 3. Технологія будівельних процесів. 4. Охорона навколишнього середовища.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень): 1. План водопровідних мереж населеного пункту. 2. Ситуаційний план. 3. Графік п'єзометричних напорів. 4. Схема водозабірних споруд. 5. Висотна схема очисних споруд. 6. Графік сумісної роботи насосів II підйому і водоводів. 7. Плани і аксонометричні схеми внутрішніх мереж ВВ будинку. 8. Технологічні схеми будівництва об'єкта.

6. Консультанти розділів проекту:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
1,2,4	Балло В.П., старший викладач		
3	Уманець І.М., доцент		

7. Дата видачі завдання 16 травня 2022 року

Студент

_____ (підпис)

А.П. Карпук

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник

_____ (підпис)

В.П. Балло

_____ (прізвище та ініціали)

1. ВОДОПОСТАЧАННЯ НАСЕЛЕНОГО ПУНКТУ

Консультант

/ Балло В.П. /

Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Лист

***1.1 ВИЗНАЧЕННЯ ДОБОВОГО
ВОДОСПОЖИВАННЯ***

Консультант

/ Балло В.П. /

										Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата					

1.1 Визначення водоспоживання.

По плану міста визначаємо окремо для кожного з районів загальну площу, яка складається з площин забудови, вулиць і зелених насаджень. Результати заносимо в таблицю №1.

Площини районів міста.

таб.№1

Райони міста	Загалом	Забудова	Вулиці	Зелені насадження
1	2,03	1,62	0,16	0,25
2	2,16	1,51	0,22	0,43

Перемножаємо площу забудови F на щільність населення P (по завданню), визначаємо розрахункову кількість мешканців N в кожному районі міста.

$$\text{Район №1} \quad N_1 = F_1 * P_1 = 1.62 * 35000 = 56700 \text{ чол.}$$

$$\text{Район №2} \quad N_2 = F_2 * P_2 = 1.51 * 30000 = 45300 \text{ чол.}$$

Розрахунок добового об'єму господарсько – питного водопостачання населенням міста ведуть у формі таблиці №2.

Водопостачання населенням міста.

таб.№2

Район и міста	Кількість мешканців, N	Питоме водопостачання, $q_{ж}$, л/доб	Розрахункова добова витрата води, $Q_{доб.}$, $м^3/доб.$	Коефіцієнт добової нерівномірності, $K_{доб. макс}$	Розрахункова витрата води в добу найбільшого водоспоживання, $Q_{доб. макс.}$, $м^3/доб.$
1	2	3	4	5	6
1	56700	300	17010	1,2	20412
2	45300	200	9060	1,2	10872

Питоме господарсько–питне водоспоживання водоспоживання $q_{ж}$ приймають у відповідності з вказівкою [1]

Розрахункова (середній за рік) добова витрата води на господарсько–питні потреби населення визначають за формулою, $m^3/доб.$

$$Q_{доб.сер.} = \frac{N * q_{жс}}{1000};$$

Коефіцієнт добової нерівномірності для нашого міста $K_{доб.мах.}=1,2.$

Господарсько–питні потреби підприємств міста зводимо в таблицю 3,4. Норми витрати води в цехах з підвищеним тепловиділенням складає 45 л/зміну на одного працюючого при коефіцієнті годинної нерівномірності $K_{год.}=2,5,$ а в звичайних цехах – 45 л/зміну, при $K_{год.}=3.$

Кількість душових сіток приймається по числу працюючих в максимальну зміну в залежності від виду виробничих процесів.

Норма витрати за зміну на кожну душову сітку (душ працює протягом 45 хвилин після закінчення зміни) складає 500 л/год., тобто 375 л. за зміну.

Водоспоживання на виробничі потреби підприємств міста.

таб.№3

Підприємство	Номер зміни	Одиниця продукції	Витрата на одиницю продукції, m^3	Кількість продукції по змінах і на добу	Добовий об'єм водо – споживання, m^3
1	2	3	4	5	6
Маслозавод	1	т	18	50	900
	2	т	18	40	720
Молочний завод	1	т	8	100	800

Тракторний завод	1	шт.	20	30	600
	2	шт.	20	25	500
	3	шт.	20	25	500
					4020

Господарсько –питне водоспоживання робітниками підприємства.

таб. №4

Підприємство	Номер зміни	Цехи з підвищеним тепловиділенням			Звичайні цехи			Прийом душа			Загальний об'єм водоспоживання, м ³ /доб.
		Кількість робітників	Норма водоспожива	Витрата води, м ³ /доб.	Кількість робітників	Норма водоспожива	Витрата води, м ³ /доб.	Кількість працюючих	Норма водоспожива	Витрата води, м ³ /доб.	
Маслоза вод	1	10	45	0,45	90	25	2,25	7	375	2,62	5,325
	2	7	45	0,31	63	25	1,57	5	375	5	3,765
							5			1,87	5
Молочний завод	1	-	-	-	65	25	1.62	5	375	1.87	3.500
Тракторний завод	1	68	45	3,06	382	25	9,55	65	375	24,3	36,98
	2	56	45	0	319	25	7,97	54	375	7	30,745
	3	56	45	2,52	319	25	5	54	375	20,2	30,745
				0			7,97			5	
			2,52			5			20,2	5	

Об'єм добового водоспоживання на поливку вулиць і зелених насаджень розраховують використовуючи [1]. (таб. №3).

Витрата води на поливання вулиць і зелених насаджень.**таб. №5.**

Район міста	Вулиці			Зелені насадження			Всього, м ³ /доб.
	Площа, км ²	Норма витрати, м ³ /км ²	Витрата води, м ³ /доб.	Площа, км ²	Норма витрати, м ³ /км ²	Витрата води, м ³ /доб.	
1	0,16	300	48	0,25	3000	750	798
2	0,22	300	66	0,43	3000	1290	1356

Норма витрати води –3 л/м² при механізованому поливанні удосканалених покритть, проїздів і площин;

30л/м² при поливанні зелених насаджень, парків.

Баланс добового водоспоживання міста

таб. №7

N п/п	Споживач	Витрата води, м ³	
		середньо –добова	за добу максимального водоспоживання
1	2	3	4
1	Населення 1-го району	17010	20412
	Невраховані витрати місцевої промисловості, що обслуговує населення (5-10% витрати води населенням)	850,5	1020,6
	Всього:	17860	21432
2	Населення 2-го району	9060	10872
	Невраховані витрати	453	534,6
	Всього:	9513	11407
3	Поливання вулиць і площ 1-го району	48	68
	Поливання зелених насаджень 1-го району	750	1071
	Всього:	798	1139
4	Поливання вулиць і площ 2-го району	66	94
	Поливання зелених насаджень 2-го району	1290	1843
	Всього:	1356	1937
5	ППр. №1 Маслозавод	1620	1620
	Промислові потреби	4,59	4,59
	Господарсько–питні потреби Душ	4,5	4,5
	Всього:	1629,09	1629,09

6	ППр. №2 Промислові потреби Господарсько–питні потреби Душ Всього:	800 1.625 1.875 803.5	800 1.625 1.875 803.5
7	ППр. №3 Промислові потреби Господарсько–питні потреби Душ Всього:	1600 33,6 64,87 1698,47	1600 33,6 64,87 1698,47
10	Всього по місту	39602,17	43479,47

1.2 ВОДОПРОВІДНА МЕРЕЖА

Консультант

/ Балло В.П. /

Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Лист

1.2 Водопровідна мережа

Визначення погодинних витрат води.

Для кожного з районів міста розраховується коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживанням населенням міста:

$$K_{\text{год.мах.1}} = \alpha_{\text{мах.1}} * \beta_{\text{мах.1}} = 1,3 * 1,23 = 1,6$$

$$K_{\text{год.мах.2}} = \alpha_{\text{мах.2}} * \beta_{\text{мах.2}} = 1,3 * 1,28 = 1,7$$

Значення α і β за [1]

α -коефіцієнт, що враховує ступінь благоустрою будівель, режим роботи підприємств і інші місцеві умови.

β -коефіцієнт, що враховує кількість мешканців в районі.

Витрати води в години доби максимального водопостачання беруться в залежності від $K_{\text{год.мах.}}$ із типових графіків водопостачання.

Визначення сумарних погодинних витрат проводиться у вигляді таблиці: “Витрати на промислові потреби”, приймаються рівномірними на протязі зміни. В проекті прийнята 8-ми годинна робоча зміна з початком першої зміни о 8-ій годині.

Вода на душ витрачається на протязі 45 хвилин після закінчення кожної зміни.

Поливання вулиць і площ проводиться в години мінімального і середнього водоспоживання, виключаючи водовідбір в години максимальної потреби води населенням і промисловістю.

Вибір схеми водопостачання і трасування водопровідної мережі.

Траси магістральної водопровідної мережі прокладенні:

а) По густонаселеним районам, де зосереджена найбільша кількість водоспоживачів;

б) Поблизу великих споживачів з метою забезпечення достатніх вільних напорів в розподільчій водопровідній мережі;

в) По можливості до найбільш високих позначок місцевості в цілях забезпечення достатніх вільних напорів в розподільчій водопровідній мережі;

г) З урахуванням рівномірного охоплення території;

д) З урахуванням гідрологічних умов траси.

Джерелом водопостачання є поверхневі води.

Вода від насосної станції другого підйому подається до водопровідної мережі по двом водоводам.

До магістральної мережі водоводи підключаються в т. 1,2, від яких магістральна мережа трасується по території міста.

Визначення місткості регулюючих споруд

Регулююча місткість контррезервуару визначається за допомогою графіків водоспоживання і подачі насосами 2-го підйому. Всі розрахунки проводяться за таблицею 8.

Залишок води в контррезервуарі визначаємо з початку доби, при цьому він може бути як додатнім, так і від'ємним. В цьому випадку регулюючий об'єм води в контррезервуарі буде дорівнювати арифметичній сумі найбільшого додатнього і від'ємного значень залишку води в контррезервуарі.

Визначення регулюючого об'єму води в баці водонапірної бапти, м³.

Таблиця 8

Годи -ни доби	Водоспо ж. міста Q_m , м ³ /год.	Подача води насосами II підйому $Q_{нс II}$ м ³ /год	Надходжен. води в контррез. $Q_{вб}$, м ³ /год	Витрата води з контррез. $Q_{зб}$, м ³ /год	Залишок води в контррез. ΔQ , м ³ /год
1	2	3	4	5	6
0-1	454,70	496,5	41,8		41,8
1-2	427,68	496,5	68,82		110,62
2-3	427,68	496,5	68,82		179,44
3-4	427,68	496,5	68,82		248,26
4-5	740,52	496,5		244,02	4,24
5-6	1807,26	1672		135,26	-131,02

6-7	1670,16	1672	1,84		-129,18
7-8	1995,21	1672		323,21	-452,39
8-9	2739,54	2511		228,54	-680,93
9-10	2508,56	2511	2,44		-678,49
10-11	2297,78	2511	213,22		-465,27
11-12	2508,56	2511	2,44		-462,83
12-13	2697,16	2511		186,16	-648,99
13-14	2697,16	2511		186,16	-835,15
14-15	2326,63	2511	184,37		-650,78
15-16	2272,27	2511	238,73		-412,05
16-17	2818,86	2511		307,86	-719,91
17-18	2402,6	2511	108,4		-611,51
18-19	2351,57	2511	159,43		-452,08
19-20	1984,37	1672		312,37	-764,45
20-21	1827,95	1672		155,95	-920,40
21-22	1409,72	1672	262,28		-658,12
22-23	1096,88	1672	575,12		-83,03
23-24	1588,97	1672	83,03		0
	$\Sigma 43479,5$	$\Sigma 43479,5$			$W_p = 1168,7$ m^3

Повний об'єм води контррезервуара, м³:

$$W_k = (W_p + W_{\text{пож}}) \cdot 0,85,$$

W_p – регулюючий об'єм ;

$$W_p = | - W_{\text{max}} | + | + W_{\text{max}} |$$

$$W_p = | -920,4 | + | 248,26 | = 1168,7 \text{ м}^3$$

$W_{\text{пож}}$ – недоторканий протипожежний 10-хвилинний запас води;

$$W_{\text{пож}} = \frac{(q_{\text{зов}} + q_{\text{вн}}) \cdot 10 \cdot 60}{1000}; \text{м}^3$$
$$W_{\text{пож}} = \frac{(40 + 5) \cdot 10 \cdot 60}{1000} = 27 \text{ м}^3$$

де $W_{\text{зовн}}$ – розрахункова витрата води на зовнішнє гасіння пожежі, л/с.

Розрахункові витрати води на зовнішнє пожежегасіння приймаємо в залежності від чисельності населення та кількості поверхів забудови згідно з (1, табл.5).

Розрахункова витрата води на внутрішнє пожежегасіння приймається з розрахунку двох пожежних струменів по 2,5 л/с кожний (2x2,5=5л/с).

$$W_k = (1168,7 + 27) \cdot 0,85 = 1016,3 \approx 1016 \text{ м}^3$$

Визначення регулюючого об'єму РЧВ, м³.**таб. №9.**

Години доби	Подача води насосами		Надходження води в резервуар	Витрата води з резервуара	Залишок води в резервуарі
	НС 1-го п.	НС 2-го п.			
0-1	1811,6	496,5		1315,1	-1315,1
1-2	1811,6	496,5		1315,1	-2630,2
2-3	1811,6	496,5		1315,1	-3945,3
3-4	1811,6	496,5		1315,1	-5260,4
4-5	1811,6	496,5		1315,1	-6575,5
5-6	1811,6	1672		139,6	-6715,1
6-7	1811,6	1672		139,6	-6854,7
7-8	1811,6	1672		139,6	-6994,3
8-9	1811,6	2511	699,4		-6294,9
9-10	1811,6	2511	699,4		-5595,5
10-11	1811,6	2511	699,4		-4896,1
11-12	1811,6	2511	699,4		-4196,7
12-13	1811,6	2511	699,4		-3497,3
13-14	1811,6	2511	699,4		-2797,9
14-15	1811,6	2511	699,4		-2098,5
15-16	1811,6	2511	699,4		-1399,1
16-17	1811,6	2511	699,4		-699,7
17-18	1811,6	2511	699,4		-0,3
18-19	1811,6	2511	699,4		699,1
19-20	1811,6	1672		139,6	559,5
20-21	1811,6	1672		139,6	419,9
21-22	1811,6	1672		139,6	279,2
22-23	1811,6	1672		139,6	139,6
23-24	1811,6	1672		139,6	0
	Σ43479,5	Σ43479,5			Wp = 7693,4м ³

--	--	--	--	--	--

Визначення місткості резервуарів чистої води.

Далі визначаємо місткість резервуарів чистої води. Повна місткість резервуарів чистої води (РЧВ), м³:

$$W = W_p + W_{\text{пож}} + W_{\text{max госп}} + W_{\text{в.п}} - W_{\text{нс Іп}}$$

$$W = 7693,4 + 1296 + 7902,88 + 2609 - 5435 = 14066,28 \text{ м}^3$$

де W – регулюючий об'єм РЧВ, м³;

$$W_p = | - W_{\text{max}} | + | + W_{\text{max}} |$$

$$W_p = | 6994,3 | + | 699,1 | = 7693,4 \text{ м}^3$$

$W_{\text{пож}}$ – протипожежний запас води:

$$W_{\text{пож}} = \frac{3 \cdot n \cdot q_{\text{зовн.}} \cdot 60 \cdot 60}{1000} = \frac{3 \cdot 3 \cdot 40 \cdot 60 \cdot 60}{1000} = 1296 \text{ м}^3$$

n – кількість одночасних пожеж згідно з (1, табл. 5);

$q_{\text{зовн.}}$ – розрахункова витрата води на одну пожежу, л/с (1, с 4-7);

$W_{\text{max госп}}$ – найбільший тригодинний запас води.

$$W_{\text{max госп}} = 2697,16 + 2697,16 + 2508,56 = 7902,88 \text{ м}^3$$

$W_{\text{в.п.}}$ - об'єм води на власні потреби, який приймають 6...8 % витрати води за добу максимального водоспоживання;

$$W_{\text{в.п.}} = 2609 \text{ м}^3 \quad (43479,5 \cdot 0,06 = 2609)$$

$W_{nc \text{ II}}$ – об’єм води, що подається насосною станцією 1-го підйому на протязі трьох годин пожежі.

$$W_{nc \text{ II}} = (43479,5/24) \cdot 3 = 5435 \text{ м}^3$$

Приймаємо два РЧВ об’ємом $W = 8000 \text{ м}^3$

Визначення секундних витрат води.

таб.№9.

Одиниця	Населення району		Промислове підприємство					Всього
	1	2	1	2	3	4	5	
			<i>max</i>					
м ³ /год.	1362,06	950,4	112,83	100,40	96,83	301,10	120,49	3044,11
л/с	378,35	264,0	31,34	27,89	26,89	83,64	33,47	845,58
			<i>max тр.</i>					
м ³ /год.	612,36	326,16	90,50	-	63,81	236,5	80,42	1490,17
л/с	170,1	90,6	25,14	-	17,72	65,69	22,34	413,93

Гідралічний розрахунок водопровідної мережі.

Водопровідну мережу розбивають на розрахункові ділянки, що обмежені вузлами, які намічаються в місцях з’єднання магістральних водопровідних ліній, підключення водоводів до магістральної водопровідної мережі, в місцях зосереджених витрат води (точки відбору води на підприємства).

При цьому відстань між вузлами повинна складати 500 – 1500 м. Після розбивки мережі на розрахункові ділянки нумерують вузли і записують довжини ділянок (відстані між вузлами).

При цьому кількість вузлів в кожному кільці складає не більше 4 –6.

Вираховують довжину магістральної водопровідної мережі (суму довжин розрахункових ділянок) окремо для кожного району міста. При цьому, якщо межа міських районів проходить вздовж магістральної водопровідної лінії, одну половину її довжини відносять до одного району, а іншу до другого. В суму довжин не включають водоводи від насосної станції і на підприємства. Сума довжин ліній по районах повинна скласти загальну суму довжин водопровідної мережі міста:

$$\sum l_1 + \sum l_2 = \sum l$$

$$\sum l_1 = 1132 + 534 + 872 + 0,5 * 979 + 0,5 * 816 + 591 + 1112 = 5138,5 \text{ м.}$$

$$\sum l_2 = 545 + 922 + 956 + 1271 + 963 + 620 + 0,5 * 979 + 0,5 * 816 = 6174,5 \text{ м}$$

$$\sum l = \sum l_1 + \sum l_2 = 5138,5 + 6174,5 = 11313 \text{ м}$$

Для кожного з розрахункових режимів складають окрему схему мережі, на яку наносять вузлові і зосередженні витрати (на підприємствах), витрати водоводів від насосної станції до мережі. На схемі режиму пожежогасіння повинні бути показані зосереджені витрати для пожежогасіння.

Розрахункова кількість одночасних пожеж приймається за СНиП 2.04.02. –84., їх місцерозташування приймають у найвіддаленіших і найвищих точках водопровідної мережі. На розрахункових схемах здійснюють початкове поточкорозподілення, намічаючи стрілками напрямок руху води кожної з водопровідних ліній. При цьому враховують, що кількість води, що приходить до кожного з вузлів, повинна дорівнювати кількості води, що виходить з вузла, плюс вузлова витрата, тобто повинен дотримуватись баланс витрат в кожному вузлі: $\sum q = 0$.

Так як живлення водопровідної мережі від насосної станції здійснюється двома водоводами, які підключаються до різних вузлів, по кожному з водоводів передбачається подача таких розрахункових витрат насосною станцією другого підйому, при яких кільце, утворене водоводами і примикаючими до них магістральними лініями міської водопровідної мережі, було б гідравлічно ув'язане.

Для кожного району вираховують величину питомої витрати води.

(режим максимального водоспоживання)

$$q_{\text{пит.1}} = \frac{q_{n1}}{\sum l_1} = \frac{378,35}{5138,5} = 0,0736304 \text{ л/с м}$$

$$q_{\text{пит.2}} = \frac{q_{n2}}{\sum l_2} = \frac{264,0}{6174,5} = 0,0427565 \text{ л/с м}$$

Визначають вузлові витрати як напівсуму всіх подорожних витрат, що примикають до одного вузла:

$$q_{\text{в1}} = q_{\text{пит.1}} * \frac{l_{1-2} + l_{1-9}}{2} = 0,0736304 * \frac{1132 + 591}{2} = 63,43 \text{ л/с}$$

$$q_{в2} = q_{пит.1} * \frac{l_{1-2} + l_{2-3}}{2} = 0,0736304 * \frac{1132 + 534}{2} = 61,33 л/с$$

$$q_{в3} = q_{пит.1} * \frac{l_{2-3} + l_{3-4} + l_{3-9}}{2} = 0,0736304 * \frac{534 + 872 + 1112}{2} = 92,70 л/с$$

$$q_{в4} = q_{пит.1} * \frac{l_{3-4} + 0,5 * l_{4-10}}{2} + q_{пит.2} * \frac{0,5 * l_{4-10} + l_{4-5}}{2} = 0,0736304 * \frac{872 + 0,5 * 979}{2} + 0,0427565 * \frac{0,5 * 979 + 545}{2} = 72,23 л/с$$

$$q_{в5} = q_{пит.2} * \frac{l_{4-5} + l_{5-6}}{2} = 0,0427565 * \frac{545 + 922}{2} = 31,36 л/с$$

$$q_{в6} = q_{пит.2} * \frac{l_{6-10} + l_{6-7} + l_{5-6}}{2} = 0,0427565 * \frac{620 + 956 + 922}{2} = 53,40 л/с$$

$$q_{в7} = q_{пит.2} * \frac{l_{8-7} + l_{6-7}}{2} = 0,0427565 * \frac{1271 + 956}{2} = 47,63 л/с$$

$$q_{в8} = q_{пит.2} * \frac{l_{8-7} + l_{8-9}}{2} = 0,0427565 * \frac{1271 + 963}{2} = 47,76 л/с$$

$$q_{в9} = q_{пит.1} * \frac{l_{1-9} + l_{9-3} + 0,5 * l_{10-9}}{2} + q_{пит.2} * \frac{0,5 * l_{10-9} + l_{8-9}}{2} = 0,0736304 * \frac{591 + 1112 + 0,5 * 816}{2} + 0,0427565 * \frac{0,5 * 816 + 963}{2} = 107,03 л/с$$

$$q_{в10} = q_{пит.1} * \frac{(l_{9-10} + l_{10-4}) * 0,5}{2} + q_{пит.2} * \frac{(l_{9-10} + l_{10-4}) * 0,5 + l_{10-6}}{2} = 0,0736304 * \frac{0,5 * (816 + 979)}{2} + 0,0427565 * \frac{620 + 0,5 * (816 + 979)}{2} = 65,48 л/с$$

Перевірка: $\sum q_{нас} = \sum q_{вуз} = 642,35 = 642,35$

Для режиму максимального транзиту в контррезервуар:

$$q_{пит.1} = \frac{q_{н1}}{\sum l_1} = \frac{170,1}{5138,5} = 0,0331030 л/с м$$

$$q_{пит.2} = \frac{q_{н2}}{\sum l_2} = \frac{90,6}{6174,5} = 0,0146732 л/с м$$

$$q_{в1} = q_{пит.1} * \frac{l_{1-2} + l_{1-9}}{2} = 0,0331030 * \frac{1132 + 591}{2} = 28,51 л/с$$

$$q_{в2} = q_{пит.1} * \frac{l_{1-2} + l_{2-3}}{2} = 0,0331030 * \frac{1132 + 534}{2} = 27,57 л / с$$

$$q_{в3} = q_{пит.1} * \frac{l_{2-3} + l_{3-4} + l_{3-9}}{2} = 0,0331030 * \frac{534 + 872 + 1112}{2} = 41,68 л / с$$

$$q_{в4} = q_{пит.1} * \frac{l_{3-4} + 0,5 * l_{4-10}}{2} + q_{пит.2} * \frac{0,5 * l_{4-10} + l_{4-5}}{2} = 0,0331030 * \frac{872 + 0,5 * 979}{2} + 0,0146732 * \frac{0,5 * 979 + 545}{2} = 30,12 л / с$$

$$q_{в5} = q_{пит.2} * \frac{l_{4-5} + l_{5-6}}{2} = 0,0146732 * \frac{545 + 922}{2} = 10,76 л / с$$

$$q_{в6} = q_{пит.2} * \frac{l_{6-10} + l_{6-7} + l_{5-6}}{2} = 0,0146732 * \frac{620 + 956 + 922}{2} = 18,33 л / с$$

$$q_{в7} = q_{пит.2} * \frac{l_{8-7} + l_{6-7}}{2} = 0,0146732 * \frac{1271 + 956}{2} = 16,34 л / с$$

$$q_{в8} = q_{пит.2} * \frac{l_{8-7} + l_{8-9}}{2} = 0,0146732 * \frac{1271 + 963}{2} = 16,39 л / с$$

$$q_{в9} = q_{пит.1} * \frac{l_{1-9} + l_{9-3} + 0,5 * l_{10-9}}{2} + q_{пит.2} * \frac{0,5 * l_{10-9} + l_{8-9}}{2} = 0,0331030 * \frac{591 + 1112 + 0,5 * 816}{2} + 0,0146732 * \frac{0,5 * 816 + 963}{2} = 45,00 л / с$$

$$q_{в10} = q_{пит.1} * \frac{(l_{9-10} + l_{10-4}) * 0,5}{2} + q_{пит.2} * \frac{(l_{9-10} + l_{10-4}) * 0,5 + l_{10-6}}{2} = 0,0331030 * \frac{0,5 * (816 + 979)}{2} + 0,0146732 * \frac{620 + 0,5 * (816 + 979)}{2} = 25,98 л / с$$

Первірка: $\sum q_{нас} = \sum q_{вуз} = 260,7 = 260,7$

Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж.

В даному проекті застосовується 3 режима:

- а) Режим максимального водоспоживання.**
- б) Режим транзиту в контррезервуар**
- в) Режим гасіння пожеж.**

Гідралічний розрахунок трубопроводів на відгалуженнях до підприємств міста.

Розрахункова ділянка.	Довжина розрахункової ділянки, м	Розрахункова витрата води, л/с	Діаметр труби, мм	Швидкість руху, м/с	1000і	Втрати напору
3-№1	40	31,34	200	0,98	8,39	0,839
5-№2	10	27,89	200	0,87	6,74	0,674
6-№3	10	26,89	200	0,84	6,31	0,631

Результати гідралічного розрахунку.

(Режим максимального водоспоживання)

Невязка по кільцю 0 $h = 0.1069584$

Ділянка НС-2 кільця 0

Витрата води $q = 6.85076$ л/с;

Втрати $h = -4.419959$ м;

Швидкість $v = 9.696757$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка НС-1 кільця 0

Витрата води $q = 79.23077$ л/с;

Втрати $h = -4.580111$ м;

Швидкість $v = 1.121454$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка 1-2 кільця 0

Витрата води $q = 62.41107$ л/с;

Втрати $h = 4.731269$ м;

Швидкість $v = 0.8833838$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Невязка по кільцю 1 $h = 0.1159616$

Ділянка 2-3 кільця 1

Витрата води $q = 21,90816$ л/с;

Втрати $h = 0,3342422$ м;

Швидкість $v = 0,3100943$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка 3-9 кільця 1

Витрата води $q = 77,03199$ л/с;

Втрати $h = 6,873714$ м;

Швидкість $v = 1,090332$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка 1-2 кільця 1

Витрата води $q = 62,41107$ л/с;

Втрати $h = -4,731269$;

Швидкість $v = 0,8833838$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка 1-9 кільця 1

Витрата води $q = 60,90183$ л/с;

Втрати $h = -2,360726$ м;

Швидкість $v = 0,8620216$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Нев'язка по кільцю 2 $h= 0,230598$

Ділянка 3-4 кільця 2

Витрата води $q= 51,64618$ л/с;

Втрати $h= 6,398043$ м;

Швидкість $v= 1,052661$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Ділянка 4-10 кільця 2

Витрата води $q= 50,57922$ л/с;

Втрати $h=6,909022$ м;

Швидкість $v= 1,030914$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Ділянка 3-9 кільця 2

Витрата води $q= 77,03199$ л/с;

Втрати $h=-6,873714$ м;

Швидкість $v= 1,090332$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Ділянка 9-10 кільця 2

Витрата води $q= 52,63506$ л/с;

Втрати $h= -6,202752$ м;

Швидкість $v= 1,072816$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Невязка по кільцю 3 $h=0,135944$

Ділянка 4-5 кільця 3

Витрата води $q= 17,13696$ л/с;

Втрати $h= 1,595806$ м;

Швидкість $v= 0,545763$ м/с;

Діаметр труб $d= 200$ мм;

Ділянка 5-6 кільця 3

Витрата води $q= 33,25695$ л/с;

Втрати $h=9,145613$ м;

Швидкість $v= 1,059139$ л/с;

Діаметр труб $d= 200$ мм;

Ділянка 4-10 кільця 3

Витрата води $q= 50,57922$ л/с;

Втрати $h=-6,909022$;

Швидкість $v= 1,030914$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Ділянка 10-6 кільця 3

Витрата води $q= 25,27428$ м/с;

Втрати $h= -3,696453$

Швидкість $v= 0,8049133$ м/с;

Діаметр труб $d= 200$ мм;

Невязка по кільцю 4 $h= 0,138057$

Ділянка 9-10 кільця 4

Витрата води $q = 52,63506$ л/с;

Втрати $h = 6,202752$ м;

Швидкість $v = 1,072816$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Ділянка 10-6 кільця 4

Витрата води $q = 25,27428$ м/с;

Втрати $h = 3,696453$

Швидкість $v = 0,8049133$ м/с;

Діаметр труб $d = 200$ мм;

Ділянка 6-7 кільця 4

Витрата води $q = 33,47124$ л/с;

Втрати $h = 9,597151$ м;

Швидкість $v = 1,065963$ м/с;

Діаметр труб $d = 200$ мм;

Ділянка 9-8 кільця 4

Витрата води $q = 48,56876$ л/с;

Втрати $h = -6,301889$ м;

Швидкість $v = 0,9899366$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Ділянка 8-7 кільця 4

Витрата води $q = 61.73876$ л/с;

Втрати $h = -4.65345$ м;

Швидкість $v = 1.25837$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Невязка по контуру $= 0,727518$

Результати гідравлічного розрахунку.

(Режим максимального транзиту)

Невязка по кільцю 0 $h = 0,9617059$

Ділянка НС-2 кільця 0

Витрата води $q = 2,835085$ л/с;

Втрати $h = -9,685158$;

Швидкість $v = 4,012859$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка НС-1 кільця 0

Витрата води $q = 32,54509$ л/с;

Втрати $h = -0,8940303$ м;

Швидкість $v = 0,4606523$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка 1-2 кільця 0

Витрата води $q = 26,82821$ л/с;

Втрати $h = 1,017257$;

Швидкість $v = 0.3797339$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Невязка по кільцю 1 $h = 0,3041337$

Ділянка 2-3 кільця 1

Витрата води $q = 12,56671$ л/с;

Втрати $h = 0,1253671$ м;

Швидкість $v = 0,1778727$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка 3-9 кільця 1

Витрата води $q = 35,48334$ л/с;

Втрати $h = 1,653243$ м;

Швидкість $v = 0,5022411$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка 1-2 кільця 1

Витрата води $q = 26,82821$ л/с;

Втрати $h = -1,017257$;

Швидкість $v = 0.3797339$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка 1-9 кільця 1

Витрата води $q = 24,67329$ л/с;

Втрати $h = -0,4572196$ м;

Швидкість $v = 0,3492326$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Невязка по кільцю 2 $h = 0,2134949$

Ділянка 3-4 кільця 2

Витрата води $q = 24,89338$ л/с;

Втрати $h = 1,673746$ м;

Швидкість $v = 0,5073809$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Ділянка 4-10 кільця 2

Витрата води $q = 20,44711$ л/с;

Втрати $h = 1,31765$ м;

Швидкість $v = 0,4167564$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Ділянка 3-9 кільця 2

Витрата води $q = 35,48334$ л/с;

Втрати $h = -1,653243$ м;

Швидкість $v = 0,5022411$ м/с;

Діаметр труб $d = 300$ мм;

Ділянка 9-10 кільця 2

Витрата води $q = 20,71897$ л/с;

Втрати $h = -1,124657$ м;

Швидкість $v = 0,4222974$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Невязка по кільцю 3 $h = 0,1769449$

Ділянка 4-5 кільця 3

Витрата води $q = 7,136262$ л/с;

Втрати $h = 0,3333569$ м;

Швидкість $v = 0,2272695$ м/с;

Діаметр труб $d = 200$ мм;

Ділянка 5-6 кільця 3

Витрата води $q = 12,66626$ л/с;

Втрати $h = 1,564189$ м;

Швидкість $v = 0,4033841$ л/с;

Діаметр труб $d = 200$ мм;

Ділянка 4-10 кільця 3

Витрата води $q = 20,44711$ л/с;

Втрати $h = -1,31765$ м;

Швидкість $v = 0,4167564$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Ділянка 10-6 кільця 3

Витрата води $q = 7,386081$ м/с;

Втрати $h = -0,4029509$

Швидкість $v = 0,2352255$ м/с;

Діаметр труб $d = 200$ мм;

Невязка по кільцю 4 $h = 0,138057$

Ділянка 9-10 кільця 4

Витрата води $q = 20,71897$ л/с;

Втрати $h = 1,124657$ м;

Швидкість $v = 0,4222974$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Ділянка 10-6 кільця 4

Витрата води $q = 7,386081$ м/с;

Втрати $h = 0,4029509$

Швидкість $v = 0,2352255$ м/с;

Діаметр труб $d = 200$ мм;

Ділянка 6-7 кільця 4

Витрата води $q = 11,46234$ л/с;

Втрати $h = 1,356081$ м;

Швидкість $v = 0,3650427$ м/с;

Діаметр труб $d = 200$ мм;

Ділянка 9-8 кільця 4

Витрата води $q = 16,69766$ л/с;

Втрати $h = -0,9017525$ м;

Швидкість $v = 0,3403344$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Ділянка 8-7 кільця 4

Витрата води $q = 21,21766$ л/с;

Втрати $h = -1,828347$ м;

Швидкість $v = 0,4324618$ м/с;

Діаметр труб $d = 250$ мм;

Невязка по контуру $= 0,9617059$

Результати гідравлічного розрахунку.

(Режим пожежогасіння)

Невязка по кільцю 0 $h = 0.1069584$

Ділянка НС-2 кільця 0

Витрата води $q= 3,629118$ л/с;

Втрати $h= -1,479145$ м;

Швидкість $v= 5,136756$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Ділянка НС-1 кільця 0

Витрата води $q= 88,91912$ л/с;

Втрати $h=-5,699639$ м;

Швидкість $v=1.258586$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Ділянка 1-2 кільця 0

Витрата води $q= 70,32616$ л/с;

Втрати $h=5,904928$ м;

Швидкість $v= 0,9954162$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Нев'язка по кільцю 1 $h=0.2173522$

Ділянка 2-3 кільця 1

Витрата води $q= 24,58471$ л/с;

Втрати $h= 0,4104772$ м;

Швидкість $v= 0,3479789$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Ділянка 3-9 кільця 1

Витрата води $q= 86,48911$ л/с;

Втрати $h=8,529613$ м;

Швидкість $v= 1,224191$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Ділянка 1-2 кільця 1

Витрата води $q= 70,32616$ л/с;

Втрати $h=-5,904928$ м;

Швидкість $v= 0,9954162$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Ділянка 1-9 кільця 1

Витрата води $q= 67,00528$ л/с;

Втрати $h= -2,81781$ м;

Швидкість $v= 0,9484115$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Невязка по кільцю 2 $h= 0,3873577$

Ділянка 3-4 кільця 2

Витрата води $q= 56,14562$ л/с;

Втрати $h= 7,478239$ м;

Швидкість $v= 1,144369$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Ділянка 4-10 кільця 2

Витрата води $q= 61,33654$ л/с;

Втрати $h=9,926212$ м;

Швидкість $v= 1,250171$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Ділянка 3-9 кільця 2

Витрата води $q= 86,48911$ л/с;

Втрати $h=-8,529613$ м;

Швидкість $v= 1,224191$ м/с;

Діаметр труб $d= 300$ мм;

Ділянка 9-10 кільця 2

Витрата води $q= 62,12453$ л/с;

Втрати $h= -8,487481$ м;

Швидкість $v= 1,266232$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Нев'язка по кільцю 3 $h=0,2196012$

Ділянка 4-5 кільця 3

Витрата води $q= 21,29908$ л/с;

Втрати $h= 2,372414$ м;

Швидкість $v= 0,6783146$ м/с;

Діаметр труб $d= 200$ мм;

Ділянка 5-6 кільця 3

Витрата води $q= 42,30908$ л/с;

Втрати $h=14,51388$ м;

Швидкість $v= 1,37423$ л/с;

Діаметр труб $d= 200$ мм;

Ділянка 4-10 кільця 3

Витрата води $q= 61,33654$ л/с;

Втрати $h=-9,926212$ м;

Швидкість $v= 1,250171$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Ділянка 10-6 кільця 3

Витрата води $q= 34,93107$ м/с;

Втрати $h= -6,740482$

Швидкість $v= 1,112454$ м/с;

Діаметр труб $d= 200$ мм;

Невязка по кільцю 4 $h= 0,2257347$

Ділянка 9-10 кільця 4

Витрата води $q= 62,12453$ л/с;

Втрати $h= 8,487481$ м;

Швидкість $v= 1,266232$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Ділянка 10-6 кільця 4

Витрата води $q= 34,93107$ м/с;

Втрати $h= 6,740482$

Швидкість $v= 1,112454$ м/с;

Діаметр труб $d= 200$ мм;

Ділянка 6-7 кільця 4

Витрата води $q= 44,59015$ л/с;

Втрати $h=16,71557$ м;

Швидкість $v= 1,420068$ м/с;

Діаметр труб $d= 200$ мм;

Ділянка 9-8 кільця 4

Витрата води $q= 62,31985$ л/с;

Втрати $h= -10,07956$ м;

Швидкість $v= 1,270213$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Ділянка 8-7 кільця 4

Витрата води $q= 79,4784$ л/с;

Втрати $h= -21,63824$ м;

Швидкість $v= 1.619971$ м/с;

Діаметр труб $d= 250$ мм;

Невязка по контуру $=1,240543$

Визначення вільних напорів в водопровідній мережі.

Вільні напори визначаються в усіх вузлах магістральної водопровідної мережі на усі розрахункові режими роботи водопровода. Визначення вільних напорів проводиться для найбільш не вигідної точки мережі, для якої приймається необхідний вільний напір в залежності від кількості поверхів забудови.

Самою не вигідною точкою мережі являється найбільш віддалений від насосної станції 2-го підйому, або найбільш високий по відміткам вузол.

Значення вільного фактичного напору в кожному вузлі так званий розташований напір, визначають як різницю між п'єзометричною відміткою і відміткою поверхні землі в даному вузлі.

Величина необхідного вільного напору приймається при максимальному господарсько-питному водоспоживанні для одноповерхової забудови висотою не менше 10 м, з додаванням на кожний наступний поверх по 4 м.

Максимальний вільний напір не повинен перевищувати 60 м; при роботі мережі в режимі пожежогасіння вільний напір не повинен бути меншим 10 м.

Для забудови вільний напір визначається за формулою:

$$H_b = H(n-1) + 10$$

n – кількість поверхів;

$$H_b = 4(7-1) + 10 = 34 \text{ м} \text{ – для 1-го району;}$$

$$H_b = 4(5-1) + 10 = 26 \text{ м} \text{ – для 2-го району;}$$

Визначення вільних напорів для режиму максимального водоспоживання.

Номер розрахункового вузла	Номер розрахункової ділянки	Втрати напору на ділянкух h, м	Необхідний вільний напір H_b , м	Відмітки, м		Фактичний вільний напір H_f , м
				пезометричні	поверхні землі	
НС				111,74	54,5	57,24
	НС-2	9,69				0
2			34	102,05	56,6	45,45
	2--3	0,33				
3			34	101,72	58	43,72
	3--4	6,39				
4			34	95,33	58,9	36,43
	4--5	1,59				
5			26	93,74	60,6	33,14
	5--6	9,14				
6			26	84,6	58,6	26
	6--7	9,6				
7			26	94,2	56,2	38
	7--8	4,65				
8			26	98,85	54,3	44,55

9	8--9	6,3	34	105,15	55,5	49,65
1	9--1	2,36	34	107,51	53,3	54,21
НС	1-НС	4,58		112,09	54,5	57,59

Визначення вільних напорів для режиму пожежогасіння.

Номер розрахункового вузла	Номер розрахункової ділянки	Втрати напору на ділянках h , м	Необхідний вільний напір H_v , м	Відмітки, м		Фактичний вільний напір H_ϕ , м
				пезометричні	поверхні землі	
НС	НС-2	0,01		107,68	54,5	53,18
2	2--3	0,41	10	107,67	56,6	51,07
3	3--4	7,47	10	107,26	58	49,26
4	4--5	2,37	10	99,79	58,9	40,89
5	5--6	14,51	10	97,42	60,6	36,82
6	6--7	16,71	10	82,91	58,6	24,31
7	7--8	21,63	10	66,2	56,2	10
8			10	87,83	54,3	33,53

9	8--9	10,08	10	97,91	55,5	42,41
1	9--1	2,82	10	100,73	53,3	47,43
НС	1-НС	5,7		106,43	54,5	51,93

Визначення вільних напорів для режиму максимального транзиту

Номер розрахункового вузла	Номер розрахункової ділянки	Втрати напору на ділянках h , м	Необхідний вільний напір H_v , м	Відмітки, м		Фактичний вільний напір H_f , м
				пезометричні	поверхні землі	
НС				90.75	54,5	36.29
2	НС-2	0,01	34	92.90	56,6	36.30
3	2-3	0,12	34	94.18	58,0	36.18
4	3-4	1,67	34	93.41	58,9	34.51
5	4-5	0,33	26	94.78	60,6	34.18
6	5-6	1,56	26	91.22	58,6	32.62
7	6-7	1,35	26	87.47	56,2	31.27
8	7-8	1,83	26	87.40	54,3	33.10
9	8-9	0,90	34	89.50	55,5	34.00
	9-1	0,46				

1			34	87.76	53,3	34.46
HC	1-HC	0,89		89.85	54,5	35.35

1.3 ВОДОЗАБІРНІ СПОРУДИ

Консультант

/ Балло В.П. /

									Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата				

Визначення водоспоживання об'єкта.

Розрахункова витрата води для водоспоживання об'єкта:

$$Q_{розр.} = \sum Q * K_1 * K_2 * K_3;$$

З урахуванням перспективи:

$$Q_{персп.} = Q_{розр.} * K_4;$$

K_1 – коефіцієнт, який враховує збільшення водоспоживання за рахунок інших споживачів району: $K_1=1,15$.

K_2 – коефіцієнт, що враховує витрату води на власні потреби, які включають промивку самоплинних ліній, сіток фільтрів і т.д.; $K_2=1,075$.

K_3 – коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання; $K_3=1,2$.

K_4 – коефіцієнт, який враховує збільшення водоспоживання об'єктом на перспективу на період до 15-20 років; $K_4=1,2$.

$$Q_{розр.} = 80\,000 * 1,15 * 1,075 * 1,2 = 118,68 \text{ м}^3/\text{доб.} = 1,37 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$Q_{персп.} = 118,68 * 1,2 = 142,416 \text{ м}^3/\text{доб.} = 1,65 \text{ м}^3/\text{с}$$

Вибір джерела водопостачання.

У цьому розділі у відповідності до витратного режиму річки ми повинні встановити, чи зможе річка з точки зору достатності витрати і якості джерела, для покриття розрахункової витрати $Q_{розр.}$ з урахуванням гарантованої санітарної витрати нижче проектуемого водозабора. Не менше 1/3 витрати річки $Q_{розр.}$ повинно протікати по руслу після відбору води водозабором.

В якості мінімальних витрат річки приймається самі малі з середніх середньомісячних витрат за багаторічний період спостережень ($Q=97\%$) з наступним коефіцієнтом: $K_{сан.} 0,3$ – при середньомісячній витраті $35 \text{ м}^3/\text{с}$.

$$Q_{\text{розр. сан.}} = Q_p - Q_{\text{розр.}} > K_{\text{сан.}} * Q_{97\%}$$

$$Q_{\text{розр. persp.}} = Q_p - Q_{\text{persp.}} > K_{\text{сан.}} * Q_{97\%}$$

$$Q_{\text{розр. сан.}} = 10 - 1,37 > 0,3 * 10$$

$$8,63 > 3$$

$$Q_{\text{розр. persp.}} = 10 - 1,65 > 0,3 * 10$$

$$8,35 > 3$$

Розрахункові витрати, м ³ /с	Значення витрати
Q _{розр. водозабора}	1,37
Q _{persp. водозабора}	1,65
Q _{97%}	10
Q _{сан. розр. річки}	8
Q _{сан. persp. річки}	8,63
	8,35

З розрахунків робимо висновок, що джерело забезпечує споживача на розрахунковий період і перспективу.

Тип і принципова схема споруди.

Рівневий режим в створі водозабора записуємо у вигляді таблиці.

№ п/п	Категорія	Відсотки	Витрати	Рівні/глибини, м		
				Зимові	Весняні	Літні
1.	I	97	18/10	35	-	43

Амплітуду коливань визначаємо по різниці рівнів розрахункових забезпеченостей у весняний і літній час:

$$A = H_{max,p} - H_{min,p} = 43 - 35,2 = 7,8 \text{ м}$$

Після чого виходячі з топогедезичних гідрологічних умов, розрахункової витрати водозабора, приймаємо береговий водозабір.

Водоочисні пристрої водоприймальних споруд.

Розмір та площини водоприймальних отворів колодязя слід визначати при одночасній роботі усіх секцій по середній швидкості витікання води у отвори сміттеутримуючих ґрат та сіток, з урахуванням потреб рибо захисту, за формулою:

$$\omega_{ad} = 1.25 \frac{Q_{d.n.}}{V} K$$

Де: ω_{ad} - лощина отвору однієї секції водоприймача, м²;

$Q_{d.n.}$ - розрахункова витрата в однієї секції, м³/с;

V – допустима швидкість втікання води у водоприймальний отвори, віднесена до їх веретену в світі, приймаємо рівною 0,1-0,3 м/с;

K- коефіцієнт, враховуючий стиснення отворів стрижнями ґрат, приймається рівним $K=(a+c)/a$; a – відстань між стрижнями в світі, см; c – товщина (діаметр) стрижней, см; 1.25 – коефіцієнт, враховуючий засмічення отворів.

для ґрат:

$$\omega_{op} = 1.25 \frac{1.65}{0.3} 1.2 = 8,25 \text{ м}^2$$

Приймаємо 4 вікна розміром 1864*1380 мм, $f=2,58\text{м}^2$

$$\hat{E} = \left(\frac{\dot{a} + \tilde{n}}{\dot{a}}\right)^2 = \left(\frac{5+1}{5}\right)^2 = 1.44 \quad \text{для сіток}$$

$$\omega_{op} = 1.25 \frac{1.65}{0.3} 1.44 = 9,9\text{м}^2$$

Приймаємо 2 обертові сітки розміром 2000*11380мм.

Статичні розрахунки.

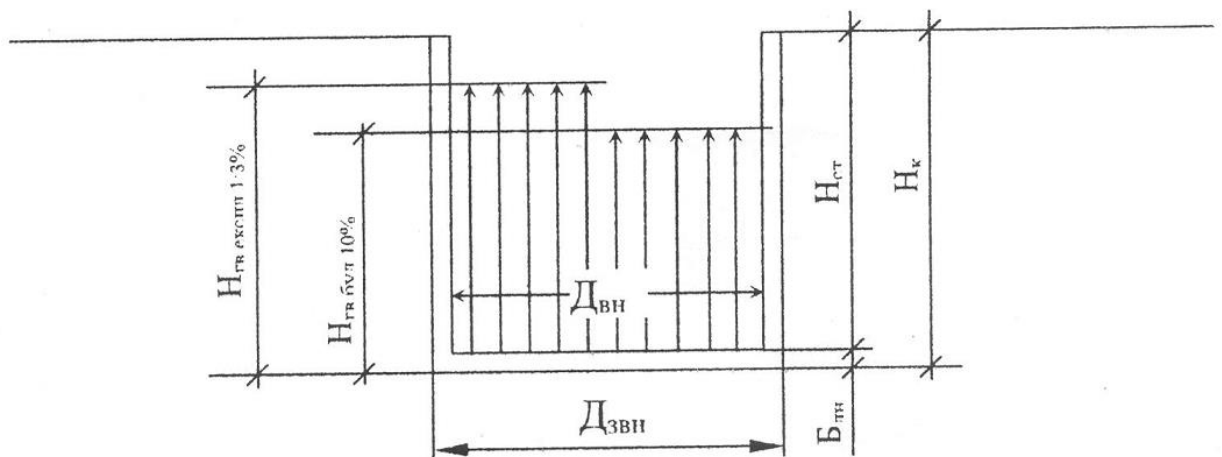
Водоприймально – сітчатий колодезь перевіряється на в спливання. Для розрахункова схема, на котру наносять відмітки землі, води та розміри конструкцій.

1.будівельний період.

Для будівельного періоду водоприймально колодезь перевіряють на в спливання, оскільки після занурення оболонкі колодезя до проектної відмітки пристроях бетонної подушки і припинення водопониження під дією завислих сил води колодезь може в спливати.

Розрахунок на вспливання:

Для будівельного періоду водоприймально колодезь перевіряють на в спливання.



Стійкість колодезя буде забезпечена при виконанні слідууючої умови:

$$K_B < (K_1 * g * (M_{ст} + M_{п}) + 0.5 - K_2 * T_{ст}) / (K_3 * p_B * H_{ГВ10\%} * F_K * g), \text{ де}$$

$K_1 = 1,05$, $K_2 = 1,2$, $K_3 = 1$ - коеф. перевантаження; $g = 9,81\text{м/с}^2$;

$M_{ст}$ - маса стакана опускного колодезя, т;

$$M_{\text{ст}} = \pi/4 * (D_{\text{звн}}^2 - D_{\text{вн}}^2) * H_{\text{ст}} * \rho_{\text{б}} = 3,14/4 * (24^2 - 22^2) * 10,23 * 2,4 = 1733,28 \text{ т};$$

$$M_{\text{п}} - \text{маса плити днища, т}; M_{\text{п}} = \pi/4 * D_{\text{звн}}^2 * \rho_{\text{б}} * g = 3,14/4 * 24^2 * 2,4 * 1 = 1085,18 \text{ т};$$

$$T_{\text{ст}} - \text{сила тертя, кН}; T_{\text{ст}} = f_0 * U_{\text{н}} * (H_{\text{к}} - 1,5) = 28 * 288,3 * (9,18 - 1,5) = 115282,97, \text{кН};$$

$H_{\text{ГВ}10\%}$ - рівень води на період будівництва = 9 м; $F_{\text{к}}$ - площа колодязя по зовнішній кромці ножа = 452,16 м².

$$K_{\text{в}} < (1,05 * 9,81 * (1733,28 + 1085,18) + 0,5 * 1,2 * 115282,97) / (1 * 1 * 7 * 452 * 9,81) = 3,17.$$

Висновок: стійкість колодязя на впливання забезпечена, так як $K_{\text{в}} = 1,2 < 3,17$.

Для експлуатаційного періоду при перевірці водоприймального колодязя на впливання, крім маси стін, днища, враховують масу перекриттів та інших будівельних конструкцій, включаючи підземну частину.

Стійкість колодязя буде забезпечена при виконанні слідуючої умови:

$$K_{\text{в}} < (K_1 * g * (M_{\text{ст}} + M_{\text{п}} + M_{\text{пер}} + M_{\text{к}}) + 0,5 * K_2 * T_{\text{ст}}) / (K_3 * \rho_{\text{в}} * H_{\text{ГВ}1\%} * P_{\text{к}} * g), \text{ де}$$

$$M_{\text{пер}} - \text{маса перекриття, т}; M_{\text{пер}} = 0,2 * M_{\text{ст}} = 346,66 \text{ т};$$

$$M_{\text{к}} - \text{маса інших будівельних конструкцій}; M_{\text{к}} = 0,5 * M_{\text{ст}} = 866,64 \text{ т};$$

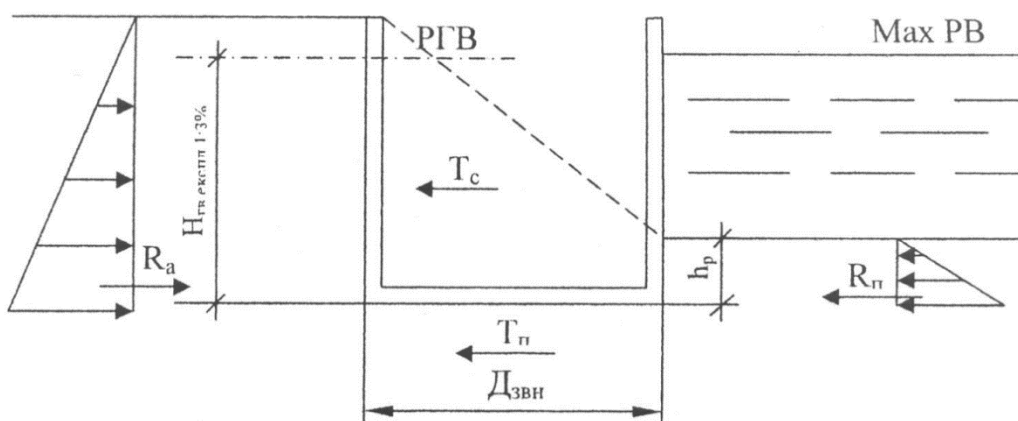
$H_{\text{ГВ}1\%}$ - максимальний розрахунковий рівень води у водоймі; $K_{\text{в}} = 1,2$.

$$K_{\text{в}} < (1,05 * 9,81 * (1733,28 + 1085,18 + 346,66 + 866,64) + 0,5 * 1,2 * 115282,97) / (1 * 1 * 10 * 452,16 * 9,81) = 2,49.$$

Висновок: стійкість колодязя на впливання забезпечена, так як $K_{\text{в}} = 1,2 < 2,49$.

Розрахунок на зсув:

Для експлуатаційного періоду перевірка водоприймального колодязя на зсув виконується для водозаборів берегового типу (при відсутності води в колодязі та максимальному рівні води у водоймі).



Коефіцієнт запасу стійкості визначається за формулою:

$$K_{zc} = (T_{\Pi} + K_{\Pi} + 2T_c)/R_a > 1,2 \dots 1,3, \text{ де}$$

T_{Π} - повна сила тертя об ґрунт, кН:

$$T_{\Pi} = (1,7 * K_1 (M_{ст} + M_{\Pi}) - K_3 * p_v * H_{га 1\%} * F_k) * g * f_6,$$

f_6 - коеф. тертя при зсуві по дну споруди, $f_6 = 0,47$;

$$T_{\Pi} = (1,7 * 1,05 * (1733,28 + 1085,18) - 1 * 1 * 9 * 452,16) * 9,81 * 0,47 = 4433,2 \text{ кН};$$

R_{Π} , R_a - сила відповідно пасивного та активного тиску ґрунту, кН:

$$R_{\Pi} = (\mu_{\Pi} * K_2 * p_{зав} * g * h_p^2 * D_H) / 2,$$

μ_{Π} - коеф. пасивного тиску ґрунту:

$$\mu_{\Pi} = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) = \text{tg}^2(45 + 25/2) = 2.46,$$

φ - кут внутрішнього тертя; $\varphi = 20 \dots 30^\circ$;

$p_{зав}$ - щільність завислого ґрунту; $p_{зав} = 0,9$;

h_p - глибина землі зі сторони річки; $h_p = 2.7$;

$$R_{\Pi} = (2,46 * 1.2 * 0,9 * 9.81 * 2,7^2 * 24) / 2 = 850,7 \text{ кН}.$$

$$R_a = (\mu_a * K_2 * p_{зав} * g * H_k^2 * D_H) / 2,$$

μ_a - коеф. активного тиску ґрунту:

$$\mu_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) = \text{tg}^2(45 - 25/2) = 0.41,$$

$$R_a = (0.41 * 1.2 * 0,9 * 9.81 * 10,23^2 * 24) / 2 = 5455,2 \text{ кН}.$$

T_c - сила тертя бокових поверхонь споруди, кН:

$$T_c = R_{гр}^6 * f_6;$$

$R_{гр}^6$ - рівнодійна тиску ґрунту на бокові стіни:

$$R_{гр}^6 = \mu_a * K_2 * p_{зав} * g * ((H_k + h_p) / 2)^2 * D_H,$$

$$R_{гр}^6 = 0,41 * 1,2 * 0,9 * 9,81 * ((10,23 + 2,7) / 2)^2 * 24 = 4357,4 \text{ кН};$$

$$T_c = R_{гр}^6 * 0,47 = 2048 \text{ кН}.$$

$$K_{zc} = (4433,2 + 850,7 + 2 * 2040) / 5455,2 = 1,72 > 1,2.$$

Висновок: стійкість колодязя на зсув забезпечена, так як $K_{zc} = 1,72 > 1,2$.

Рибозахистні пристрої.

В даному проекті передбачено механічний рибозахист. До механічного рибозахисту відносимо механічні перешкоди для затримання риб на шляху їх руху у вигляді сітчастих полотен.

Зони санітарної охорони.

Границі зон санітарної охорони

Поверхневі джерела водопостачання

1. Границі першого пояса зони поверхневого джерела водопостачання, у тому числі водопідвідного каналу, повинні встановлюватися на відстанях від водозабору:

а) для водотоків (ріки, канали):

- нагору за течією— 200м;
- униз за течією— 100м;
- по прилягаючому до водозабору берегу - 100 м від уріза води при літньо-осінній межні;
- у напрямку до протилежного берега при ширині водотоку 230м — смуга акваторії шириною 100 м;

2. Границі другого пояса зони водотоку встановлюємо:

- нагору за течією, включаючи припливи - виходячи зі швидкості руху води, осередненої по ширині і довжині водотоку чи на окремих його

ділянках і часі протікання води від границі пояса до водозабору при середньомісячній витраті води літньо-осінньої межні 95 % забезпеченості 5 діб для ІА, Б, У, Г и ПА кліматичних районів ;

- униз за течією - 250м;
- бічні границі - на відстані від уріза води при літньо-осінній межні -при рівнинному рельєфі - 500м.

3. Границі третього пояса зони поверхневого джерела водопостачання розташовані нагору і вниз за течією такими ж, як для другого поясу; бічні границі - по водорозділу 5км від водотоку.

1.4 ВОДОПРОВІДНІ ОЧИСНІ СПОРУДИ

Консультант

/ **Балло В.П.** /

Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Лист

1.4 Водопровідні очисні споруди.

Визначення розрахункової витрати води

Повна продуктивність станції обробки води складається з розрахункової витрати води для доби максимального водоспоживання і витрати води на власні потреби очисної станції, додаткової витрати води на поповнення протипожежного запасу.

$$Q_{oc} = Q_{\max \text{ доб}} + Q_{\text{вл.пот}} + Q_{\text{дод}} = 43479,5 + 2174 + 1296 = 46949,5 \text{ м}^3/\text{доб}$$

де: $Q_{\max \text{ доб}} = 43479,5 \text{ м}^3/\text{доб}$ – корисна продуктивність очисної станції;

$Q_{\text{вл.пот}} = a \cdot Q_{\max \text{ доб}} / 100 = 5 \cdot 43479,5 / 100 = 2174 \text{ м}^3/\text{доб}$ $a = 5\%$, витрата води на власні потреби станції від $Q_{\max \text{ доб}}$;

$$Q_{\text{дод}} = \frac{3,6 \cdot n \cdot q_{\text{пож}} \cdot t_{\text{пож}}}{T_{\text{пож}}} \cdot 24 = \frac{3,6 \cdot 3 \cdot 40 \cdot 3}{24} \cdot 24 = 1296 \text{ м}^3/\text{доб},$$

де $q_{\text{махдоб}}=40$ л/с – витрата води на одну пожежу;

$t_{\text{пож}}=3$ год – розрахункова тривалість пожежи;

$T_{\text{пож}}=24$ год – час відновлення пожежного запасу;

$n=3$ – кількість одночасних пожеж у місті.

№ з/п	Показники якості води, одиниці вимірювання	Величина показника для води джерела	Величина показника за нормативом ДержСанПІН	Технологічний процес очистки, що рекомендується
1	Каламутність, мг/л	40		Коагулювання. обробка флокулянтами
2	Колірність, град.	60	20	Коагулювання. обробка флокулянтами, хлорування
3	Жорсткість загальна, мг-екв/л	3,7	7	
4	Присмак, бали	3	2	Попереднє хлорування
5	Запах, бали	2	2	Попереднє хлорування
6	Фтор, мг/л	0,8	0,7-1,5	

За каламутністю, колірністю і потужністю водоочисної станції підбираємо склад основних технологічних споруд для освітлення і знебарвлення води: $Q_{\text{ос}}=46949.5$ м³/доб, Колірність 60 град, Каламутність 40 мг/л.

За цими показниками приймаємо реагентний метод обробки води з наступним складом споруд: Змішувач, контактний освітлювач, резервуар чистої води.

Розробка висотної схеми водоочисної станції

Висотна схема очисної станції - це графічне зображення в профілі всіх її споруд, ув'язаних по висоті їх розташування на місцевості. Така схема дозволяє встановити залежність між рівнями води та основними позначками споруд станції.

Споруди необхідно розташовувати по природньому ухилу місцевості з урахуванням втрат напору у спорудах, з'єднуючих комунікаціях і вимірювальних приладах. Це дозволяє зменшити заглиблення споруд і відповідно, скоротити об'єм земляних робіт і зменшити витрати на будівництво.

Величини перепадів рівнів води у спорудах і з'єднуючих комунікаціях визначаємо розрахунками; для попереднього висотного розташування споруд втрати напору приймаємо за [1, п. 6.219].

Розрахунок споруд і обладнання реагентного господарства.

розрахунок доз реагентів

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 за

[1, табл. 16] $D_k = 25$ мг/л;

колірної води: $D_k = 4 \sqrt{\text{Колірн.}} = 4 \sqrt{60} = 31 \text{ мг / л}$

Остаточо приймаємо $D_k = 36$ мг/л, так як для контактних освітлювачів дозу коагулянту можливо зменшувати до 10%.

Доза флокулянту

В якості флокулянту приймаємо поліакріламід (ПАА), який вводиться у воду перед контактними освітлювачами, після коагулянту з розривом у 2-3 хвилини. Дозу флокулянту призначаємо за [1, п. 6.17] $D_f = 0,004 \cdot M + 0,12 = 0,004 \cdot 40 + 0,12 = 0,28$ мг/л,

де M - каламутність вихідної води, мг/л;

Доза хлору

Хлорування води здійснюється в два етапи попереднє хлорування $D_{хл}^I = 3$ мг/л, остаточне хлорування (зnezараження води) $D_{хл}^{II} = 3$ мг/л.

Перевірка достатності лужного резерву

Дозу реагенту для штучного підлуження вапном визначаємо за формулою:

$$D_n = K_n \frac{D_k}{e_k} \cdot l_{\text{вих}} + 1 = 28 \frac{36}{57} \cdot 1,5 + 1 = 28,0 \text{ мг / л}$$

де $K_L=28$ – коефіцієнт для вапна;

$e_k=57$ мг/мг-екв, молярна маса еквівалента коагулянта для $Al_2(SO_4)_3$;

$L_{вих}=1,5$ мг-екв/л, мінімальна лужність оброблюваної води;

Так як доза реагента для штучного підлучення вийшла з від'ємним знаком, то підлучення не потрібне.

Приготування реагентів

Приготування розчину коагулянту

Приймаємо на водоочисній станції сухе зберігання коагулянту.

Добова витрата товарного коагулянту:

$$Q_k^{доб} = \frac{Q_{ос} D_k}{10^4 P_k} = \frac{46949,5 \cdot 36}{10^4 \cdot 51} = 3,314 \text{ т / доб}$$

де $P_k=51\%$, вміст безводного коагулянту в товарному продукті першого ґатунку.

30-добовий запас коагулянту Q_k^3 буде складати:

$$Q_k^3 = 30 \cdot Q_k^{доб} = 30 \cdot 3,314 = 99,42 \text{ т}$$

Так як ми приймаємо постачання коагулянту у 60-ти тонних вагонах, то обсяг разової поставки повинен бути кратним 60. Кількість вагонів, яка забезпечує разову поставку знаходимо з формули: $n=Q_k^{раз}/60=99,42/60=1,66 \approx 2$, тоді обсяг разової поставки буде складати:

$$Q_k^{раз} = 60 \cdot n = 60 \cdot 2 = 120 \text{ т.}$$

Для сухого зберігання коагулянту необхідно передбачити закриті сховища з механічним вивантаженням коагулянту, при якому його висота шару h_k буде складати 3,5 м, і знаходимо площу сховищ:

$$F_k = \frac{Q_k^{раз}}{\rho_k^{тов} \cdot h_k} = \frac{120}{1,1 \cdot 3,5} = 31,2 \text{ м}^2,$$

де $\rho_k^{тов}=1,1$ – густина товарного коагулянту.

При сухому зберіганні коагулянту його розчин готують у розчинних і витратних баках. Ємність розчинних баків визначаємо за формулою:

$$W_k^{розч} = \frac{Q_{год} \cdot n \cdot D_k}{10^4 \cdot b_k^{розч} \cdot \rho_k^p} = \frac{1956 \cdot 10 \cdot 36}{10^4 \cdot 20 \cdot 1,226} = 2,87 \text{ м}^3$$

де n -тривалість повного циклу приготування розчину коагулянту за температури води до 10^0C ;

ρ_k^p - густина розчину коагулянту;

$b_k^{розч}$ - концентрація розчину коагулянту у розчинних баках для очищеного кускового коагулянту.

Ємність витратних баків визначаємо за формулою:

$$W_k^{випр} = \frac{Q_{зод} \cdot n \cdot D_k}{10^4 \cdot b_k^{випр} \cdot \rho_k^p} = \frac{1956 \cdot 10 \cdot 36}{10^4 \cdot 12 \cdot 1,226} = 4,79 \text{ м}^3$$

$b_k^{випр}$ - концентрація розчину коагулянту у витратних баках для очищеного кускового коагулянту.

Визначаємо об'єм одного розчинного баку, виходячи з того що їхня кількість складає 3 робочих і 1 резервний:

$$W_{1к}^{розч} = \frac{W_k^{розч}}{3} = \frac{2,87}{3} = 0,96 \text{ м}^3$$

Приймаємо циліндричні баки діаметром 1 м і висотою 1,2 м.

Визначаємо об'єм одного витратного баку, виходячи з того що їхня кількість складає 2 робочих і 1 резервний:

$$W_{1к}^{випр} = \frac{W_k^{випр}}{2} = \frac{4,79}{2} = 2,40 \text{ м}^3$$

Приймаємо прямокутні баки розміром в плані 1,5×1,5 і висотою 1,2 м.

Розрахунок повітродувок і повітропроводів

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

$a=10 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2$ - для розчинення;

$v=5 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2$ – для перемішування при розведенні до необхідної концентрації у витратних баках;

Розподілення повітря передбачаємо перфорованими трубопроводами.

Визначаємо витрати повітря:

у розчинних баках:

$$q_n' = F_{\sigma} \cdot a = 1,2 \cdot 3 \cdot 10 = 36 \text{ л/с}$$

де F_{σ} - сумарна площа баків, де відбувається перемішування;

у витратних баках:

$$q_n'' = f_{\sigma} \cdot \epsilon = 2,7 \cdot 2 \cdot 5 = 27 \text{ л/с},$$

де f_{σ} - сумарна площа витратних баків;

загальна витрата повітря:

$$q_n = q_n' + q_n'' = 36 + 27 = 63 \text{ л/с} = 3,78 \text{ м}^3 / \text{хв}.$$

Підбираємо повітродувку типу ВК-6, з витратою $6,0 \text{ м}^3/\text{хв}$. надлишковим тиском $0,22 \text{ МПа}$ і потужністю електродвигуна $2,2 \text{ кВт}$.

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

$$v = \frac{W}{60(P+1) \cdot 0,785 \cdot d^2} = \frac{3,78}{60(1,5+1) \cdot 0,785 \cdot 0,08^2} = 10,01 \text{ м/с},$$

швидкість знаходиться в межах допустимого.

Визначаємо втрати напору у повітропроводі:

для чого визначаємо масу повітря, яка проходить через трубопровід за годину: $G=W \cdot 60 \cdot \gamma = 3,78 \cdot 60 \cdot 1,917 = 434,77 \text{ кг/год}$ – за цією величиною знаходимо коефіцієнт опору β . Приймаємо довжину трубопроводу $l=11 \text{ м}$ (γ - питома маса сухого повітря).

$$P_1 = \frac{1,25 \cdot \beta \cdot G^2 \cdot l}{\gamma \cdot d^5} = \frac{1,25 \cdot 1,2 \cdot 434,77 \cdot 11}{1,917 \cdot 80^5} = 0,0000011 \text{ МПа}$$

Втрати напору на місцевий опір:

$$P_2 = 0,63 \cdot v^2 \cdot \Sigma \phi \cdot 10^{-6} = 0,63 \cdot 10^2 \cdot 8,2 \cdot 10^{-6} = 0,00053 \text{ МПа}$$

Сумарні втрати напору складають: $P=P_1+P_2=0,0000011+0,00053=0,0005311 \text{ МПа} < 0,18 \text{ МПа}$, напір який створює підібрана повітродувка більше сумарних втрат напору.

Приготування флокулянтів

Поліакриламід застосовується у вигляді розчину, який готують з технічного ПАА у баках з механічним перемішуванням, тривалість приготування якого – 2 години, концентрація розчину при його придатності до 7 діб складає 0,5 %.

Визначаємо загальний об'єм перемішувачів:

$$W = \frac{Q_{\text{год}} \cdot n \cdot D_{\phi}}{10^4 \cdot b_{\phi} \cdot \rho_{\phi}^p} = \frac{1956 \cdot 10 \cdot 0,28}{10^4 \cdot 5 \cdot 1,0} = 0,11 \text{ м}^3$$

виходячи з цього приймаємо один перемішувач УРП – 2М з робочою ємністю бака - 2 м³ тобто приймаємо найменшого розміру.

Добова витрата флокулянту:

$$Q_{\kappa}^{\text{доб}} = \frac{Q_{\text{ос}} \cdot D_{\phi}}{10^4 \cdot P_{\phi}} = \frac{46949,5 \cdot 0,28}{10^4 \cdot 78} = 0,017 \text{ т / доб}$$

7-добовий запас флокулянту Q_{ϕ}^7 буде складати:

$$Q_{\phi}^7 = 7 \cdot Q_{\phi}^{\text{доб}} = 7 \cdot 0,017 = 0,119 \text{ т}$$

Так як ми приймаємо постачання флокулянту у 100 кілограмових бочках, то обсяг разової поставки повинен бути кратним 100. Кількість бочок, яка забезпечує разову поставку знаходимо з формули: $n = Q_{\phi}^{\text{раз}} / 0,1 = 0,119 / 0,1 = 1,19 \approx 1,2$ приймаємо 2 тоді обсяг разової поставки буде складати: $Q_{\phi}^{\text{раз}} = 100 \cdot n = 100 \cdot 2 = 200$ кг.

Ємність витратного баку:

$$W_{\phi}^{\text{витр}} = \frac{Q_{\text{год}} \cdot n \cdot D_{\phi}}{10^4 \cdot b_{\phi}^{\text{витр}} \cdot \rho_{\phi}^p} = \frac{1956 \cdot 10 \cdot 0,28}{10^4 \cdot 5 \cdot 1,0} = 0,11 \text{ м}^3 \text{ приймаємо прямокутний бак}$$

розміром 0,5×0,5×0,5м.

Хлорування води

Визначаємо годинну витрату хлору при попередньому і постхлоруванні:

$$Q_{\text{хл}}^n = \frac{Q_{\text{ос}} \cdot D_{\text{хл}}^n}{24 \cdot 1000} = \frac{46949,5 \cdot 3}{24 \cdot 1000} = 5,9 \text{ кг / год}$$

$$Q_{\text{хл}}^{\text{зн}} = \frac{Q_{\text{ос}} \cdot D_{\text{хл}}^{\text{зн}}}{24 \cdot 1000} = \frac{46949,5 \cdot 3}{24 \cdot 1000} = 5,9 \text{ кг / год}$$

Загальна витрата хлору складає: $Q_{\text{хл}} = Q_{\text{хл}}^n + Q_{\text{хл}}^{\text{зн}} = 5,9 + 5,9 = 11,8 \text{ кг / год} = 283,2$ кг/доб.

За величиною $Q_{\text{хл}}$ підбираємо автоматичні вакуумні хлоратори:

підбираємо хлоратор типу ЛК – 10Б, з подачею по хлору 2,0-25,0 кг/год, витратою води до 30 м³/год, діаметром підходящого патрубку ежектора 50 мм, і габаритними розмірами апарату 800×340×200 мм.

Так як хлорну воду необхідно подавати окремо на кожне місце вводу, то кількість резервних хлораторів буде 1 резервний на кожне місце вводу.

$$\text{30-добовий запас хлору буде складати: } Q_{\text{хл}}^3 = \frac{30 \cdot Q_{\text{хл}}^n}{1000} = \frac{30 \cdot 283,2}{1000} = 8,496 \text{ м} ;$$

$$\text{Кількість запасних балонів складатиме: } n_{\text{хл}}^3 = \frac{30 \cdot Q_{\text{хл}}^{\text{доб}}}{55} = \frac{30 \cdot 283,2}{55} = 154,5 \text{ шт} ;$$

$$\text{Кількість витратних балонів буде складати: } n_{\text{хл}}^{\text{випр}} = \frac{Q_{\text{хл}}}{S_{\text{бал}}} = \frac{11,8}{0,7} = 17 \text{ шт} .$$

Розрахунок окремих апаратів і споруд

Розрахунок змішувача

Змішувач призначений для рівномірного розподілення реагентів в масі оброблюваної води, що сприяє покращенню перебігу наступних операцій, які здійснюються у камері утворення пластівців. На даній очисній станції встановлюємо два вихрових змішувача гідравлічного типу. Ці змішувачі складаються з двох частин – нижньої (перевернута чотиригранна піраміда) і верхньої (паралелепіпед). Швидкість потоку у верхній частині змішувача приймаємо $v_{\text{в}}=108$ м/год. Площа верхньої частини змішувача:

$$F_{\text{в}} = \frac{Q_{\text{вод}}}{n v_{\text{в}}} = \frac{1956}{2 \cdot 108} = 9,05 \text{ м}^2 ,$$

де $n=2$ шт. – кількість змішувачів.

За величиною $F_{\text{в}}$ знаходимо сторону верхньої частини:

$$b_{\text{в}} = \sqrt{F_{\text{в}}} = \sqrt{9,05} = 3,01 \approx 3 \text{ м} .$$

Розміри нижньої частини змішувача приймаємо залежно від діаметра підвідного трубопроводу, що приймаємо виходячи з швидкості руху води в ньому 1,2 м/с або 4320 м/год.

$$f = \frac{Q_{\text{вод}}}{n \cdot v} = \frac{1956}{2 \cdot 4320} = 0,226 \text{ м}^2 ,$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot f}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,226}{3,14}} = 0,5 \text{ м} ,$$

за [3] підбираємо найближчий діаметр 500 мм, з товщиною стінки 0,06 м і внутрішнім діаметром 0,62 м, швидкість руху води буде складати 1,2 м/с.

$b_H = d_{BH} + 2\sigma = 0,5 + 2 \cdot 0,06 = 0,62$ м, де σ – товщина стінки.

Висота нижньої пірамідальної частини змішувача:

$$h_n = \frac{1}{2}(b_e - b_H) \operatorname{ctg} \frac{30}{2} = \frac{1}{2}(3 - 0,62) \operatorname{ctg} \frac{30}{2} = 1,87 \text{ м}.$$

Об'єм пірамідальної частини змішувача:

$$W_n = \frac{1}{3} h_n (F_e + F_H + \sqrt{F_e \cdot F_H}) = \frac{1}{3} 1,87 (9,05 + 0,38 + \sqrt{9,05 \cdot 0,38}) = 7,0 \text{ м}^3.$$

Повний об'єм змішувача: $W = \frac{Q_{\text{зод}} \cdot t}{n \cdot 60} = \frac{1956 \cdot 1,5}{2 \cdot 60} = 24,45 \text{ м}^3.$

Об'єм верхньої частини змішувача:

$$W_B = W - W_n = 24,45 - 7,0 = 17,45 \text{ м}^3.$$

Висота верхньої частини змішувача: $h_e = \frac{W_e}{F_e} = \frac{17,45}{9,05} = 1,93 \text{ м}.$

Повна висота змішувача: $h = h_e + h_n = 1,93 + 1,87 = 3,8 \text{ м}.$

Розрахунок контактних освітлювачів

Контактні освітлювачі є спорудами, які поєднують функції камери реакції, відстійника і швидкого фільтра.

На станції передбачаємо сітчасті барабанні фільтри і вхідні камери, які забезпечують необхідний напір води, змішування і контакт води з реагентами, а також видалення повітря.

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

$$W_{\text{вхк}} = \frac{Q_{\text{oc}} \cdot t}{24 \cdot 60} = \frac{46949,5 \cdot 5}{24 \cdot 60} = 163 \text{ м}^3,$$

камеру розділяємо на дві частини.

Сітчасті барабанні фільтри призначені для видалення з води крупних плаваючих і завислих домішок, встановлюються вони над вхідною камерою. Промивка їх проводиться водою, яка пройшла крізь них. Витрата води на власні потреби складає 0,5% розрахункової витрати.

Загальну площу контактних освітлювачів визначаємо з урахуванням скидання першого фільтрату:

$$F_{ко} = \frac{Q_{oc}}{T_{ст} \cdot v_n - n_{пр} (q_{пр} + \tau_{пр} \cdot v_n + \frac{\tau_{ст} \cdot v_n}{60})} = \frac{46949,5}{24 \cdot 5 - 2(0,12 + 0,33 \cdot 5 + \frac{10 \cdot 5}{60})} = 114,8 м^2,$$

де $T_{ст}$ - тривалість роботи станції, год;

v_n - розрахункова швидкість фільтрування за нормального режиму, м/год;

$n_{пр}$ - кількість промивок освітлювача на добу;

$\tau_{пр}$ - час простою фільтра через промивку, якщо фільтр промивається водою;

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

$q_{пр} = q'_{пр} \cdot t \cdot 10^{-3} = 15 \cdot 8 \cdot 10^{-3} = 0,12 м^3/м^2$ (тут $q'_{пр}$ - інтенсивність промивки, л/с·м²;

t - тривалість промивки, с);

$\tau_{ст}$ - тривалість скидання першого фільтрату, хвилин.

Приймаємо типову ячейку освітлювача розміром 2,5×6,0 м.

Кількість освітлювачів $N = 114,8 / (2,5 \cdot 6,0) = 7,6 \approx 8$ 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.

Перевіряємо швидкість фільтрування при форсованому режимі:

$$v_{\phi} = \frac{v_n \cdot N_{\phi}}{N_{\phi} - N_1} = \frac{5 \cdot 8}{8 - 1} = 5,7 м/с,$$

де N_{ϕ} - загальна кількість освітлювачів;

N_1 - кількість освітлювачів, що знаходяться в ремонті;

Таким чином швидкість руху води при форсованому режимі не перевищує припустиму.

Розрахунок розподільчої системи контактних освітлювачів

Розраховуємо витрату води потрібну для промивки одного фільтра:

$$Q_{np} = F_{\phi}^0 \cdot q_{np} \cdot 10^{-3} = 2,5 \cdot 6,0 \cdot 15 \cdot 10^{-3} = 0,235 \text{ м}^3 / \text{с},$$

де F_{ϕ}^0 -площа одного освітлювача.

Визначаємо діаметр колектора:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{np}}{\pi \cdot v_k}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,235}{3,14 \cdot 1,2}} = 0,5 \text{ м}, \text{ де } v_k - \text{ швидкість руху води на початку}$$

колектора (1-1,2 м/с).

За сортаментом труб підбираємо найближчій до визначеної величини діаметр, який дорівнює 500 мм. Робимо перевірку швидкості v_k :

$$v_k = \frac{4 \cdot Q_{np}}{\pi \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 0,235}{3,14 \cdot 0,5^2} = 1,19 \text{ м/с}.$$

Загальна кількість відгалужень на кожному освітлювачі складає:

$$n_{заг}^{відг} = \frac{2 \cdot B}{m} = \frac{2 \cdot 2,5}{0,35} = 14 \text{ шт}, \text{ де } m - \text{відстань між відгалуженнями.}$$

Розраховуємо витрату промивної води крізь одне відгалуження:

$$q_{відг} = \frac{Q_{np}}{n_{відг}^{заг}} = \frac{0,235}{14} = 0,017 \text{ м}^3 / \text{с},$$

$$\text{і визначаємо діаметр відгалуження: } d_{відг} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{відг}}{\pi \cdot v_{відг}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,017}{3,14 \cdot 2}} = 0,1 \text{ м},$$

де $v_{відг}$ - швидкість руху води на початку

відгалуження (1,6-2,0 м/с). За сортаментом труб підбираємо найближчій до визначеної величини діаметр, який дорівнює 100 мм так, як діаметр підібраний дорівнює діаметру розрахованому по формулі, то перевірку швидкості робити не потрібно.

Визначаємо загальну площу отворів у відгалуженнях, яка повинна

складати 25...50 % від робочої площі фільтра:
 $\Sigma f_0 = 0,25 \cdot F_{\phi}^0 \cdot 10^{-2} = 0,25 \cdot 15 \cdot 10^{-2} = 0,0375 \text{ м}^2$, отвори розташовуються у два ряди в шаховому порядку під кутом 30^0 до низу від вертикалі.

Діаметр отворів приймаємо $d_0=10$ мм, площа одного отвору складає:

$$f_0 = \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,01^2}{4} = 0,0000785 \text{ м}^2.$$

Розраховуємо загальну кількість отворів для контактного освітлювача:

$$n_0 = \frac{\Sigma f_0}{f_0} = \frac{0,0375}{0,0000785} = 478 \text{ шт},$$

Кількість отворів на одному відгалуженні:

$$n_0 \frac{n_0}{n_{заг}} = \frac{478}{14} = 34шт.$$

Довжина кожного відгалуження:

$$l_{відг} = \frac{L - d_{к}^{зобн}}{2} = \frac{6 - 0,53}{2} = 2,7м.$$

Шаг вісі отворів буде складати:

$$l_0 = \frac{l_{відг}}{n_0} 10^3 = \frac{2,7}{34} 10^3 = 80мм.$$

Для збирання і відведення промивної води з контактних освітлювачів передбачаємо жолоби. Відстань між осями сусідніх жолобів не повинна перевищувати 2,2 м.

Розраховуємо витрату води, що припадає на один жолоб:

$$q_{ж} = \frac{Q_{пр}}{n_{ж}} = \frac{0,235}{2} = 0,1175 м^3/с, \text{ де } n_{ж} - \text{кількість жолобів.}$$

Знаходимо ширину жолоба:

$$B_{ж} = K_{ж} \sqrt[5]{\frac{q_{ж}^2}{(1,57 + a_{ж})^3}} = 2,05 \sqrt[5]{\frac{0,1175^2}{(1,57 + 1,0)^3}} = 0,5 м,$$

де $a_{ж}$ -відношення висоти прямокутної частини жолоба $h_{п}$ до половини його ширини:

$$a_{ж} = \frac{h_{п}}{0,5 \cdot B_{ж}} = 1 \dots 1,5;$$

$K_{ж}$ -коефіцієнт, який враховує форму жолоба.

Таким чином, прямокутна частина жолоба дорівнює:

$$h_{п} = 0,5 \cdot B_{ж} = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \text{ м.}$$

Корисна висота жолоба становить:

$$h_{ж'} = h_{п} + 0,5 \cdot B_{ж} = 0,25 + 0,5 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ м.}$$

Конструктивна висота жолоба:

$$h_{ж} = h_{ж'} + 0,08 = 0,5 + 0,08 = 0,58 \text{ м.}$$

Визначаємо відстань від поверхні фільтруючого завантаження до кромки жолоба:

$$H_{\text{зс}} = \frac{H_3 \cdot a_{\text{зс}}}{100} + 0,3 = \frac{1,3 \cdot 45}{100} + 0,3 = 0,885 \text{ м}, \text{ де } H_3 - \text{ висота фільтруючого шару};$$

a_3 – відносне розширення фільтруючого завантаження у відсотках.

Рівень води в каналі з урахуванням підпора, що утворюється трубопроводом, який подає промивну воду, повинен бути на 0,2 м нижчим від дна жолоба, що і враховує наступна формула:

$$H_{\text{кан}} = 1,733 \sqrt{\frac{q_{\text{кан}}^2}{g \cdot B_{\text{кан}}^2}} + 0,2 = 1,733 \sqrt{\frac{0,235^2}{9,81 \cdot 0,7^2}} + 0,2 = 0,6 \text{ м},$$

де $q_{\text{кан}} = Q_{\text{пр}}$,

$B_{\text{кан}}$ – ширина каналу.

Швидкість руху води в кінці каналу визначаємо з урахуванням того, що рівень води в каналі повинен бути на 0,2 м нижчим від дна жолоба:

$$v_{\text{кан}} = \frac{q_{\text{кан}}}{B_{\text{кан}} (H_{\text{кан}} - 0,2)} = \frac{0,235}{0,7(0,6 - 0,2)} = 0,85 \text{ м/с}.$$

Розраховуємо втрати напору при промивці освітлювача, які складаються з наступних величин:

втрати напору в отворах труб розподільчої системи:

$$h_{\text{рс}} = \left(\frac{2,2}{a} + 1 \right) \frac{v_{\text{кан}}^2}{2g} + \frac{v_{\text{відг}}^2}{2g} = \left(\frac{2,2}{0,168} + 1 \right) \frac{0,85^2}{2 \cdot 9,81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9,81} = 0,6 \text{ м},$$

де a – відношення загальної площі всіх отворів у розподільчій системі до площі перерізу колектора;

втрати напору у фільтруючому шарі:

$$h_{\text{фи}} = \frac{\rho_3 - \rho_в}{\rho_в} (1 - n_0) H_3 = \frac{2,6 - 1}{1} (1 - 0,38) 1,3 = 1,3 \text{ м},$$

де ρ_3 і $\rho_в$ – густина зернистого фільтруючого матеріалу і води, відповідно;

n_0 – пористість фільтруючого шару до розширення;

втрати напору у трубопроводі, який подає промивну воду у колектор розподільчої системи: за витратою води на промивку $Q_{\text{пр}} = 0,235 \text{ м}^3/\text{с}$, та швидкістю руху води у трубопроводі 2,0 м/с підбираємо діаметр трубопроводу $d_{\text{тр}} = 350 \text{ мм}$, за [5] підбираємо $i = 0,02$ $h_{\text{тр}} = i \cdot l = 0,02 \cdot 50 = 1,0 \text{ м}$.

втрати напору на місцевий опір у фасонних частинах і арматурі:

$h_{mo} = \sum \xi \frac{V^2}{2g}$, коефіцієнти місцевого опору складають: для коліна $m\xi - 0,984$,

для засувки $\xi - 0,26$, для входу в смоктуючу трубу $\xi - 0,5$, для трійника $\xi - 0,92$.

$$h_{mo} = 4(0,984 \frac{2^2}{2 \cdot 9,81}) + 0,26 \frac{2^2}{2 \cdot 9,81} + 0,5 \frac{2^2}{2 \cdot 9,81} + 0,92 \frac{2^2}{2 \cdot 9,81} = 1,1 \text{ м}$$

Таким чином, загальна величина втрат напору h при промивці контактних освітлювачів складає:

$$h = h_{pc} + h_{фи} + h_{mp} + h_{mo} = 0,6 + 1,3 + 1,0 + 1,1 = 4,0 \text{ м}.$$

Визначаємо перевищення рівня води у вхідних камерах над рівнем в контактних освітлювачах:

$$H_p = 0,8h_3 + h = 0,8 \cdot 1,3 + 4,0 = 5,05 \text{ м}.$$

Воду на промивку контактних освітлювачів подаємо з баку водонапірної башти, об'єм, якого буде складатися з об'єму води на одну промивку і об'єму на одну додаткову промивку $W = 2(Q_{пр} \cdot t) = 2(0,234 \cdot 8) = 3,75 \approx 4,0 \text{ м}^3$.

Приймаємо бак висотою 1,6 м і діаметром 2 м, об'єм, якого складає $4,00 \text{ м}^3$.

Висота до низу бака визначена на схемі.

Вода після промивки потрапляє в резервуар усереднювач, де усереднюється за витратою, з нього вона потрапляє до відстійника в якому осідає більша частина осаду, а відстояна вода перекачується в голову очисних споруд. Із відстійника осад перекачується в резервуар приймання осаду, накопичується, а потім насосом подається на осадощільнювач, і вже ущільнений перекачується на фільтр-прес. Вода з осадощільнювача перекачується в голову очисних споруд.

Обробка промивної води на станції водопідготовки

Обираємо схему без регенерації шламів – коагулянтів.

$$Q_{oc} = 46949,5 \text{ м}^3 / \text{добу};$$

$$M = 40 \text{ мг} / \text{дм}^3;$$

$$K = 100 \text{ град}.$$

Витрату води на промивку фільтра знаходять за формулою:

$$P = \frac{w \cdot f \cdot t_1 \cdot 60 \cdot N}{Q_{год} \cdot T_p \cdot 1000} \cdot 100\% = \frac{15 \cdot 15 \cdot 6 \cdot 60 \cdot 8}{1956 \cdot 11,4 \cdot 1000} \cdot 100\% = 2,9\%$$

w - інтенсивність промивки, $14 \dots 16 \text{ л} / \text{с} \cdot \text{м}^2$;

f - площа фільтрів, $f = 15 \text{ м}^2$;

t_1 - час промивки, $t_1 = 0,1 \text{ год}$;

N - кількість фільтрів, $N = 7 \text{ шт}$;

$Q_{\text{год}} = 1956 \text{ м}^3 / \text{год}$;

T_0 - час роботи фільтроциклу, $T_0 = 8 \dots 12 \text{ год}$;

T_p - час роботи фільтра між двома промивками, $T_p = T_0 - (t_1 + t_2 + t_3)$;

t_2 - час простою фільтру в зв'язку з промивкою, $t_2 = 0,33 \text{ год}$;

t_3 - час викиду першого фільтрату, $t_3 = 0,17 \text{ год}$;

$T_p = 12 - (0,1 + 0,33 + 0,17) = 11,4 \text{ год}$,

тобто витрата $q_1 = 57 \text{ м}^3 / \text{год}$.

На одну промивку фільтра витрата складе:

$$q = \frac{F \cdot w \cdot 60 \cdot t_1}{1000} = \frac{15 \cdot 15 \cdot 60 \cdot 6}{1000} = 81 \text{ м}^3$$

Місткість резервуара усереднювача з двох відділень приймається 100 м^3 .

Для затримання піску перед резервуаром усереднювачем встановлюється тангенціальна пісколовка, площа якої визначається за формулою:

$$F = \frac{Q}{n \cdot q_0};$$

Q – максимальна витрата промивних вод;

$n = 2$ – кількість відділень;

$q_0 = 2 \text{ м}^3 / \text{м}^2 \cdot \text{хв}$ – навантаження на пісколовку по воді.

При залповому викиді промивних вод об'ємом 81 м^3 на протязі 6 хвилин, витрата за 1 хвилину складає $13,5 \text{ м}^3$, тоді площа одного відділення складає:

$$F = \frac{13,5}{2 \cdot 2} = 3,37 \text{ м}^2$$

Приймаємо діаметр пісколовки 3 м. Видалення осаду з пісколовки відбувається періодично за допомогою гідроелеватора. Об'єм відстійника промивної води при двох годинах відстоювання та рівномірній подачі води складе:

$$V_{om} = q_1 \cdot t = 57 \cdot 2 = 114 \text{ м}^3$$

Приймаємо відстійник з двох секцій завширшки 3 м кожна. При висоті осадкової частини, що дорівнює 2 м, довжина відстійника складе 25 м. Витрата освітленої води q_2 складе $(0,7...0,75)q_1$, витрата осаду $q_3 = (0,3...0,25)q_1$, приймаємо $q_2 = 40,0 \text{ м}^3 / \text{год}$, а $q_3 = 17,1 \text{ м}^3 / \text{год}$.

При $C_\phi = 40,0 \text{ мг} / \text{дм}^3$ та об'ємі зони накопичення і ущільнення осаду $W_{zn} = 375 \text{ м}^3 / \text{добу}$ витрата води з відстійника складе:

$$q_{II} = \frac{K_p \cdot W \cdot 100}{24 \cdot Q_{oc} \cdot T} = \frac{1,3 \cdot 50,55 \cdot 100}{24 \cdot 1956 \cdot 7} = 2\%$$

K_p - коефіцієнт розбавлення осаду, який дорівнює 1,3;

N - кількість відстійників;

T - час дії відстійника між очистками (7 діб);

w - об'єм зони накопичення та ущільнення осаду, $W = 50,55 \text{ м}^3 / \text{год}$.

Об'єм зони згущувача:

$$W_{зз} = 1,3 \cdot K_{po} \cdot W_{осм} = 1,3 \cdot 1,5 \cdot 65 = 126,75 \approx 127 \text{ м}^3$$

K_{po} - коефіцієнт розбавлення осаду при випуску із споруд підготовки води (1,5);

$W_{осм}$ - об'єм осадкової частини споруди підготовки води, $W_{осм} = 65 \text{ м}^3$;

Приймаємо два відстійника (вертикальних) діаметром 6 м, висота циліндричної частини 4,1 м, конічної – 2,9 м. Освітлена вода після згущувача $q_6 = 0,7q_5$, $q_5 = 45,5 \text{ м}^3 / \text{год}$ направляються до початку $q_6 = 31,85 \text{ м}^3 / \text{год}$ очисних споруд, а осад витратою $q_7 = 0,3q_5$, $q_5 = 0,3 \cdot 45,5 = 13,65 \text{ м}^3 / \text{год}$ подається на зневоднення на фільтр прес.

Загальна площа фільтр-пресу:

$$F = \frac{Q \cdot C}{q_0} = \frac{1956 \cdot 0,16}{10} = 31,3 \text{ м}^2$$

Приймаємо робочий і резервний фільтр-прес (ФПАКМ-10У), прийнята площа фільтрації робочих фільтр-пресів 40 м^2 .

1.5 НАСОСНА СТАНЦІЯ II ПІДЙОМУ

Консультант

/ Балло В.П. /

Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Лист

1.5 Насосна станція II-підйому

1. 1. Тип насосної станції - насосна станція II підйому.
2. 2. Контррезервуар в кінці мережі.
3. 3. Мах добове витрата - $Q = 43479.5 \text{ м}^3/\text{добу}$.
4. 4. Кількість населення - 102 тис. мешк.
5. 5. Пожежні витрати - 3 х 25 л/с
6. 6. Відмітка землі біля насосної станції - 52 м
7. 7. Відмітка з диктуючої точки - 56.2 м
8. 8. Довжина водогонів - 1,1 км
9. 9. Вільний напір в диктуючій точці - 30 м
10. 10. Матеріал труб - чавунні.

Погодинне водоспоживання

Годи -ни доби	Водоспож. міста Q_м, м³/год.	Подача води насосами II підйому Q_{нс II} м³/год	Подача води насосами II підйому Q_{нс II} л/с
1	2	3	4
0-1	454,70	496,5	137,9
1-2	427,68	496,5	137,9
2-3	427,68	496,5	137,9
3-4	427,68	496,5	137,9
4-5	740,52	496,5	137,9
5-6	1807,26	1672	464,4
6-7	1670,16	1672	464,4
7-8	1995,21	1672	464,4
8-9	2739,54	2511	697,5
9-10	2508,56	2511	697,5
10- 11	2297,78	2511	697,5
11- 12	2508,56	2511	697,5
12- 13	2697,16	2511	697,5
13- 14	2697,16	2511	697,5
14- 15	2326,63	2511	697,5
15- 16	2272,27	2511	697,5
16- 17	2818,86	2511	697,5
17- 18	2402,6	2511	697,5

18-19	2351,57	2511	697,5
19-20	1984,37	1672	464,4
20-21	1827,95	1672	464,4
21-22	1409,72	1672	464,4
22-23	1096,88	1672	464,4
23-24	1588,97	1672	464,4
	$\Sigma 43479,5$	$\Sigma 43479,5$	$\Sigma 12077,2$

Потрібний статичний напір:

$$H_{CT} = z - z_{p \min} + H_{\Gamma}$$

$$H_{CT} = 56,2 - 52 + 30 = 34,2 \text{ м}$$

$$H_{HC} = H_{CT} + h_{всм} + h_{HC} + h_{вдв} + h_{нв} + h_M$$

$$h_{всм} = 0,8 \text{ м}$$

$$h_{HC} = 2,8 \text{ м}$$

$$h_{вдв} = 1 \text{ м}$$

$$h_M = 15 \text{ м}$$

$$h_{нв} = 1,1 * 1000i * L$$

$$Q_{сеп} = \frac{Q_{\max}}{24} = \frac{43479,5}{24} = 1811,6 \text{ м}^3 / \text{год}$$

$$W_{кр} = 0,05 * Q_{\max} = 0,05 * 43479,5 = 2174 \text{ м}^3 / \text{год}$$

$$Q_{HC} = 2511 \text{ м}^3 / \text{год} = 697,5 \text{ л} / \text{с}$$

$$Q_{нв} = \frac{Q_{HC}}{2} = 1255,5 \text{ м}^3 / \text{год} = 348,75 \text{ л} / \text{с}$$

Приймаємо сталеві електрозварні труби діаметром 600 мм, 1000i=2,58

$$h_{нв} = 1,1 * 2,76 * 1,1 = 3,34 \text{ м}$$

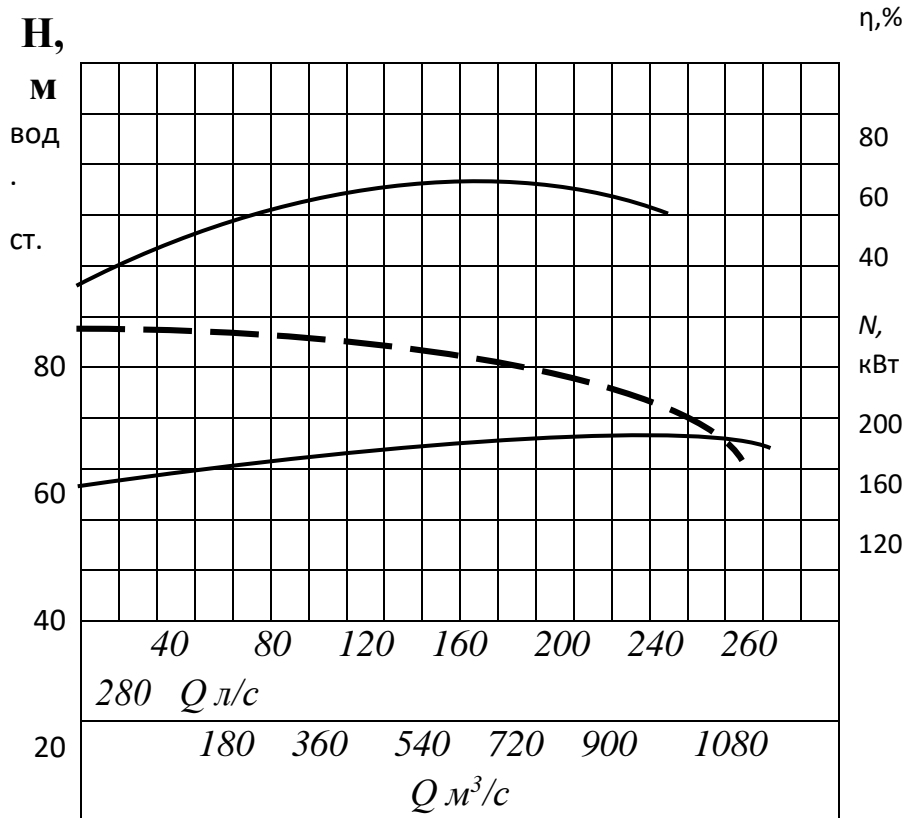
$$H_{HC} = 30 + 0,8 + 2,76 + 1 + 3,34 + 15 = 52,9 \approx 53 \text{ м}$$

В проекті приймаємо НС II підйому, яка відноситься до I категорії. Для станції I категорії при кількості робочих насосів 3 приймається 2 резервних.

$$Q_H = \frac{Q_{НС}}{3} = \frac{697,5}{3} = 232,5 \text{ л/с} = 837 \text{ м}^3 / \text{год}$$

$$H_H = H_{НС} = 53 \text{ м}$$

За приведеними даними підбираємо відцентровий насос з двостороннім підведенням води до робочого колеса типу Д800-57 горизонтальний, одноступеневий. Корпус насоса чавунний, має горизонтальне розташування в площині розташування вісі вала, що дозволяє робити ремонт без демонтажу насоса. Насос Д800-57 має наступні характеристики:



Таблиця 2

Марка насоса	Діаметр	Подача Q	Повний	Допустима вакуу	Електродвигун
--------------	---------	----------	--------	-----------------	---------------

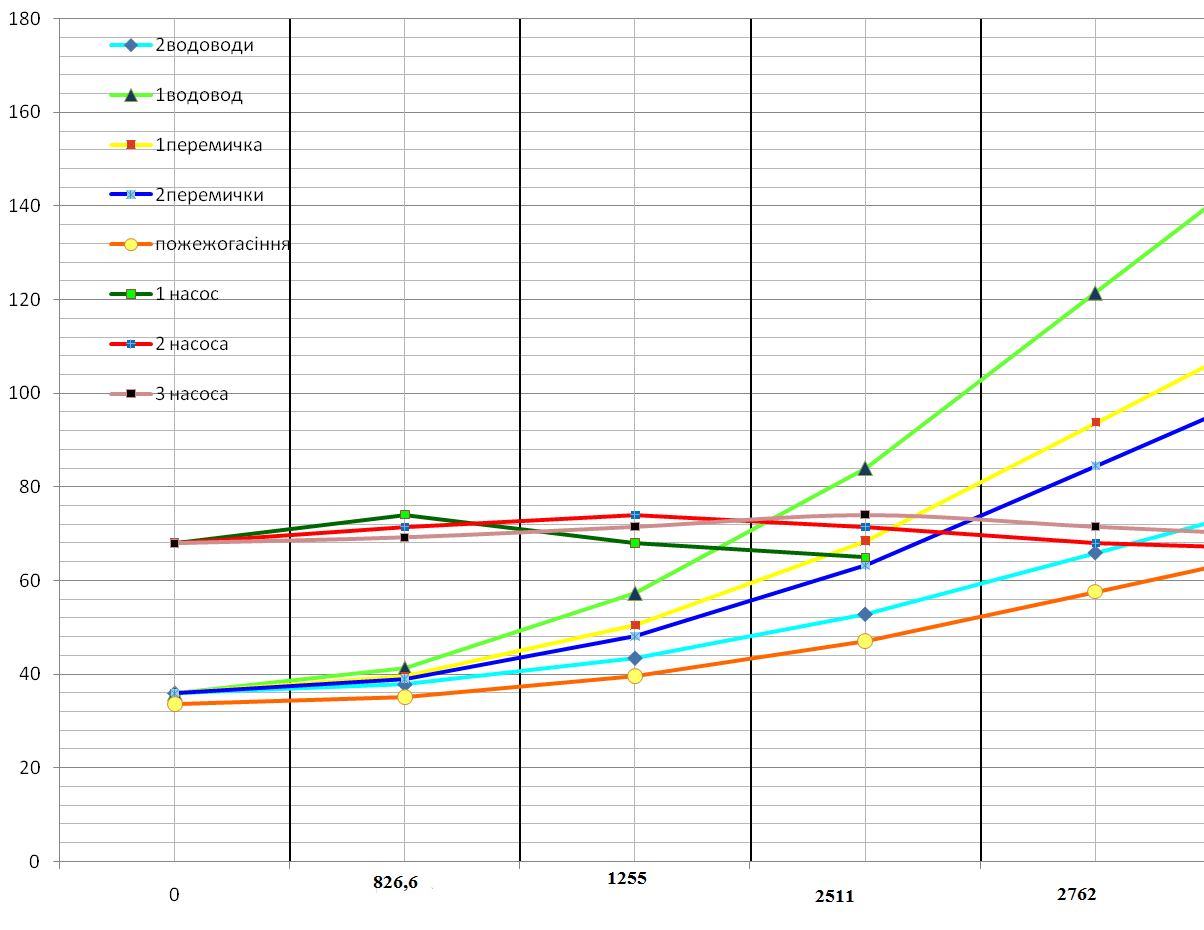
		М ³ /ГОД	Л/С			Тип	Потужність, кВт	Швид- кість	Напруга, В	Вага, кг	Маса насоса , кг
Д800 -57	432	95 0	26 1	50,5	6,4	АО 103- 4М	162	1470	380	150 0	2290

**Розрахунки для побудови
характеристики трубопроводів НС**

Втрати	0	0,33	0,5	1	1,1
	0	828,6	1255	2511	2762
$H_{ст}$	30	30	30	30	30
$h_{всм}$	-	0,08	0,2	0,8	0,94
$h_{НС}$	-	0,28	0,7	2,8	3,39
$h_{вод}$	-	0,1	0,25	1	1,21
$h_{не}$	-	0,334	0,83	3,34	4,04
h_M	-	1,5	3,75	15	18,15
$H_{НС}$	30	32,294	35,73	52,94	57,73
Аварія 1д					
$H_{ст}$	30	30	30	30	30
$h_{всм}$	-	0,08	0,2	0,8	0,94
$h_{НС}$	-	0,28	0,7	2,8	3,39
$h_{вод}$	-	0,1	0,25	1	1,21
$h_{не}$	-	1,34	3,34	13,36	16,18
h_M	-	1,5	3,75	15	18,15
$H_{НС}$	30	33,3	38,24	62,96	69,87
Аварія перемичка					

H_{CT}	30	30	30	30	30
$h_{всм}$	-	0,08	0,2	0,8	0,94
$h_{НС}$	-	0,28	0,7	2,8	3,39
h_{606}	-	0,1	0,25	1	1,21
$h_{нв}$	-	0,83	2,08	8,35	10,11
h_M	-	1,5	3,75	15	18,15
$H_{НС}$	30	32,79	36,98	57,95	63,8

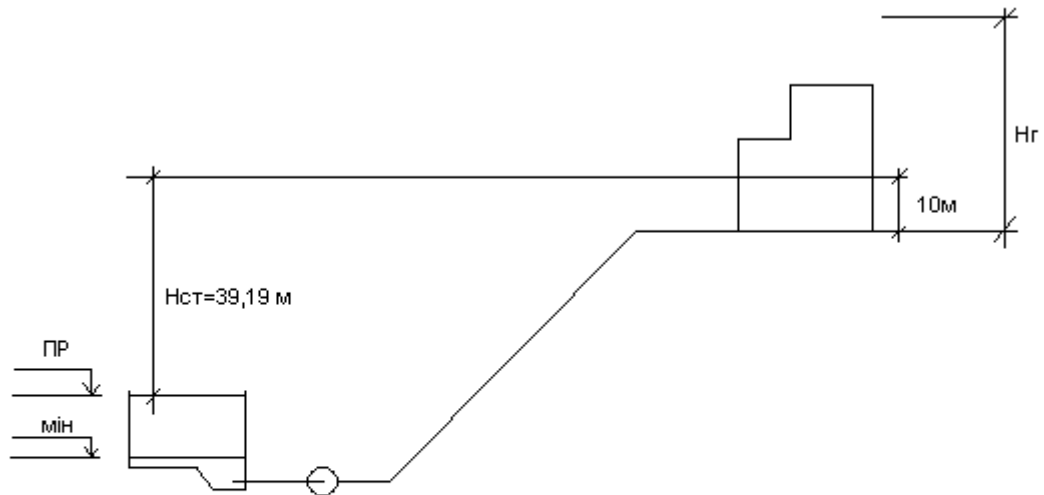
**Витратно-напірна характеристика
роботи насосної станції на водоводи**



Для забезпечення мінімальної витрати встановлюємо резервний насос марки Д800-57а

Розрахунок режиму роботи насосної станції

при подачі води на гасіння пожежі



При гасінні пожежі вільний напір в диктуючій точці мережі може знижуватися до 10 метрів. Подача н.с, при пожежі з відключеною водонапірною баштою обраховують по формулі:

$$Q_{nc} = Q_z^{max} + q_{пож} = 697,5 + 3 \cdot 25 = 772,5 \text{ л / с}$$

Потрібний напір насосів при пожежі розраховуємо за формулою:

$$H^n = H_{ст}^n + (\sum h^n) + h_M^n$$

$H_{ст}^n$ - статичний напір при пожежі,

$$H_{ст}^n = H_{ст} - H_{св} + H_{св}^n = 56,2 - 52 + 10 = 14,2 \text{ м}$$

$$\sum h^n = (h_{всм} + h_{НС} + h_{вдв}) * \left(\frac{772,5}{697,5}\right)^2 = 5,66 \text{ м}^3 / 200$$

$H_{св}^n$ - вільний напір при пожежі (10 м);

h_M^n - гідравлічні втрати в міській водогінній мережі при пожежі (25 м).

$$H^n = 14,2 + 5,66 + 25 = 44,89 \text{ м}$$

2. ВНУТРІШНЄ САНІТАРНО-ТЕХНІЧНЕ ОБЛАДНАННЯ БУДІВЛІ

Консультант

/ Балло В.П. /

Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Лист

2. Внутрішнє санітарно технічне обладнання об'єкта будівлі

Базові розрахунки

Розміри будинку в плані. 30,9 м * 18,05 м.

Периметр будинку – 97,9 м. Проектуємо 2 поливальних крани в цокольній частині будинку. *Витрата води на полив прилеглої території.* Приймаємо зону поливу шириною 5 м навколо будинку $((30,9+5)*5*2+(18,05+5)*5*2=359+230,5=589,5$ м², а питому витрату на полив зелених насаджень та тротуарів у відповідності до 1, табл. А.2 $4,5+0,5=5$ л/с. Добова витрата на полив – $589,5*5=2,95$ м³.

Висота будинку: 1,5 (цоколь)+13□3,4 (висота житлової частини)+2,5 (горище)+1,5 (висота огороження на покрівлі) = 49,7 м.

Об'єм будинку – 27,71 тис.м³.

За □2, табл. 4□ витрата води для зовнішнього гасіння пожежі розрахункового будинку скла- дає 25 л/с.

Кількість квартир на поверсі -4.

Кількість приладів холодної води в квартирі – 5, гарячої – 4.

Розрахункова кількість приладів (N) холодної води в тринадцяти поверховому будинку - $13□4□5 = 260$ шт, гарячої - $13□4□4 = 208$ шт.

За вихідними даними в будинку мешкає (U) 300 осіб. Кожна особа, у відповідності до □1, табл. А.1□ споживає за добу холодної води – 170 л, гарячої – 115 л. За добу всі мешканці будинку споживають води: холодної – 51 м³, гарячої – 34,5 м³, всього – 85,5 м³.

Середньогодинні витрати води одним мешканцем (qm) становлять: холодної – $170/24 = 7,08$ л, гарячої – $115/24 = 4,79$ л, всього – $285/24 = 11,87$ л.

Середньогодинні витрати води будинком (всіма мешканцями): холодної – $7,08□300/1000$

$= 2,12$ м³, гарячої – $4,79□300/1000 = 1,43$ м³, всього – $11,87□300/1000 = 3,56$ м³.

Коефіцієнти максимальної добової нерівномірності у відповідності до □1, табл. А.4□ склада- ють при: N = 260, qm = 7,08 л □ 1,53 (холодна вода); N = 208, qm = 4,79 л □ 1,53 (гаряча вода); N = 260, qm = 11,87 л □ 1,38 (всього).

Максимальні добові витрати води будинком (мешканцями): холодної¹ – $51□1,53 = 78,03$ м³, гарячої – $34,5□1,53 = 52,78$ м³, всього – $85,5□1,38 = 117,99$ м³.

Максимальна секундна витрати води в будинку (мешканцями) за □1, табл. А.5□: холодної – 1,99 л/с гарячої – 1,48 л/с, всього – 3,47 л/с (сума), всього (знайдено від кількості приладів) – 3,14 л/с (використано при розрахунку дворової мережі).

Довжина ділянки забудови із заходу на схід не перевищує 150 м. Максимальна відмітка на місцевості – 37 м і знаходиться на вертикалі х=15 (див. рис. 1). Середній ухил місцевості – 0,01. Тоді перепад висот на ділянки складає $0,01 \times 150 = 1,5$ м. На генплані буде нанесено три горизонталі (37,36,35).

Відмітка поверхні землі оглядового колодязя системи дворової каналізації, що знаходиться на відстані 3 м від розрахункового будинку – $37 - (125 - 15) \times 0,01 = 35,9$, а водопровідного колодязя (відстань 5 м від стіни будинку) – $37 - (120 - 15) \times 0,01 = 35,95$.

Гідравлічний розрахунок дворової мережі В1

Результати розрахунку наведено в таблицях 1 - 5.

Таблиця 1

Розрахункові витрати на вводі до будинку та ділянках дворової мережі

Номер позн	Кількість	Розрахункова витрата	Пожежна витрата	Сумарна витрата	Витрата води для зовніш- ввід	Максимальна витрата	Довжина
12	260	3,141	6,8	9,94		9,94	20
23	260	3,14	6,8	9,94	10	19,94	25
34	1070	9,21	6,8	16,01	25	41,01	60

1 Використовується для розрахунку калібру лічильника води в системі В1

2 Вода надходить до споживачів та на внутрішнє гасіння пожежі

3 Пожежні підставки встановлено в колодязях 2 та 3. Розрахунковий відбір води по 10 л/с з кожного під час пожежі.

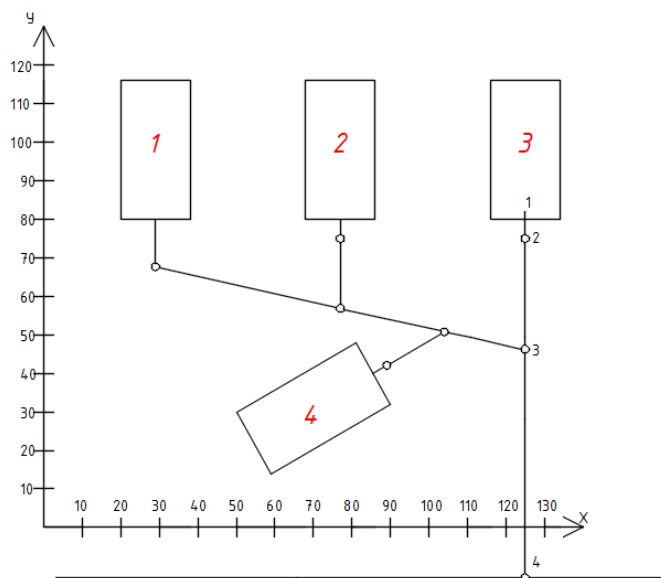


Рисунок 3. Дворова водопровідна мережа

Таблиця 2

Розрахункові діаметри ділянок мережі

Номер розрахунок-ної	ПРИ ПОЖЕЖІ (максимальні витрати – максимальні діаметри)				
	Швидкість	Максимальна витрата	Потрібний діаметр труби	Розрахунковий внутрішній	Умовний діаметр
12	3,0	9,94	64,96	0,0665	65
23	3,0	19,94	92,02	0,104	125
34	3,0	41,01	131,96	0,155	150

Таблиця 3

Розрахунок мережі на пропуск максимальної витрати (гасіння пожежі ззовні та всередині примаксимальному споживанні води)

Номер роз-	Умовний діаметр	Розрахункова витрата	Розрахунковий внутрішній	Швидкість	Питомі втрати напорів	Втрати напорів по довжині
12 (ввід)	65	9,94	0,0665	2,86	297,2	5,94
23	125	19,94	0,104	1,5	34,29	0,85
34	150	41,01	0,155	2,17	57	3,42
Сумарні втрати напорів						10,21

Таблиця 4

Розрахунок мережі на пропуск максимальної витрати до споживачів будинку

Номер роз-	Умовний діаметр	Розрахункова витрата	Розрахунковий внутрішній	Швидкість	Питомі втрати напорів	Втрати напорів по довжині
12 (ввід)	65	3,141	0,0665	0,9	30,92	0,62
23	125	3,14	0,104	0,23	1,46	0,03
34	150	9,21	0,155	0,48	3,32	0,19
Сумарні втрати напорів						0,84

Розрахунок мережі на пропуск максимальної витрати до споживачів будинку при внутрішньому гасінні пожежі (5 +1,8 л/с)

Номер роз-	Умовний діаметр	Розрахункова витрата	Розрахунковий внутріш-	Швидкість	Питомі втрати напор	Втрати напор
12 (ввід)	65	9,94	0,0665	2,86	297,2	5,94
23	125	9,94	0,104	0,74	9,13	0,22
34	150	16,01	0,155	0,85	9,14	0,55
Сумарні втрати напор						6,71

Розрахунок виконано за методикою наведеною в [1], розділ 22.1, а інтенсивність дощу в л/с з 1 га тривалістю 20 хв. при періоді однократного перевищення розрахункової інтенсивності, яка дорівнює 1 рік, взята з онлайн ресурсу <http://www.vo-da.ru/tool/rain>, який створено на основі відомої монографії Курганова А.М. [4].

⁴ Місця встановлення регуляторів тиску на системі В2 повинні бути відкоректовані після підбору пожежних pomp у випадку перевищення фактичного тиску в системі над розрахунковим.

⁵ (10,21 - 0,00981) - втрати напор в дворовій мережі на пропуск пожежної витрати при максимальному водоспоживанні

⁶ 10,21 – втрата напор в дворовій мережі (див. табл. 3 записки).

Гідравлічний розрахунок системи В2 внутрішнього водопроводу

Пожежні крани встановлено на кожному поверсі і на горищі. Висота встановлення 1,35 м на рівнем підлоги. Висота підвального приміщення 2,0 м. Трасування труб в підвалі здійснено на висоті 1 м над рівнем підлоги.

Висота пожежного стояка $1,35 + 13 \cdot 3,4 + 0,3 + 2,0 - 1 = 46,85$ м.

Довжина труби в підвалі (за планом підвалу) становить 14,4 м.

Діаметр труби – 50 мм. Витрата 2,5 л/с, одним струменем $\square 1$, табл. 3 \square .

Гідравлічний розрахунок системи виконуємо в табличній формі (див. табл. б).

Напірний патрубок пожежної помпи знаходиться на висоті 0,5 м над рівнем підлоги. Максимальна висота підйому води $46,85 + 0,5 = 47,35$ м. При діаметру брандспойта 16 мм, довжині пожежного рукава 15 м, висоті компактної частини струменя 8 м тиск на пожежному кран-ком-плекті становить 0,125 мПа $\square 1$, табл. 5 \square .

Тоді максимальний тиск в системі В2 повинен бути $(47,35 + 3,94) \cdot 0,00981 + 0,125 = 0,63$ мПа. У відповідності до $\square 1$, п. 8.6 \square тиск поруч з пожежним краном не повинен перевищувати 0,4 мПа, тому зайвий напір - $0,23 / 0,00981 = 23,44$ м.

В підвальному приміщенні пожежного крану немає, тоді висота від пожежної помпи (в підвальному приміщенні) до пожежного крану першого поверху – $1,35 + 0,3 + (2,0 - 0,5) = 3,15$ м. 3,15 м

Різниця – 20,29 м. $20,29 / 3,4 = 5,96$. На перших чотирьох поверхах потрібно між пожежним краном і з'єднувальною головкою встановити регулятор тиску⁴.

Глибина залягання труби міського водопроводу в місті підключення дворової мережі 1,9 м. Відмітка поверхні землі в місті вводу водопроводу до будинку -1,500, а всмоктувальної частини помпи – $(2,0 + 0,3) - 0,5 = -1,800$. Умовна відмітка труби в колодязі 5 становить

$-1,5 - 1,9 = -3,400$. Підйом на висоту 0,5 м або $0,5 \cdot 0,00981 \cdot 0,01$ мПа.

Напір помпи⁵ повинен бути $0,63 - 0,2 + 0,01 + (10,21^6 \cdot 0,00981) = 0,54$ мПа (55,06 м). Витрата 2,5 л/с.

Таблиця 6

Розрахунок мережі В2 (2,5 л/с)

Номер розрахункової ділянки	Умовний діаметр труби, мм	Розрахунковий внутрішній діаметр труби, м	Швидкість води, м/с	Питомі втрати на- пору 1000і, мм/м	Довжина ділянки, м	Втрати напор у по довжині ділянки, м	Коефіцієнт, що враховує місцеві втрати на- пору	Загальні втрати на- пору, м
12	50	0,052	1,18	69,6	46,85	3,26	1,1	3,58
23	50	0,052	2,35	275,8	14,40	3,97	1,1	4,36
Сумарні втрати напор у								7,94

Гідравлічний розрахунок внутрішньої мережі К2

Розрахунок внутрішньої мережі K2

Довжина коро- ткої	Довжина до- вгої	Довжина шляху	q20	Серед ній	B	K	r	Q, л/с	d, м
18,05	30,9	35,78	104	0,5	2,41	2,	0,0	18,2	

При визначенні площі водозбору (606,77 м²) враховано 30% сумарної площі стін, які піднімаються над покрівлею у відповідності до $\square 1$, розділ 22.1.12 \square , а саме вертикальні стіни надбудови для виходу на покрівлю (3 \square 3 \square 3м) та огороження покрівлі (висотою 1,5м).

Витрата **Q** в л/с розрахована за формулою 21 $\square 1$ з коефіцієнтом ризику **kR**=1 $\square 1$, табл. 18 \square , мінімальна розрахункова інтенсивність дощу, л/(с \square м²) **r** розрахована за формулою 22 $\square 1$, параметр **B** – за формулою 23 $\square 1$, а коефіцієнт **K** знайдено за рис. 1 $\square 1$. Параметр **n** потрібний для знаходження коефіцієнта **K** прийнятий 0,7 $\square 4$ ⁷.

В центральній частині покрівлі в прямокутній єндові встановлено дві водоприймальні воронки. До єндови підходять чотири розжолобка, які поділяють всю площу покрівлі на чотири водозбірні зони змонтовані з середнім нахилом 2 %.

На горищі під місцем розташування єндови встановлено прочистку і далі дві вертикальні труби від дощових воронок об'єднуються, переходять в горизонтальну площину (ухил 0,003) і по прямій (горище не експлуатують) загальна труба доходить до місця розташування стояка системи K2.

Стояк, з полімерного матеріалу $\square 1$, п. 22.1.14 \square , розміщено на сходовій площадці відкрито поруч з внутрішньою капітальною стіною (в будинку відсутні шахти для інженерних мереж). На першому поверсі встановлено ревізію на висоті 1 м над підлогою. В підвальному приміщенні трубу прокладено з ухилом 0,003 на розрахунковій висоті з мінімальною висотою поряд зі зовнішньою стіною (400 мм над рівнем підлоги). Тут встановлено прочистку і далі труба виходить назовні на глибині 1,600 м до найближчого колодезя дворової системи K2.

Гідралічний розрахунок внутрішньої мережі В1

Спрощена схема внутрішньої системи В1 наведена на рис. 4. Розрахунковий стояк – Ст.В1 – 7. Розрахунковий напрямок – від змішувача мийки на тринадцятому поверсі стояка Ст. В1 – 7 до помпи в підвальному приміщенні будинку. Розрахунок

системи В1 для пропуску господарсько- питної витрати з одночасною роботою спринклерної головки наведено в таблиці 8 (для визначення діаметрів труб на розрахунковому напрямку). Там же наведено розрахунок для пропуску максимальної секундної витрати до споживачів. Втрати на розрахунковому напрямку складають 2,73 м (0,027 мПа) для режиму максимального споживання, та 2,95 м (0,029 мПа) при одночасному гасінні пожежі в сміттєвій камері та максимальному споживанні води.

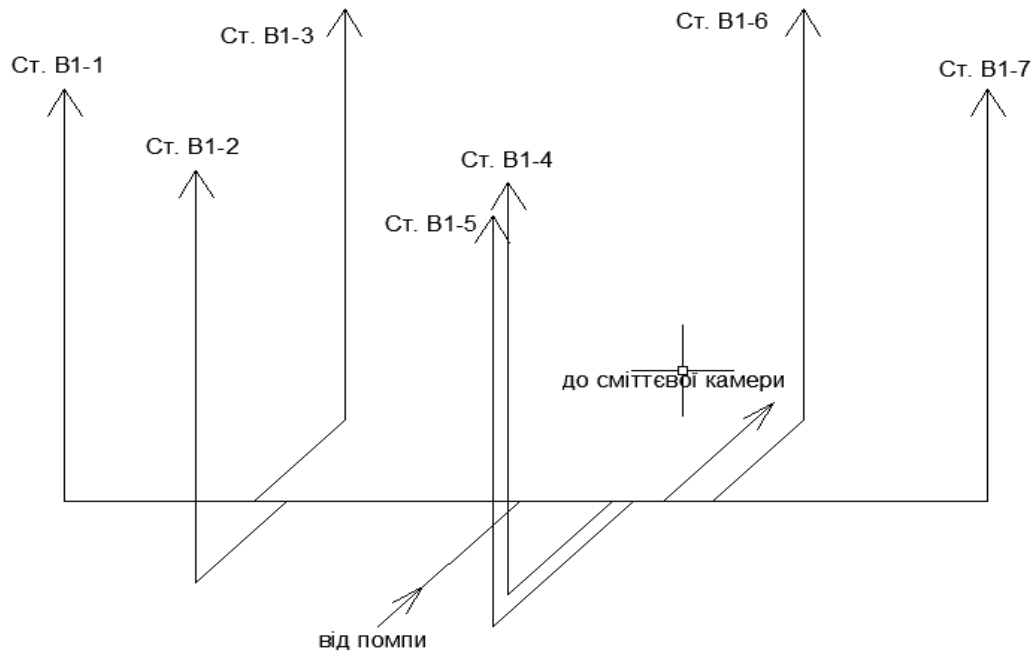


Рисунок 4. Спрощена схема внутрішньої системи В1

⁷ Він дорівнює 0,7 для всієї території України.

Розрахунок внутрішньої мережі В1 в режимі гасіння пожежі при максимальному водоспоживанні (визначення діаметрів труб)

Номер розрахункової ділянки	Кількість приладів N, шт	Витрата води на ділянці, л/с	Витрата води спринклерною головою смітєвої камери, л/с	Загальна витрата на ділянці, л/с	Умовний діаметр труб d, мм	Розрахунковий внутрішній діаметр труби, мм	Швидкість v, м/с	Питомі втрати напору, мм/м	Довжина розрахункової ділянки, L ⁸ , м	Втрати напору по довжині ділянки, м	Коефіцієнт, який враховує місцеві втрати	Загальні втрати напору, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1-2	1	0,23 7	0	0,2 37	15	0,01 5	1,3 94	494, 23	0,5	0,2 47	0,3	0,0 74
2-3	2	0,24	0	0,2	15	0,01	1,41	524,	1,7	0,8		0,2
3-4	4	0,26	0	0,2	25	0,02	0,50	35,3	3,4	0,1		0,0
4-5	8	0,32	0	0,3	25	0,02	0,5	49,6	3,4	0,1		0,0
5-6	12	0,36	0	0,3	25	0,02	0,67	61,3	3,4	0,2		0,0
6-7	16	0,40	0	0,4	25	0,02	0,76	75,9	3,4	0,2		0,0
7-8	20	0,44	0	0,4	25	0,02	0,8	90,2	3,4	0,3		0,0
8-9	24	0,48	0	0,4	25	0,02	0,9	104,	3,4	0,3		0,1
9-10	28	0,51 3	0	0,5 13	25	0,02 6	0,96 3	116, 49	3,4	0,3 96		0,1 19
10	32	0,55	0	0,5	25	0,02	1,03	132,	3,4	0,4		0,1
11-12	36	0,58 4	0	0,5 84	25	0,02 6	1,0 91	148, 31	3,4	0,5 04		0,1 51
12-13	40	0,61 8	0	0,6 18	25	0,02 6	1,15 6	164, 76	3,4	0,5 60		0,1 68
13-14	44	0,64 8	0	0,6 48	25	0,02 6	1,2 16	179, 70	3,4	0,6 11		0,1 83
14-	48	0,67	0	0,6	25	0,02	1,2	196,	3,4	0,6		0,2

15-16	52	0,708	0	0,708	25	0,026	1,324	214,46	11,3	2,423		0,727
16-17	65	0,801	0	0,801	25	0,026	1,501	274,30	2,6	0,713		0,214
17-18	65	0,801	1,8	2,601	50	0,052	1,2220	74,959	0,8	0,059		0,017
18-19	91	0,974	1,8	2,774	50	0,052	1,3077	85,24	1,0	0,085		0,025
19-20	143	1,311	1,8	3,111	50	0,052	1,465	107,17	3,1	0,332		0,099
20-21	260	1,995	1,8	3,795	50	0,052	1,787	159,48	3,0	0,478		0,143
					29		1,12		64,8			2,9
Середні втрати напору на розрахунковому напрямку ¹⁴ 0,151												
води до споживачів без пожежної витрати до спринклерної												
ГОЛОВКИ												
17	65	0,80	0	0,8	50	0,05	0,3	8,65	0,8	0,0		0,0
18	91	0,97	0	0,9	50	0,05	0,4	12,3	1,0	0,0		0,0
19	14	1,31	0	1,3	50	0,05	0,6	21,1	3,1	0,0		0,0
20	26	1,99	0	1,9	50	0,05	0,9	45,6	3,0	0,1		0,0
					29		0,9		64,8			2,7
Середні втрати напору на розрахунковому напрямку 0,14												

Розрахунок втрат в квартирному лічильнику холодної води

Втрати напору в квартирному лічильнику води на пропуск максимальної витрати 0,267 л/с (ділянка 34, табл. 8), м

$$h \square S q^2 \square 14,5 \square 0,267^2 \square 1,03 \text{ м}$$

Розрахунок калібру та втрат в домовому лічильнику холодної води системи В1

Середня годинна витрата води по системі В1 – 78,03 м³/24=3,25 м³/год

За даними табл. 9 приймаємо лічильник ВК-32 з експлуатаційною витратою 4 м³/год

⁹ Місцеві втрати напору $\square 1$, п. 11.7 \square становлять 30 % від втрат по довжині. Втрати напору в лічильниках холодної води (квартирному та будинковому) цим коефіцієнтом не враховано. Знаходимо їх окремо.

¹⁰ В межах однієї квартири діаметр розводки прийнято 15 мм.

¹¹ Кількість ділянок з однаковою довжиною знаходиться як кількість поверхів мінус 2

12 Середній діаметр на розрахунковому напрямку

13 Середня швидкість на розрахунковому напрямку

14 Як відношення суми втрат напору на всіх ділянках до довжини напрямку

Таблиця 9

Калібр лічильника, мм	15	20	25	32	40	50
Експлуатаційна витрата води, м ³ за годину	1,2	2	2,8	4	6,4	12
Гідравлічний опір лічильника, м/(л/с) ²	14,5	5,1 8	2,6 4	1, 3	0,5	0,14 3

Імовірно він не зможе пропустити максимальну витрату до споживачів та спринклерної головки – 3,795 л/с. Знайдемо граничний гідравлічний опір потрібного лічильника.

$$S = h \cdot 10 = 0.69$$

$$\bar{q}^2 = \frac{3.79^2}{3.79^2}$$

Дійсно не зможе. За даними таблиці 9 потрібен лічильник ВК-40.

Втрати напору в ньому на пропуск максимальної господарсько-питної витрати

$$h \approx S q^2 \approx 0,5 * 1,995^2 \approx 0,4 \text{ м} \approx 5 \text{ м}$$

На пропуск пожежної витрати до спринклерної головки в режимі максимального споживання

$$h \approx S q^2 \approx 0,5 \cdot 3,795^2 \approx 7,2 \text{ м} \approx 10 \text{ м}$$

Необхідний напір помпи системи В1

У відповідності до [1, п. 6.6] максимальний тиск води в системі В1 на відмітці найбільш низько розташованих санітарно-технічних приладів не повинен перевищувати 0,45 мПа. В на-шому випадку квартири першого поверху. На останньому поверсі, при відсутності паспортних даних приладів, приймаємо надлишковий тиск на приладах - 0,2 мПа [1, п. 6.6].

Висота підйому води - $12 \cdot 3,4 + 0,3 + (2,0 - 0,5) + 2,2 = 44,8$ м (від помпи в підвальному примі-щенні до душової сітки ванни на 13 поверсі, висота розташування якої - 2,2 м над рівнем підлоги). Втрати (по довжині та місцеві) напору до розрахункового приладу (див. табл. 8 записки)

– 2,73 м.

Втрати в лічильнику квартирному – 1 м.

Максимальний тиск в системі В1 повинен бути $(44,8+2,73+1) \cdot 0,00981+0,2=0,67$ мПа.

Маємо зайвий тиск в системі $0,67-0,45=0,22$ мПа, переводимо в метри $0,22/0,00981=22,42$ м.

Від помпи (підвальне приміщення) до найнижчого приладу першого поверху (біде, зале-жить від конструкції, для проекту приймаємо 400 мм)¹⁵ відстань дорівнює $-0,4+0,3+(2,0-0,5)=2,2$ м. Різниця складає $-22,42-2,2=20,22$ м, або в поверхах $-20,22/3,4=5,94$ (6 поверхів). На шести нижніх поверхах потрібно встановити регулятори тиску¹⁶.

Глибина залягання труби міського водопроводу в місті підключення дворової мережі 1,9 м. Відмітка поверхні землі в місті вводу водопроводу до будинку -1,500, а всмоктувальної частини помпи $-(2,0+0,3)-0,5=-1,800$. Умовна відмітка труби в колодязі 5 становить

$-1,5-1,9=-3,400$. Підйом на висоту 0,47 м або $0,47 \cdot 0,00981=0,01$ мПа. Втрати напору у водомірному вузлу системи В1 – 1,99 м та дворовій мережі – 0,61 м.

Напір помпи повинен бути $0,67-0,2+0,01+(1,99+0,61) \cdot 0,00981=0,505$ мПа (51,48 м). Максимальна секундна витрата – 1,99 л/с.

Гідралічний розрахунок внутрішньої мережі Т3(Т4)

Визначення розрахункових витрат води в подаваній частині системи а також втрати тиску на окремих ділянках системи та всьому розрахунковому напрямку виконуємо в табличній формі (табл. 10). Підбір діаметрів виконується за Таблицями Шевелева [7], труби – сталеві, максимально допустима швидкість – 1,5 м/с [1, п.11.6].

При визначенні діаметрів стояків системи Т3(Т4) пунктом 12.3 $\square 1$, а саме «діаметри стояків ... треба вибирати за величиною максимальної секундної витрати води в стояку з коефіцієнтом 0,7» (застаріло, \square ф. 10.9, 5 \square) не користуємось, так як в системі планується встановлення термостатичних клапанів у відповідності до $\square 1$, п.12.8 \square : «Для миттєвого забезпечення нормованої температури води у споживача у будь-яку годину доби треба встановлювати на циркуляційних трубопроводах термостатичні клапани».

А як відомо вони повинні пропускати воду тільки в одному напрямку, від подавальної до циркуляційної частини системи, і притоку води до стояка з циркуляційної частини мережі не буде і тому не можна зменшувати розрахункову витрату по стояку на 30%.

15 Висота розташування змішувача мийки – 1,05 м, умивальника – 1 м, душова сітка ванни – 2,2 м, змішувача біде – 0,4 м, виливу в унітаз - 0,7 м над рівнем підлоги □1, розділ 26.2 та табл. 24□.

16 Місця встановлення регуляторів тиску на системі В2 повинні бути відкоректовані після підбору пожежних pomp у ви- падку перевищення фактичного тиску в системі над розрахунковим.



Рисунок 5. Термостатичний клапан

Спрощена схема внутрішньої системи ТЗ(Т4) наведена на рис. 6. Розрахунковий стояк – Ст.ТЗ – 1. Розрахунковий напрямок – від змішувача мийки на першому поверсі стояка Ст. ТЗ – 1 через розподільчу систему трубопроводів на горищі та подавальний стояк до помпи в підвальному приміщенні будинку.

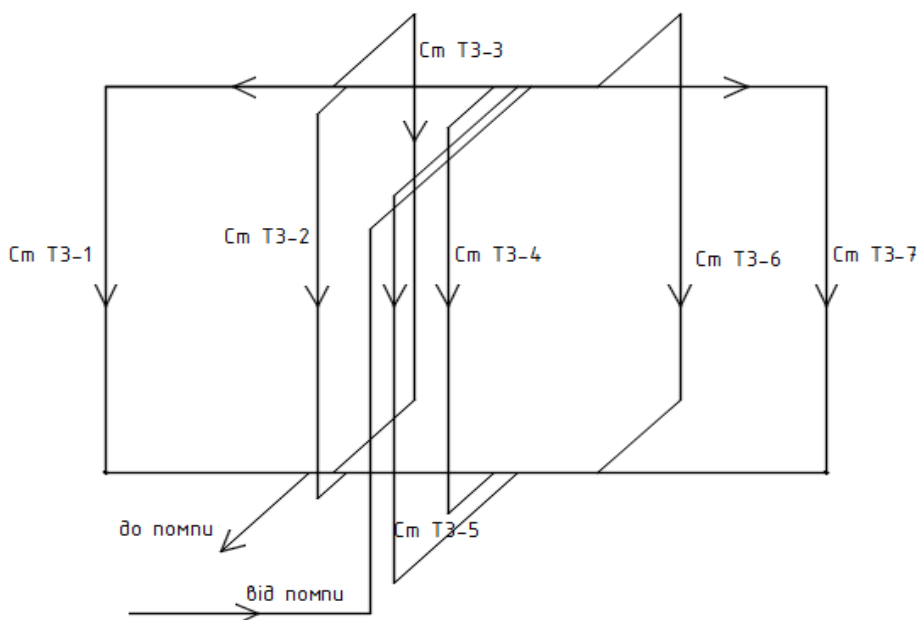


Рисунок 6. Спрощена схема внутрішньої системи ТЗ

Втрати на розрахунковому напрямку складають 21,68 м (0,21 мПа) в режимі максимального водоспоживання гарячої води.

Для визначення циркуляційної витрати води знайдемо у відповідності до ДБН □1, п.5.3, ф.6□ величину теплового потоку в годину максимального водоспоживання, за скоригованою формулою

$$Q_{hr}^h = 1.15 q_{hr}^h (55-5)$$

Годинну витрату гарячої води (годинна максимального споживання) знайдемо за табл. А.5 для 208 приладів, що споживають гарячу воду та розташовані в житлових квартирах та серед-ньою годинною витратою води одним мешканцем будинку - 4,79 л/год. Вона дорівнює – 3.56 м³/год.

Тоді розрахунковий тепловий потік на потреби гарячого водоспоживання в холодну пору року становить 153,53 кВт, без теплових втрат. І при п'яти відсотках теплових втрат (приймаємо для учбового проекту) від величини теплового потоку отримуємо значення 7,68 кВт.

У відповідності до □1, п.12.4, ф.11□ циркуляційна витрата води в системі повинна компен-сувати ці теплові втрати.

$$Q_{cir} = \frac{7.68}{0.988 * 4.19 * 5} = 0.37 \text{ л/с}$$

Діаметри труб циркуляційної частини системи гарячого водопостачання підбираємо у від-повідності до □1, п.12.6□, а саме при швидкостях руху води в діапазоні 0,2-0,5 м/с. Розрахунок мережі гарячого водопроводу в режимі циркуляції див. табл.11.

Таблица 10

Розрахунок внутрішньої мережі ТЗ в режимі максимального водоспоживання (визначення діаметрів пластмасових труб)

Номер розрахункової ділянки	Кількість приладів N, шт	Витрата води на ділянці, л/с	Умовний діаметр труб d, мм	Розрахунковий внутрішній діаметр труби, мм	Швидкість v, м/с	Питомі втрати напору, мм/м	Довжина розрахункової ділянки, L, м	Втрати напору по довжині ділянки, м	Коефіцієнт, який враховує місцеві втрати напору 17, kL	Загальні втрати напору, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1-2	1	0,185	16	0,010	2,096	671,35	0,6	0,403	0,5	0,6045
2-3	2	0,195	16	0,010	2,21	737,07	1,2	0,884	0,5	1,326
3-4	3	0,205	16	0,010	2,32	805,45	0,7	0,564	0,5	0,846
4-5	3	0,205	32	0,021	0,581	29,439	3,4	0,1	0,5	0,15

5-6	6	0,2 39	32	0,0 21	0,6 77	38,6 5	3,4	0,13 1	0,5	0,196 5
6-7	9	0,2 69	32	0,0 21	0,7 62	47,6 71	3,4	0,16 2	0,5	0,243
7-8	12	0,2 99	32	0,0 21	0,8 47	57,5 06	3,4	0,19 6	0,5	0,294
8-9	15	0,3 23	32	0,0 21	0,9 15	65,9 48	3,4	0,22 4	0,5	0,336
9-10	18	0,3 53	32	0,0 21	1,0	77,2 02	3,4	0,26 2	0,5	0,393
10-11	21	0,3 75	32	0,0 21	1,0 62	85,9 42	3,4	0,29 2	0,5	0,438
11-12	24	0,3 97	32	0,0 21	1,1 25	95,0 89	3,4	0,32 3	0,5	0,484 5
12-13	27	0,4 22	32	0,0 21	1,1 96	105, 969	3,4	0,36	0,5	0,54
13-14	30	0,4 47	32	0,0 21	1,2 66	117, 36	3,4	0,39 9	0,5	0,598 5
14-15	33	0,4 69	32	0,0 21	1,3 29	127, 801	3,4	0,43 5	0,5	0,652 5
15-16	36	0,4 91	32	0,0 21	1,3 91	138, 628	3,4	0,47 1	0,5	0,706 5
16-17	39	0,5 13	32	0,0 21	1,4 53	149, 838	9,5	1,42 3	0,5	2,134 5
17-18	52	0,5 99	32	0,0 21	1,6 97	197, 255	0,5	0,09 9	0,5	0,148 5
18-19	91	0,84 3	32	0,02 1	2,38 8	361, 653	6,1	2,20 6	0,5	3,309
19-20	130	1,06 6	50	0,03 3	1,21 7	62,6 15	1	0,06 3	0,2	0,075 6
20-21	156	1,21 1	50	0,03 3	1,38 2	78,5 11	0,6	0,04 7	0,2	0,056 4
21-22	208	1,48 6	50	0,03 3	1,69 6	112, 875	7,0	0,79	0,2	0,948

22-23	20 8	1,48 6	50	0,03 3	1,69 6	112, 75	45	5,07 9	0,2	6,094 8
23-24	20 8	1,48 6	50	0,03 3	1,69 6	112, 75	8,2	0,92 6	0,2	1,111 2
			34		1,39		121			21,68
Середні втрати напору на розрахунковому напрямку 0,179										

Оцінимо приблизно довжину мережі гарячого водопостачання будинку.

$13 \times 3,4 + 2 = 46,2$ м (один стояк). $46,2 \times 8 = 369,6$ м (сім водорозбірних та подавальний).

$18 + 30,9 = 48,9 \times 2 = 97,8$ м (трасування на горищі та в підвалі). $369,6 + 97,8 = 467,4$ м \approx 470 м.

Теплові втрати на 1 м $7680 \text{ Вт} / 470 \text{ м} = 16,34 \text{ Вт/м}$, а $\square 1$, п.5.3 \square вимагає 11 Вт/м (горище, підвал) та 7 Вт/м (стояки). Для нашого випадку середні втрати тепла дорівнюють $(369,6 \times 7 + 97,8 \times 11) / 470 = 7,79 \text{ Вт/м}$.

Розрахунок внутрішньої мережі ТЗ в режимі циркуляції (визначення діаметрів
пластмасових труб циркуляційної частини мережі)

Номер розрахункової ділянки	Кількість приладів N, шт	Витрата води на ділянці, л/с	Умовний діаметр труб d, мм	Розрахунковий внутрішній діаметр труби, мм	Швидкість v, м/с	Питомі втрати напору, мм/м	Довжина розрахункової ділянки, L, м	Втрати напору по довжині ділянки, м	Коефіцієнт, який враховує місцеві втрати напору ¹⁸ , kL	Загальні втрати напору, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1-2	1	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
2-3	2	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
3-4	3	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
4-5	3	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
5-6	6	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
6-7	9	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
7-8	12	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
8-9	15	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
9-10	18	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
10-11	21	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
11-12	24	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
12-13	27	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
13-14	30	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
14-15	33	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
15-16	36	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
16-17	39	0,12	32	0,02	0,3	11,8	3,4	0,0	0,5	0,0
17-18	52	0,24	32	0,02	0,6	40,6	0,5	0,0	0,5	0,0
18-19	91	0,36	32	0,02	1,04	83,5	6,1	0,50	0,5	0,7
		9		1	5	18		9		635

19-20	130	0,49 2	50	0,03 3	0,56 2	15,8 85	1	0,01 6	0,2	0,0 192
20-21	156	0,61 5	50	0,03 3	0,70 2	23,5 99	0,6	0,01 4	0,2	0,0 168
21-22	208	0,86 1	50	0,03 3	0,98 3	42,8 68	7,0	0,3	0,2	0,3 6
22-23	208	0,86 1	50	0,03 3	0,98 3	42,8 68	45	1,92 9	0,2	2,3 148
23-24	208	0,86 1	50	0,03 3	0,98 3	42,8 68	8,2	0,35 2	0,2	0,4 224
										4,7
Циркуляційна частина										
24-25		0,61 5	40	0,02 6	1,1 07	69,9 65	8,5	0,5 95	0,2	0,7 14
25-26		0,86 1	40	0,02 6	1,5 49	127, 09	8, 2	1,0 42	0,2	1,2 5
										1,9
									Всього:	6,6
Втрати напору на розрахунковому напрямку 0,055 мПа										

Необхідний напір циркуляційної помпи □1, п.12.7, ф.15□ без врахування втрат тиску на зворотних клапанах, термостатичному клапані, водопідігрівачі (не підбираємо) 0,068 мПа. Місцеві втрати тиску враховані при розрахунку мережі на пропуск циркуляційної витрати (табл. 11). Максимальна витрата помпи 0,86 п/с. Лічильник на циркуляційній частині не встановлюємо.

Втрати напору в квартирному лічильнику гарячої води

$$h \square S q^2 \square 14,5 \square 0,2^2 \square 0.58 \text{ м}$$

Необхідний напір помпи системи ТЗ(4)

Максимальний тиск води в системі ТЗ(4) на відмітці найбільш низько розташованих сані- тарно-технічних приладів не повинен перевищувати 0,45 мПа. В нашому випадку квартири пер- шого поверху. На останньому поверсі, при відсутності паспортних даних приладів, приймаємо надлишковий тиск на приладах - 0,2 мПа □1, п. 6.6□.

Висота підйому води - $12 \square 3,4 + 0,3 + (2,0 - 0,5) + 2,2 = 44,8$ м (від помпи в підвальному примі- щенні до душової сітки ванни на 13 поверсі, висота розташування якої - 2,2 м над рівнем підлоги).

Втрати (по довжині та місцеві) напору до розрахункового приладу на 13 поверсі (див. табл. 10 записки) – 16,65 м (ділянки: 2324, 2223, 2122, 1920, 1819, 1718, 1617, 12, 23, 34).

Якщо забезпечити водою душеву сітку на 13 поверсі, то всі інші поверхи будуть мати воду з відповідними параметрами (*висота поверху 3,4 м, а максимальні втрати напору по висоті стояка 3,4 м становлять 0,706 м*).

Втрати в лічильнику квартирному – 0,58 м.

Максимальний тиск в системі ТЗ(4) повинен бути $(44,8+16,65+0,58) \cdot 0,00981+0,2=0,8$ мПа.

Маємо зайвий тиск в системі $0,8-0,45=0,35$ мПа, переводимо в метри $0,35/0,00981=35,67$ м.

Від помпи (підвальне приміщення) до найнижчого приладу першого поверху (біде яке влаштоване в унітаз, залежить від конструкції, для проекту приймаємо 700 мм)¹⁹ відстань дорівнює $-0,7+0,3+(3,4-0,5)=3,9$ м. Різниця складає $-35,67-3,9=31,77$ м, або в поверхах $-31,77/3,4=9,34$ (10 поверхів). На десяти нижніх поверхах потрібно встановити регулятори тиску²⁰.

Глибина залягання труби міського водопроводу в місті підключення дворової мережі 1,9 м. Відмітка поверхні землі в місті вводу водопроводу до будинку -1,500, а всмоктувальної частини помпи $-(2,0+0,3)-0,5=-1,800$. Умовна відмітка труби в колодязі 5 становить

$-1,5-1,9=-3,400$. Підйом на висоту 0,47 м або $0,47 \cdot 0,00981 \cdot 0,01$ мПа. Втрати напору у во- домірному вузлу системи ТЗ(4) – (не враховуємо) та дворовій мережі – 0,61 м.

Напір помпи повинен бути $0,8-0,2+0,01+0,61 \cdot 0,00981=0,615$ мПа (62,79 м). Максимальна секундна витрата – 1,48 л/с.

Система внутрішньої побутової каналізації (К1)

Максимальна загальна витрата води на випуску з будинку складає 3,47 л/с. Кількість каналізаційних стояків в будинку – сім.

Відповідно до □1, табл. 10-13□ всі типи труб діаметром 100 -110 мм (в залежності від матеріалу труби), а саме: поліетиленові (низького або високого тиску), полівінілхлоридні, поліпропіленові, чавунні пропуснуть таку кількість води і при куті приєднання поперхової труби до стояка 90□.

Приймаємо до монтажу поліетиленові труби низького тиску. При монтажі системи внутрішньої каналізації потрібно керуватись викладеним в □1, розділ 19□.

Ревізії облаштувати на всіх стояках на 1,5,9,13 поверхах на висоті 1 м над рівнем підлоги.

Витяжну частину кожного стояка виводити над покрівлю на висоту не менше 0,2 м.

При необхідності, поруч з сифоном ванни (можливо виникнення вакууму і «зриву сифона») встановити клапан для автоматичного впуску повітря в систему (вантуз). Умовне позначення -

. До речі це умовне позначення стосується і вантузів, які встановлюють на системі ТЗ(4).

В підвальному приміщенні горизонтальні ділянки змонтувати на висоті 0,3 ...0,5 м над рівнем чистого полу. Труби прокласти з ухилом 0,02 до випуску з будинку. З будинку зробити один випуск в сторону міської мережі діаметром 100 мм.

Безпосередньо у зовнішньої стіни змонтувати прочистку.

На горизонтальних ділянках підвалу встановити прочистки таким чином, щоб максимальна відстань між прочистками не перевищувала 10 м, та від останньої за рухом води прочистки до найближчого дворового оглядового колодязя відстань також не перевищувала 10 м.

В центральній частині приміщення теплового пункту встановимо трап, вода з якого потраплятиме до приямку, звідки дренажною помпою по окремій каналізаційній трубі діаметром 50 мм відкачуватиметься до найближчого оглядового колодязя дворової системи К1.

Розрахунок дворової мережі каналізації

Дворові мережі каналізації за завданням: дощова (мінімальний діаметр труб 200 мм, не розраховуємо), побутова (мінімальний діаметр труб 150 мм, розраховуємо).

Результати розрахунків наведені в таблицях 12 та 13.

Середня глибина залягання дворової мережі каналізації – 1,29 м

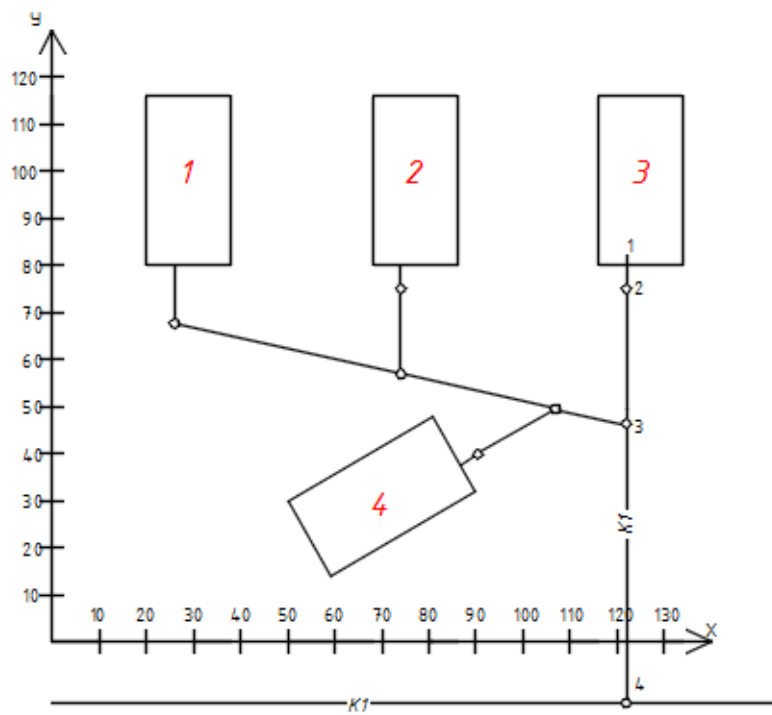


Рисунок 7. Дворова мережа побутової каналізації (K1)

19 Висота розташування змішувача мийки – 1,05 м, умивальника – 1 м, душова сітка ванни – 2,2 м, змішувача біде – 0,4 м, виливу в унітаз - 0,7 м над рівнем підлоги □ 1, розділ 26.2 та табл. 24□.

20 Місця встановлення регуляторів тиску на системі В2 повинні бути відкоректовані після підбору пожежних pomp у ви- падку перевищення фактичного тиску в системі над розрахунковим

Таблиця 12

Визначення витрат у дворівній мережі каналізації К1

Номер розрахункової ділянки	Кількість приладів, шт.	Загальна витрата води на ділянці, куб.м/год	Відстань від останнього стояка до початку ділянки, м	КОЕФІЦІЄНТ Ks	Розрахункова витрата води на ділянці, л/с	ВІДМІТ КИ землі, м		ДІАМЕТР ТРУБИ, мм	Довжина ділянки	Мінімальний ухил труби	Прийнятний ухил труби	НАПОВНЕННЯ, h/d	Швидкість води, м/с	Перепад висот на ділянці, м	Шар рідини, см
						початок	кінець ділянки								
1-2	260	7,93	7,0	0,71	3,146	35,11	35,11	150	7	0,008	0,01	0,318	0,648	0,07	4,7
2-3	260	7,93	35	0,55	3,146	35,11	35,11	150	28	0,008	0,01	0,318	0,648	0,28	4,7
3-4	1070	26,76	95	0,88	9,227	35,11	35,11	150	60	0,008	0,01	0,584	0,86	0,6	8,7

Таблиця 13

Визначення відміток труби у дворівній мережі каналізації К1

ВІДМІТКИ, м				ГЛИБИНА ЗАЛЯГАННЯ, м	
ЛОТКА		РІДИНИ		ГЛИБИНА ЗАЛЯГАННЯ, м	
початок	кінець	початок	кінець	початок	кінець
34,15	34,08	34,20	34,13	0,95	1,02
34,08	33,8	34,29	33,85	1,02	1,3
33,8	33,2	33,85	33,29	1,3	1,9

3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Консультант

/ Уманець І.М. /

Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Лист

3.Технологія будівельного виробництва

Характеристика споруди та умов виконання робіт

Розробляємо технологічну карту влаштування резервуару чистої води,

розмірами 24x24,сітка колон бхб,кількість в блоці-2.

Умови виконання робіт на кожному об'єкті, який споруджується, мають бути проаналізовані. Необхідно виявити фактори, що ускладнюють виконання будівельних процесів, і визначити міру їх впливу на техніко-економічні показники проекту виконання робіт і вибір методу монтажу будівлі.

За проектним завданням прийняті наступні умови виконання робіт: нове будівництво в нормальних умовах, у літку з середньою температурою близько 20°C. Ці умови сприятливі для виконання монтажних робіт.

Вибір методів виконання і розчленування фронту робіт на ділянці

При зведенні споруд водопостачання та водовідведення із збірних залізобетонних елементів ведучим основним процесом являється монтаж. Вибір схеми виконання ведучого процесу обумовлений типом споруди, його об'ємно-планувальними і конструктивними особливостями.

Розрізняють три схеми виконання монтажних робіт:

Схема I – монтажний кран і інші машини, які працюють з ним у комплекті, переміщуються по брівці котловану, не заїжджаючи на його дно.

Схема II – монтажний кран і транспортні засоби рухаються по дну котловану за межами споруди і на брівці, по його периметру.

Схема III – монтажний кран і транспортні засоби рухаються по дну котловану, тобто бетонному днищу споруди.

Оскільки розміри РЧВ 24x24,обираємо Схему II.

Для скорочення тривалості будівництва споруд водопостачання або водовідведення організовують роботи потоковим методом, оснований на розчленуванні загального виробничого процесу на складові, призначенні для кожного із них, за можливістю, однакової тривалості і суміщення їх виконання в часі. Потоковий метод виконання робіт сприяє також рівномірній і

неперервній потребі ресурсів і відповідному випуску продукції.

Зазвичай об'єкт розбивають на ділянки однакові за трудомісткістю. Ділянки вважають рівними, якщо об'єми робіт, а значить і трудомісткості відрізняються не більше ніж на 20%. Прийнята планова трудомісткість, у цьому випадку, може бути зрівняна за рахунок перевиконання норм.

У зв'язку зі значною кількістю об'ємно-планувальних, будівельно-технологічних і конструктивних особливостей споруд водопостачання або водовідведення їх поділяють на дві групи:

Першу групу складають невеликі окремо стоячі споруди циліндричної і прямокутної форм в плані шириною до 15, які об'єднані в технологічний блок з трубопроводами, кожен з них приймають в якості однієї монтажної ділянки.

Друга група – це прямокутні і циліндричні в плані емкісні споруди шириною понад 15 м, які розділені на секції, коридори і прольоти, обмежені стінами (замкнутими або не замкнутими по контуру) і колонами або роздільними діафрагмами. Ці прольоти або секції і приймають в якості монтажних ділянок. Якщо об'єми робіт недостатні для продуктивності кранів, то в якості монтажної ділянки приймають дві або більше число секцій.

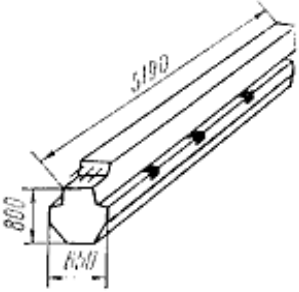
Характеристика монтажних елементів, обсяг монтажних робіт.

Підраховавши за заданою схемою будівлі кількість монтажних елементів за марками та визначивши їх масу за довідником, альбомами збірних уніфікованих елементів і даними дод.1, складаємо таблицю переліку збірних конструкцій та обсягів робіт.

Таблиця 1. Специфікація збірних виробів

№ п/п	Найменування елемента	Ескіз	К-сть на будову	Маса, т		
				Одного елемента	Усього	Для 2 РЧВ

1	Стінові панелі ПСП48-Б1-Ш		28	7,1	198,8	397,6
2	Плита 1П7 серія 1.442.1-1		8	2,1	16,8	33,6
3	Плита 1П3 серія 1.442.1-1		60	2,3	138	276
4	Фундаменти під колони 2ФР2		9	4,18	37,62	75,24
5	Колони ЗКР48		9	1,7	15,3	30,6

6	Ригель серія ІС-01- 19		12	4,1	49,2	98.4
					455,7 2	911,4 4

Таблиця 2. Специфікація матеріалів на влаштування монолітних ділянок

№ п/п	Марка монолітної ділянки	Кількість монолітних ділянок	Кількість бетону, м ³		Арматура, кг				
			На одну МД	На всі МД	Діаметр, мм	На одну МД	На всі МД		
1	<p>УМ48.15-Б4</p>	8	4,7	37,6	A-240С	9,4	75,2		
					Ø6				
					A-400С				
					Ø10			98,4	787,2
					Ø14			236,3	1890,4
					Ø16			7,3	58,4
					Ø20			31,4	251,2
Ø25	42,0	336,0							
			Всього:	37,6		424,8	3398,4		

Відомість об'ємів робіт по заробці стиків

Таблиця 3

№ п/ п	Вид стикового з'єднання	Кількіс ть стиків	Об'єми робіт по				
			зварюванні		Замонолічуванні/ герметизації		
			Довжина шва на 1 стик, м	На всі, м	Один. вимір.	Кількіст ь на 1 стик	На всі
1.	Стик стінової панелі з днищем	-	-	-	м шва	-	96
2.	Стик колони з підколонином	9	-	-	1 стик	1 (до 0,1 м ³ бетону)	9
3.	Стик ригеля з колоною (на 1 колону)	9	0,62	(9*0,62) =5,58	1 вузол	1	9
4.	Стик ригеля з стіновою панеллю (на 1 ригель ,який	6	0,25	(0,25*6) =1,5	-	-	-

	укладається на стінову панель)						
5.	Стик між плитами покриття і стіною панеллю (на 1 стик)	28 плит	0,16	$(28 * 0,16) = 4,48$	1 стик	1	28
6.	Стик плити покриття з ригелем (на 1 плиту)	68	0,24	$(68 * 0,24) = 16,6$	1 стик	1	68
7.	Стик між плитами покриття	-	-	-	100 м шва	-	5,28

Вибір методів виконання робіт

Вибір методу монтажу .

Методи монтажу складаються з рішень щодо організації, механізації монтажного процесу, виконання монтажних операцій.

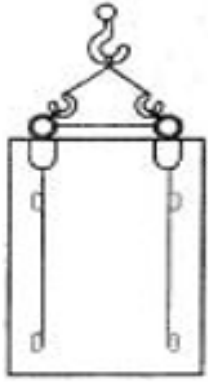
Вибраний метод монтажу забезпечує стійкість змонтованої частини будівлі на будь-якій стадії спорудження й дає можливість безпечного виконання монтажних робіт.


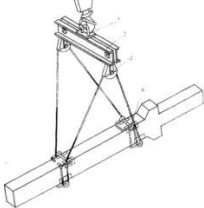
1. Напрямок розвитку монтажного потоку - вздовж
2. Послідовність монтажу покриття - комбінована.
3. Засоби механізації монтажу – самохідні стрілові крани.
4. Міра укрупнення конструкції –відправні елементи.
5. Подача конструкцій під монтаж – зі складу.
6. Спосіб піднімання конструкцій – вільний.

Вибір монтажних захватних засобів.

Монтажні захватні засоби для піднімання конструкцій вибираємо для окремих конструкцій по довідникам.

Таблиця 4. Захватні засоби для піднімання конструкцій

№ пп	Найменування, характеристика	Ескіз	Характеристика			Обл. застос.
			Вантажо-підйомність, т	Маса, т	Розрахункова висота, м	
1	Балансуюча траверса		≤8	0,15	2,4	Монтаж стінових панелей

2	Строп 4-ох гілковий		$\leq 6,3$	0,5	4,5	Монтаж плит перекриття
3	Траверса для підйому колон		≤ 4	0,08	0,85	Монтаж колон

Визначення монтажних характеристик елементів.

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій виконується самохідними стріловими кранами. Відповідно до переліку робіт, монтаж планується здійснювати з попереднім розкладанням усіх елементів надземної частини будівлі. З метою попереднього розвантаження передбачається залучення автокрана в дні завезення конструкцій.

Укрупнення конструкцій на будівельному майданчику не передбачається.

Транспортування конструкцій до об'єкта планується здійснювати автотранспортом безпосередньо від постачальника.

Для кожного прийнятого потоку, з урахуванням прийнятої схеми руху монтажного механізму (розвитку фронту робіт, а саме можливих напрямках його здійснення вздовж або поперек прольоту), вибирається монтажний кран, який послідовно встановлює всі збірні елементи будівлі, включені до розглядаємого потоку.

На організаційно-технологічну структуру монтажу впливають наступні монтажні характеристики - будівельний габарит об'єкта, та монтажні: маса конструкцій, висота їх піднімання і вильоти.

Монтажна маса конструкції (Q_m) визначається загальною масою, яку треба підняти, перемістити та встановити в проектне положення залежно від прийнятого способу підйому.

$$Q_m = Q + \sum q$$

Величину Q_m визначаємо лише для найважливіших елементів за кожним спеціалізованим потоком, як суму маси монтованого елемента (Q) за таблицею 1 і маси пристосування монтажної оснастки ($\sum q$) – стропів, траверс, розчалок та ін.,

Монтажна висота (H_m) – технологічно необхідна мінімальна висота підйому монтажних елементів що забезпечує їх монтаж.

$$H_m \geq h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

де h_1 - висота від рівня стоянки крана до рівня опори монтованого елемента, м;

h_2 - висота піднімання елемента над опорою, м;

h_3 - висота елемента, який монтують, м;

h_4 - висота захватного засобу, м.

Монтажну висоту будемо враховувати для самого високого вертикального елемента – колони, горизонтального, що знаходиться на самій високій позначці – плити покриття та самого важкого елемента з них.

Монтажний виліт L_m визначається як мініально необхідний виліт стріли крана для монтажу даної конструкції.

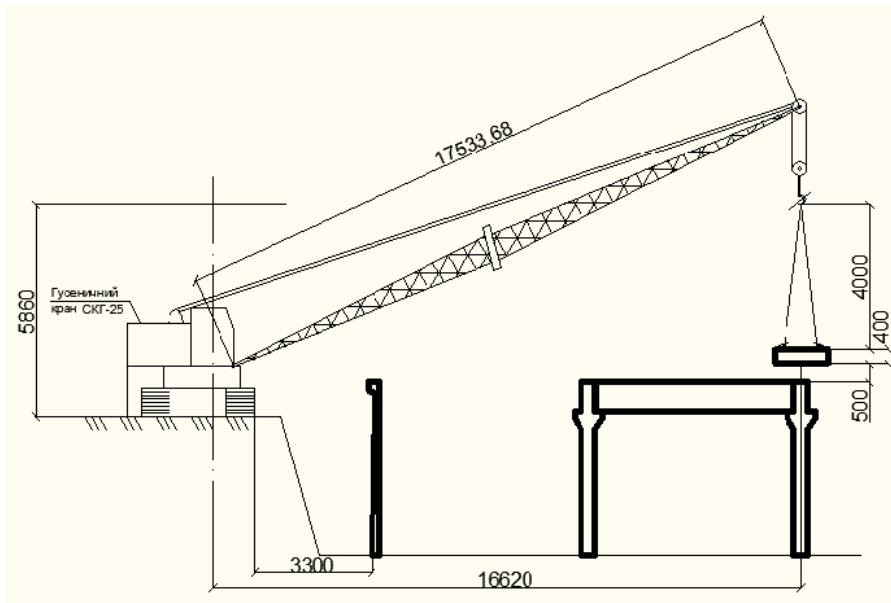
Плити покриття- монтаж планується здійснювати поперек прольоту.

Монтажний виліт визначаємо графічно, виконуючи креслення в масштабі

$$Q_m = 2,3 + 0,5 = 2,8\text{т.}$$

$$H_m = 5,86\text{м.}$$

$$L_m = 16,62\text{м.}$$

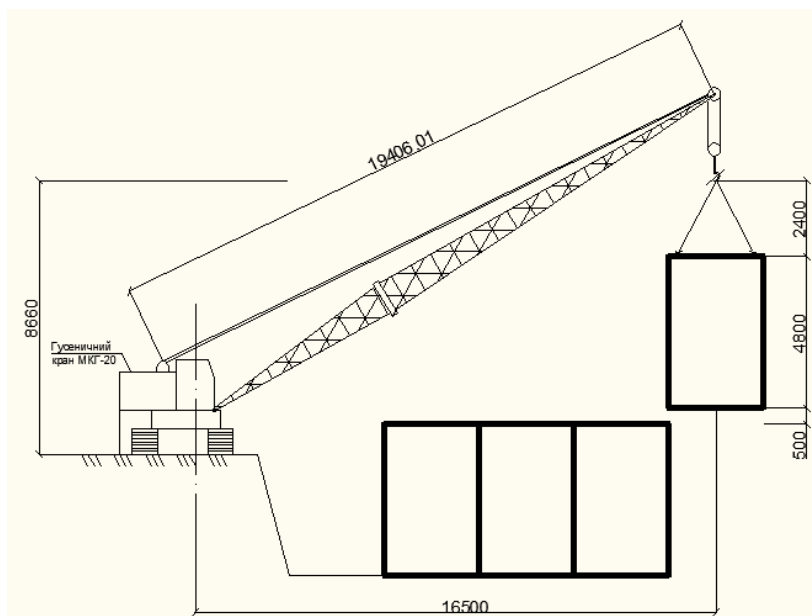


Стінові панелі – монтаж планується здійснювати з брівки.

$$Q_m = 7,1 + 0,15 = 7,25 \text{ т.}$$

$$H_m = 8,66 \text{ м.}$$

$$L_m = 16,5 \text{ м}$$

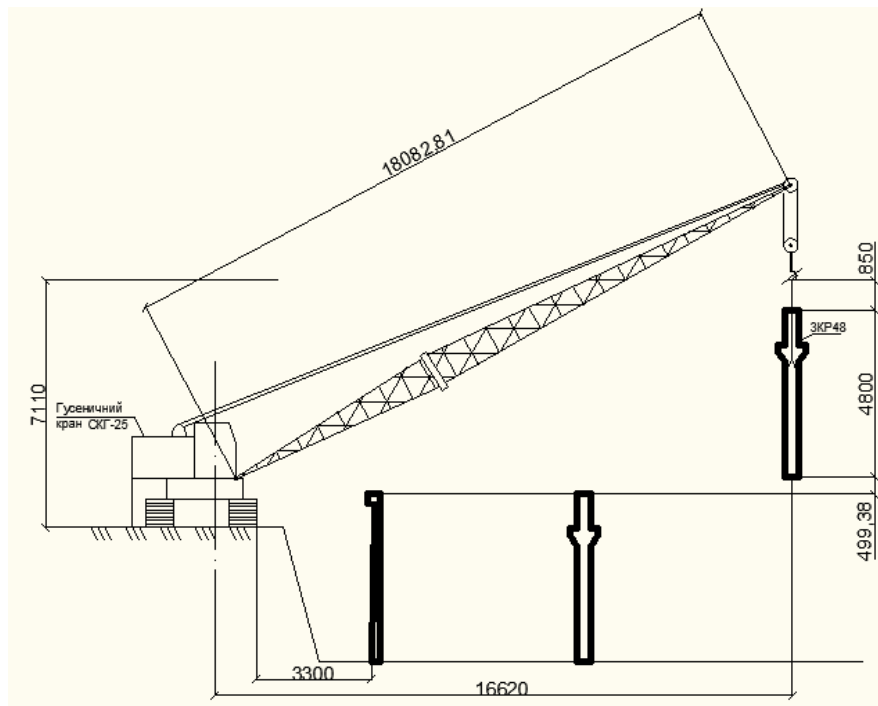


Колони – монтаж планується здійснювати з брівки.

$$Q_m = 1,7 + 0,08 = 1,78\text{т.}$$

$$H_m = 7,11\text{м.}$$

$$L_m = 16,62\text{м}$$

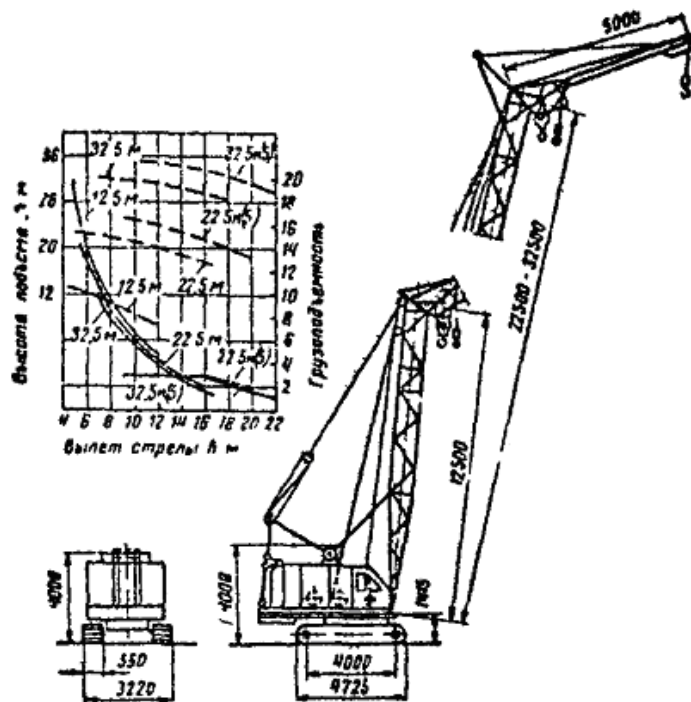


Виходячи з розрахованих потрібних параметрів, за характеристиками, що встановлюються по довіднику здійснюється вибір кранів, які задовольняють потрібні значення параметрів.

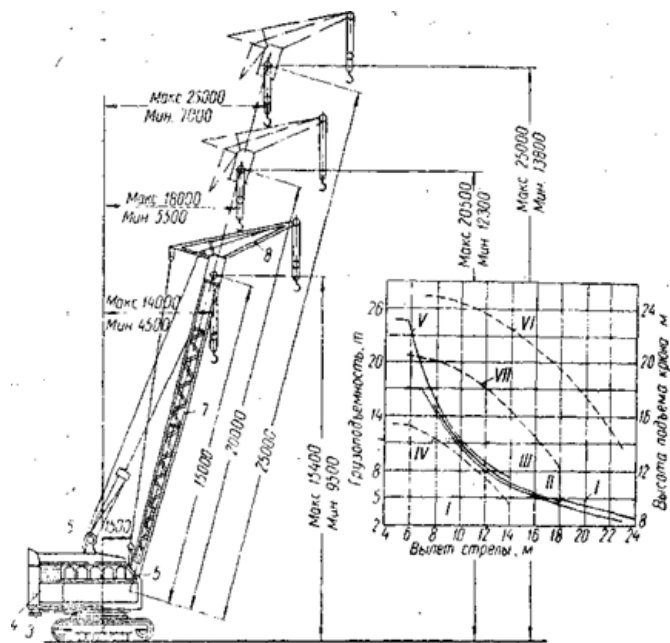
Вибір комплекту кранів за технічними параметрами.

За знайденими монтажними характеристиками елементів Q_m , H_m і L_m вибираємо крани для двох варіантів монтажу. Це можуть бути варіанти стрілових кранів на пневмоколісному та гусеничному ході.

Гусеничний кран МКГ-20



Гусеничный кран СКГ-25



Условные обозначения:

Визначення трудових затрат.

Трудові затрати визначаються на основі ЕНІР д.4 випуск 1; ЕНІР д.22 випуск 1
З норм вибирають затрати праці робітників будівельників та затрати часу
роботи будівельних кранів на виконання монтажних процесів. Визначення загальних витрат праці виконують згідно табл.

Таблиця 5. Калькуляція трудових витрат на монтаж конструкцій в розрахунку прийнято 1 РЧВ

№ п/п	Найменування процесів	Об'єм робіт		Трудомісткість			Склад ланки		
		Одиниця	Кількість	Об'єкт. тув. за ЄНіР	Норма часу,	Трудо-місткість	Професія	Розряд	Кількіс
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.	Монтаж стінових панелей , площею $4,8 \times 2,98 = 14,304 \text{ м}^2$	1 панель	28	§4-1-16 а,б	$\frac{3,3}{1,1}$	$\frac{28 * 3,3 = 92,4}{1,1 * 28 = 30,8}$	Монтажник Машиніст	5 4 3 6	1 1 1 1
2.	Зварка стінових балочних панелей	10 м шва	$(20 * 4,32) / 10 = 8,6$ 4	§22-1-6	$\frac{5,6}{---$	$\frac{8,64 * 5,6 = 48,384}{---$	Зварювальник	6	1
3.	Монтаж фундаментів на піщану підготовку	1 фонд.	9	§4-1-1	$\frac{2,0}{0,67}$	$\frac{9 * 2,0 = 18}{9 * 0,67 = 6,03}$	Монтажник Машиніст	4 3 2 6	1 1 1 1
4.	Монтаж колон вагою до 2 т в стакани фундаментів	1 колона	9	§4-1-4 (табл. 2, пункт 2в,г)	$\frac{3,1}{0,61}$	$\frac{9 * 3,1 = 27,9}{9 * 0,61 = 5,49}$	Монтажник Машиніст	5 4 3 2 6	1 1 1 1 1

12.	Зварювання закладних деталей ригелів із стіновими панелями	10 м шва	$(0,25*6)/10=$ 0,15	§22-1-6	$\frac{5,6}{---$	$\frac{0,15 * 5,6 = 0,84}{-----}$	Зварювальник	6	1
13.	Монтаж плит покриття площею до 10 м ²	1 елемент	68	§4-1-7 (пункт 9а,б)	$\frac{0,84}{0,21}$	$\frac{68*0,84 = 57,12}{68*0,21 = 14,28}$	Монтажник Машиніст	4 3 2 6	1 2 1 1
14.	Зварювання закладних деталей плит із ригелями	10 м шва	$(68*0,24)/10=$ 1,632	§22-1-6	$\frac{5,6}{---$	$\frac{1,632 * 5,6 = 9,14}{-----}$	Зварювальник	6	1
15.	Зварювання стиків між плитою покриття і стіною панеллю , при опираючі плити короткою стороною на 1 плиту	10 м шва	$(28*0,16)/10=$ 0,448	§22-1-6	$\frac{5,6}{---$	$\frac{0,448 * 5,6 = 2,5}{-----}$	Зварювальник	6	1
16.	Заливка щвів панелей покриття	100 м шва	5,28	§4-1-26 (пункт 3б)	$\frac{6,4}{---$	$\frac{5,28 * 6,4 = 33,792}{-----}$	Монтажник	4 3	1 1

4. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Консультант

/ Балло В.П. /

Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Лист

4. Охорона навколишнього середовища

Організація та утримання зон санітарної охорони джерел водопостачання та водозабірних споруд.

Для забезпечення належного рівня санітарно-епідеміологічної надійності та охорони джерел водопостачання та водозабірних споруд встановлюються зони санітарної охорони. Положенням про проектування зон санітарного нагляду регламентується утримання та організація зон санітарної охорони. Відтак, всі організації, що проектують, будують, реконструюють та експлуатують системи водопостачання, а також для всіх підприємств, які мають будь-яке відношення до водопостачання повинні дотримуватись вимог цього документа.

Зони санітарної охорони поверхневих джерел складають такі спеціально виділені території: територія джерела, частково басейн, його живлення. На цих територіях обов'язково встановлюється режим забезпечення надійної охорони джерела. Це необхідно для перешкодження попаданню забруднень, а також збереження потрібної санітарної якості води. Проектом зони санітарної охорони встановлюються межі зон санітарної охорони. Перелік заходів із санітарного оздоровлення цієї території також встановлюється проектом.

Для розуміння важливості проекту зони санітарної охорони, слід зазначити, що без нього проект водоочисних споруд не може бути затвердженим. Його складають на основі ретельних розвідувань місцевості. Такими розвідуваннями є передусім санітарні та гідрогеологічні. Вони дають змогу з'ясувати джерело живлення призначеного для використання водоймища, а також можливі джерела забруднення. Вищезгаданий проект узгоджується з органами Державного санітарного нагляду, та затверджується тими ж організаціями, що і затверджують проект системи водопостачання.

Зона санітарної охорони на місці безпосереднього забору води з джерела складаються з трьох поясів:

1. Суворого режиму;
2. Обмеження другого поясу;
3. Обмеження третього поясу.

Пояс суворого режиму охоплює таку територію: частину водоймища, а саме місце відбору із нього води, територію розташування водозабірних споруд. Ця територія огорожується забором, ізолюється та озеленюється. На цій території заборюються:

1. Всі види будівельних робіт;
2. Викид стоків;
3. Купання;
4. Водопій;
5. Випас худоби;
6. Рибалка;
7. Застосування отрутохімікатів для рослинності;
8. Органічних та інших видів мінеральних добрень.

З урахуванням відводу поверхневого стоку за межі території виконується вертикальне планування. Акваторія цього поясу огорожується бакенами.

Залежно від місцевих санітарно-топографічних та гідрогеологічних умов встановлюються межі вищезгаданого поясу. Вони повинні бути:

1. Вверх за течією – не менше 200 м від водозабору;
2. Вниз за течією – не менше 100 м від водозабору;
3. За прилеглим до водозабору берегом – не менше 100 м від лінії урізу води при літньо-осінній межені;
4. У напрямку до протилежного берега при ширині річки або каналу менше 100 м – вся акваторія та протилежний бік шириною 50 м від лінії урізу води при літньо-осінній межені;
5. При ширині річки або каналу більше 100 м – смуга акваторії шириною не менше 100 м.

На водозаборах ківшового типу у межі першого поясу включається вся акваторія ковша і територія навколо нього шириною не менше 100 м.

Другий пояс санітарної охорони включає джерело водопостачання та басейн його живлення. Його територія, в основному, визначається за відповідними водорозділами. З метою захисту джерела водопостачання від погіршення якості води у ньому в його межах мають бути проведені оздоровчі заходи та обмеження господарської діяльності.

Виходячи від розташування джерел забруднення стійкими хімічними речовинами, межі другого поясу встановлюють:

1. Виходячи із швидкості течії та часу її протікання від межі пояса до водозабору за середньомісячних затрат води 95% забезпеченості не менше 3-5 діб (залежно від місцевих умов);
2. Вниз за течією – не менше 250 м;
3. Бокові межі – на відстані від урізу води при літньо-осінній межі – 500 м при рівному рельєфі, до вершини першого схилу, поверненого в бік водоводу, але не більше 750 м при пологому схилі і 1000м при крутому схилі.

На судноплавних річках та каналах у межі другого поясу входить акваторія, прилегла в межах фарватеру до водазабору.

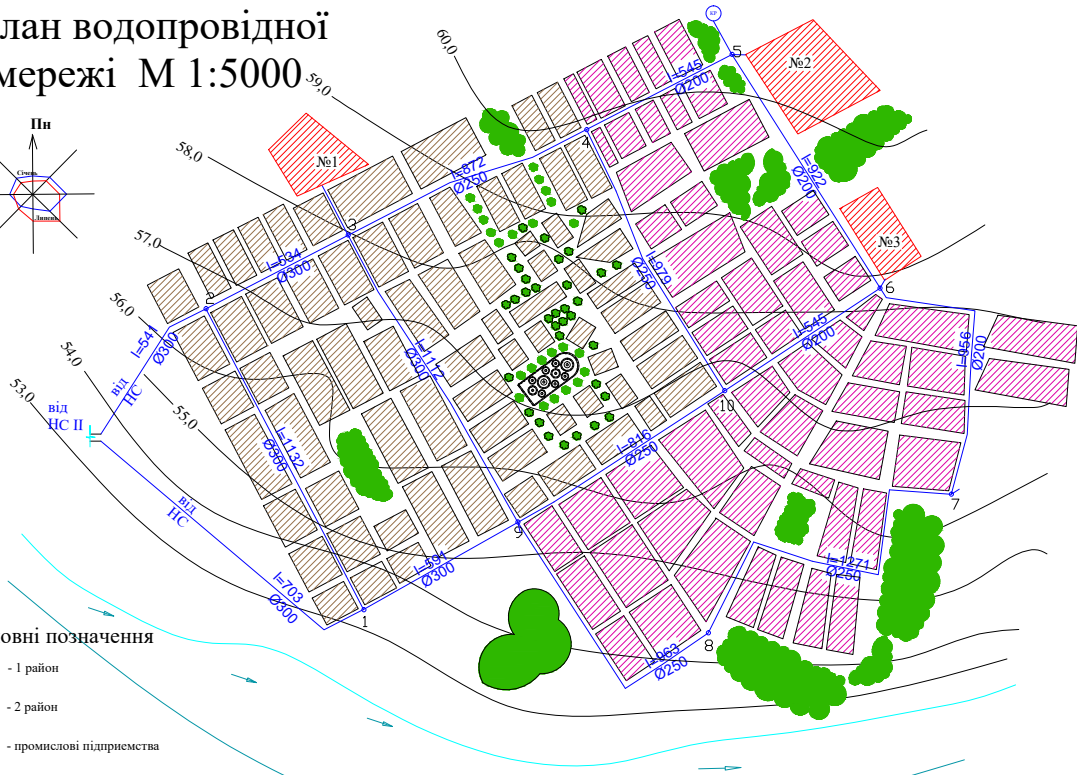
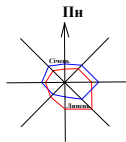
Межі третього поясу санітарної охорони в обидві сторони за течією або у всі сторони акваторії такі ж як і для другого поясу; бокові межі – за водорозділом, але не більше 3-5 км від водойми.







Список використаної літератури

1. ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 180 с.
2. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб. Справочное пособие. М., Стройиздат, 1984. – 116 с.
3. А.М.Тугай, В.О.Орлов, В.О.Шадура, С.Ю.Мартинов. Міські інженерні мережі та споруди. Підручник. – Київ: Укртеліотех, 2010. – 256с.
4. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання: Навчальний посібник. – КНУБА, 2001.–256 с.
5. Хоружий П.Д., Хомутецька Т.П., Хоружий В.П. Ресурсозберігаючі технології водопостачання. – К: Аграрна наука, 2008 – 534 с.
6. Хоружий П.Д., Ткачук О.А. Водопровідні системи і споруди: Навч. посібник. – К.: Вища шк., 1993. – 230 с.: іл.
7. Очисні споруди промислового водопостачання: методичні вказівки до виконання курсового проекту. Терновцевт О.В. Обертас І. А. КНУБА 2005
8. „Водоснабжение. Системы водоснабжения. Водопроводные сети, водоводы и сооружения на них” – рабочая программа иметодические указания по изучению курса и выполнениюкурсового проекта К.: КИСИ, 1990.-67с.
9. „Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб”, Ф.А. Шевелев, А.Ф. Шевелев. М.: Стройиздат, 1984.-118 с.
- 11.Каталог-справочник насосного оборудования
- 12.„Насосные станции – курсовое проектирование”, Э.В. Залуцкий, А.И. Петрухно
- 13.„Насосы и насосные станции” Турк В.И., Минаев А.В., Карелин В.Я.
- 14.„Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання”, А.М. Тугай, В.О. Терновцев, Я.А. Тугай К-2001

15. Долин П.А. „Справочник по технике безопасности” 1985г.
16. Кноринг Г.М. „Светотехнические расчеты в установках электроосвещения”.
17. “Монтаж систем внешнего водоснабжения и канализации. Справочник строителя” под ред. А.К. Перешивкина - М.: Стройиздат, 1988.-653 с.
18. Внутренние санитарно-технические устройства. Часть I. под ред Староверова И.Г.
19. «Водопостачання» А.М. Тугай, В.О.Орлов. Підручник, Київ.

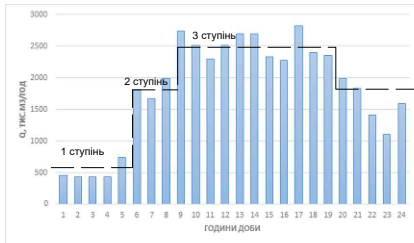
План водопровідної мережі М 1:5000



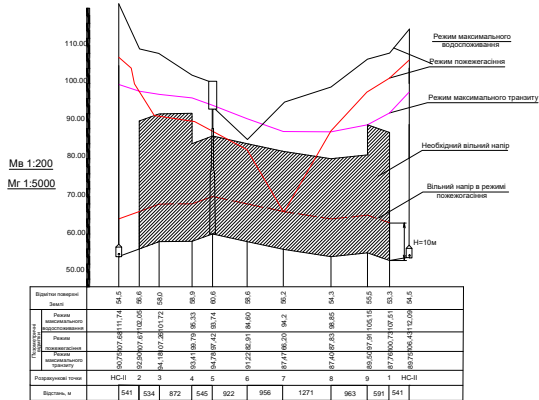
-  - 1 район
-  - 2 район
-  - промислові підприємства
-  - зелені насадження
-  - водопровідна мережа
-  - річка

Атестаційна робота бакалавра			
Кафедра водопостачання та водовідведення			
Міністерство освіти і науки України			
Національний гірничий університет			
Київський національний університет будівництва та архітектури			
Київ, вул. Байрацька, 1			
Тема: водопровідна мережа			
№	Ім'я	Піде	Підпис
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			
33			
34			
35			
36			
37			
38			
39			
40			
41			
42			
43			
44			
45			
46			
47			
48			
49			
50			
51			
52			
53			
54			
55			
56			
57			
58			
59			
60			
61			
62			
63			
64			
65			
66			
67			
68			
69			
70			
71			
72			
73			
74			
75			
76			
77			
78			
79			
80			
81			
82			
83			
84			
85			
86			
87			
88			
89			
90			
91			
92			
93			
94			
95			
96			
97			
98			
99			
100			

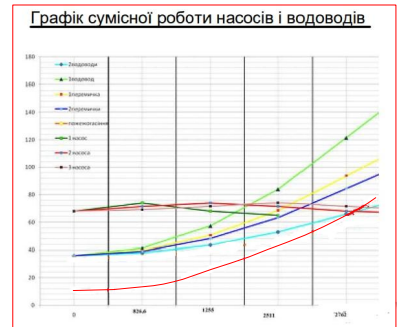
Графік погодинного водоспоживання міста



Графік п'езометричних ліній



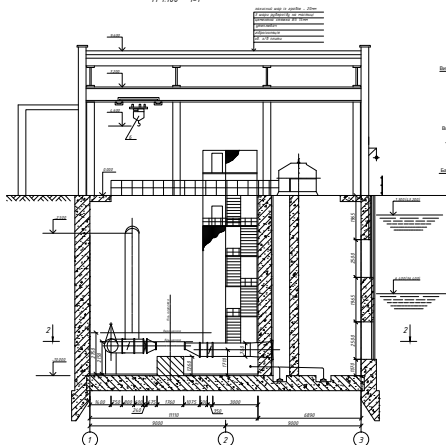
Графік сумісної роботи насосів і водоводів



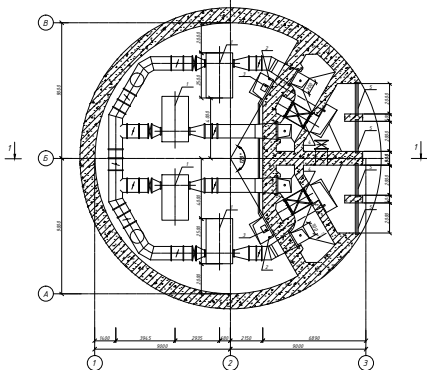
Графік сумісної роботи насосів і водоводів

Атестаційна робота бакалавра			
№ п/п	№ групи	Знак	Відзнака
1	1	1	1
2	2	2	2
3	3	3	3
4	4	4	4
5	5	5	5
6	6	6	6
7	7	7	7
8	8	8	8
9	9	9	9
10	10	10	10
11	11	11	11
12	12	12	12
13	13	13	13
14	14	14	14
15	15	15	15
16	16	16	16
17	17	17	17
18	18	18	18
19	19	19	19
20	20	20	20
21	21	21	21
22	22	22	22
23	23	23	23
24	24	24	24
25	25	25	25
26	26	26	26
27	27	27	27
28	28	28	28
29	29	29	29
30	30	30	30
31	31	31	31
32	32	32	32
33	33	33	33
34	34	34	34
35	35	35	35
36	36	36	36
37	37	37	37
38	38	38	38
39	39	39	39
40	40	40	40
41	41	41	41
42	42	42	42
43	43	43	43
44	44	44	44
45	45	45	45
46	46	46	46
47	47	47	47
48	48	48	48
49	49	49	49
50	50	50	50

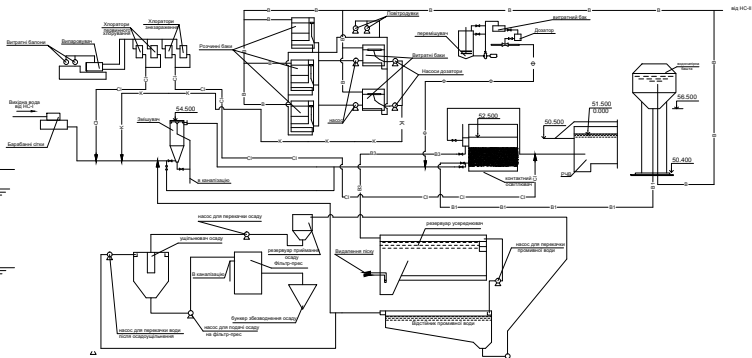
Різани по водопровідному колодезі
М 1:500 1-1



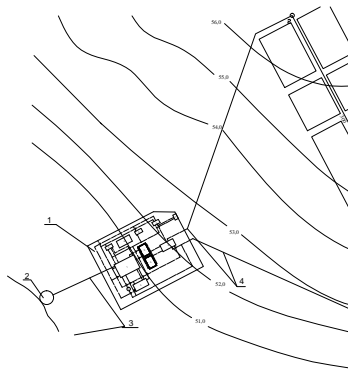
План водопровідного колодезя
М 1:500 1-2



Висотна схема очисних споруд



Ситуаційний план М1:25000



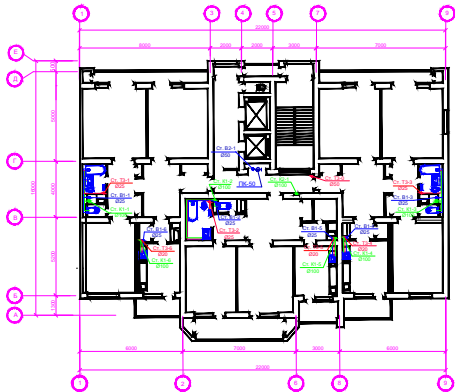
Ліній	Призначення
—	трубопровід сірої води
—	подача коагулянту
—	подача флокулянту
—	трубопровід хлору
—	трубопровід промислової води
—	трубопровід очищеної води
—	теплогенератор
—	електро кабелі
—	каналізація

Експлікація

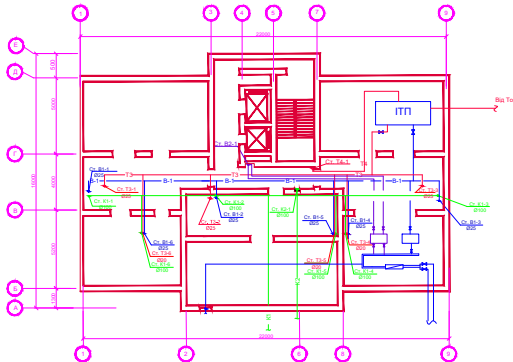
№	Назва
1	Водопровід
2	Каналізація
3	Лінійні водопровідні споруди
4	Місцева водопровідна споруда
5	Місцева водопровідна споруда
6	Місцева водопровідна споруда

Атестаційна робота бакалавра			
№	Ім'я	Вік	Рік
№ п.п.	№ п.п.	№ п.п.	№ п.п.
1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

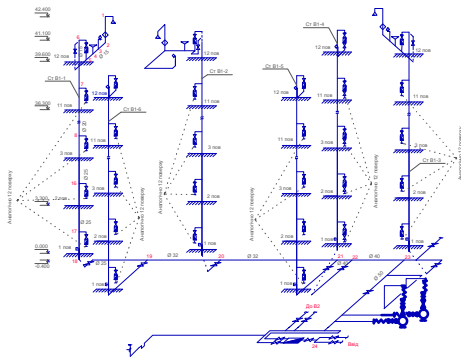
План типового поверху М 1:100



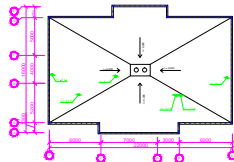
План підвалу 1:100



Аксонетрична схема В1



План покрівлі М 1:200



						Атестаційна робота бакалавра	
						Кабінети водопостачання та водовідведення	
№ п/п	№	Підрозділ	Відділення	Спеціалізація	Спеціалізація	Спеціалізація	Спеціалізація
1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5
Інформація про виконавця:							ІМЕНА, ПІП (п. 88-41, від 2002 р.)

