

Зміст:

Вступ	5
Розділ 1 Водопостачання населеного пункту	6
1.1 Визначення добового водоспоживання.	7
1.1.1 Визначення розрахункових добових витрат води	7
1.1.2 Визначення погодинних витрат води	9
1.1.3 Трасування водопровідної мережі	12
1.1.4 Визначення місткості регулюючих споруд.....	12
1.1.5 Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води.....	15
1.1.6 Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів	16
1.1.7 Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі	17
1.1.8 Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець	18
1.1.9 Визначення вільних напорів і п'єзометричних відміток у вузлах водопровідної мережі	22
1.2 Водозабірні споруди	25
1.2.1 Визначення продуктивності водозабору	25
1.2.2 Вибір джерела водопостачання.....	25
1.2.3 Вибір місця розташування водозабору.....	26
1.2.4 Тип та схема водозабору.....	27
1.2.5 Рибозахист	33
1.2.6 Зони санітарної охорони	33
1.3 Водопровідні очисні споруди	35
1.3.1 Визначення витрати водоочисної станції.....	35
1.3.2 Вибір технологічної схеми очистки води	36
1.3.3 Розрахунок споруд і обладнання реагентного господарства. ...	37
1.3.4 Приготування реагентів	38
1.3.5 Розрахунок окремих апаратів і споруд.	43
1.3.6 Споруди для обробки промивних вод та осаду.	52
1.3.7 Зони санітарної охорони.	54
1.4 Насосна станція II підйому	56

1.4.1 Категорія надійності насосної станції	56
1.4.2 Визначення подачі насосів.....	56
1.4.3 Визначення розрахункового напору насосів	56
1.4.3 Вибір насосів.....	57
Розділ 2 Внутрішнє санітарно-технічне обладнання будівлі	59
2.1 Проектування водопроводу.....	60
2.1.1 Розрахунок загальних об'ємів водоспоживання в будинку, що проектується	60
2.1.2 Гідравлічний розрахунок внутрішнього холодного водопроводу на режим максимального господарсько-питного водоспоживання	61
2.1.3 Гідравлічний розрахунок внутрішнього холодного водопроводу на режим максимального господарсько-питного водоспоживання під час пожежогасіння.....	62
2.1.4 Лічильники для води	62
2.1.5 Гідравлічний розрахунок внутрішньо-квартильної водопровідної мережі	63
2.1.6 Визначення необхідного напору в мережі холодного водопроводу	63
2.1.7 Розрахунок насосної установки.....	63
2.1.8 Гідравлічний розрахунок системи внутрішнього гарячого водопроводу на режим максимального господарсько-питного водоспоживання	64
2.1.9 Розрахунок системи гарячого водопостачання на режим циркуляції	64
2.1.10 Розрахунок водонагрівальної установки.....	66
2.2 Водовідведення.....	67
2.2.1 Проектування системи і схеми внутрішньої каналізації	67
2.2.2 Розрахунок і конструювання мережі внутрішньої господарсько побутової системи водовідведення	67
2.2.3 Розрахунок мережі внутрішньої системи дощового водовідведення	68
2.2.4 Розрахунок внутрішньо квартильної (дворової) господарсько побутової мережі водовідведення	69

Розділ 3 Технологія будівельного виробництва	70
3.1 Характеристика споруди та умов виконання робіт	71
3.1.1 Аналіз вихідних даних	71
3.1.2. Характеристика споруди. Побудова плану споруди.....	71
3.1.3 Характеристики монтажних елементів	74
3.2 Вибір методів виконання і розчленування фронту робіт на ділянці	75
3.3 Підрахунок об'ємів робіт.....	76
3.3.1 Визначення об'ємів монтажних робіт	76
3.2.2 Визначення об'ємів бетонних робіт	77
3.2.3 Визначення об'ємів робіт із закладання стиків	77
3.4 Вибір монтажних кранів.....	78
3.4.1 Вибір засобів для захоплення конструкцій і їх тимчасового	
закріплення	78
3.4.2 Визначення монтажних характеристик конструкцій.....	81
3.4.3 Технічний вибір монтажних кранів	82
3.5 Складання калькуляції трудових витрат.....	88
3.6 Складання таблиці технологічних розрахунків і побудова графіка	
виконання робіт	91
3.7 Визначення потреби в матеріально-технічних ресурсах.....	93
3.8 Операційний контроль якості робіт	96
Розділ 4 Охорона навколишнього середовища.....	101
4.1 Водні ресурси землі	101
4.2 Проблеми водозабезпечення.....	101
4.3 Забруднення природних вод	102
4.4 Заходи захисту природних вод від забруднення.....	104
Висновок	106
Список літератури.....	107

Вступ

Вода є життєво важливим ресурсом для всього живого на нашій планеті, включаючи людей, тварин та рослини. На сьогоднішній день багато країн нашої планети стикаються з проблемами дефіциту води, забрудненням водних ресурсів та неефективним використанням водних систем. Вона відіграє ключову роль у багатьох процесах і функціях організму. Стан джерел водопостачання та якість питної води впливають на здоров'я населення та стан екосистем. Забезпечення населення якісною питною водою є однією з найважливіших проблем сучасного суспільства.

Системи водопостачання відіграють важливу роль у забезпеченні доступу до чистої питної води. Однак, стрімке зростання кількості населення, зміни клімату, забруднення джерел водопостачання та застарілість систем водопостачання. Старі системи водопостачання потребують проведення їх капітальних, поточних та планово-профілактичних ремонтів, впровадження сучасних технологій, модернізації та вдосконалення для забезпечення ефективного функціонування.

Дипломний проект на тему «Водопостачання міста з чисельністю мешканців 73 тисячі осіб» присвячений розробці нової системи водопостачання з метою забезпечення міста постійним безперебійним доступом до чистої питної води.

У дипломному проекті виконується проектування водних систем, таких як: водопровідні мережі, водозабірні та очисні споруди, насосна станція II підйому, санітарно-технічне обладнання житлової будівлі, технології та організації будівництва резервуару чистої води, також наведений розділ з охорони навколишнього середовища.

Даний проект був реалізований на основі знань, набутих під час навчання, і з використанням сучасних нормативно-технічних вимог та стандартів. Основною метою проекту є забезпечення ефективного та надійного водопостачання з урахуванням якості питної води та збереження ресурсів.

Розділ 1
Водопостачання населеного пункту

Консультант : Хомутецька Т.П.

						Атестаційна робота	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

1.1 Визначення добового водоспоживання.

1.1.1 Визначення розрахункових добових витрат води

Водоспоживання населення міста – таблиця 1.1.1.

Розрахункова добова витрата води на господарсько-питні потреби населення кожного житлового району міста: $Q_{\text{доб.ср}} = N * \frac{q_{\text{ж}}}{1000}, \frac{\text{м}^3}{\text{год}}$ (1)

де N – кількість населення, що мешкає у даному районі, осіб;

$q_{\text{ж}}$ – питоме господарсько-питне водоспоживання населення, л/ос·добу, яке приймаємо для кожного з районів міста у відповідності з [1].

Розрахункові витрати води на господарсько-питні потреби населення в добу найбільшого і найменшого водоспоживання [1]:

$$Q_{\text{доб.макс}} = K_{\text{доб.макс}} * Q_{\text{доб.ср}} \quad (2); \quad Q_{\text{доб.мін}} = K_{\text{доб.мін}} * Q_{\text{доб.ср}} \quad (3)$$

де $K_{\text{доб.макс}} = 1,1-1,3$ і $K_{\text{доб.мін}} = 0,7-0,9$ – коефіцієнти добової нерівномірності водоспоживання [1].

Водоспоживання населення міста							
Райони міста	N, осіб	$q_{\text{ж}}$, л/добу*особу	Qдоб.ср., м3/добу	Kдоб.макс., м3/добу	Qдоб.макс., м3/добу	Kдоб.мін., м3/добу	Qдоб.мін., м3/добу
I	37000	250	9250	1,2	11100	0,8	7400
II	36000	180	6480	1,2	7776	0,8	5184
Разом	73000	-	15730	-	18876	-	12584

Водоспоживання на виробничі (таблиця 1.1.2) та господарсько-питні (таблиця 1.1.3) потреби промислових підприємств.

Назва підприємства	№ зміни	Одиниця продукції	Норма витрати води на одиницю продукції $q_{\text{в}}$, м3/од.	Кількість продукції, $N_{\text{в}}$, од.	Водоспоживання $Q_{\text{в}}$, м3
1. Хлібозавод	1	т	2,1	150	315
	2	т		0	0
	3	т		0	0
	Разом			150	315
2. Чавунного лиття	1	т	21	45	945
	2	т		40	840
	3	т		0	0
	Разом			85	1785
3. Содовий	1	т	25	18	450
	2	т		13,5	337,5

	З	Т		13,5	337,5
	Разом			45	1125
Разом					3225

Витрати води на господарсько-питні потреби робітників на підприємствах у зміну [1]: для гарячих цехів $q_g = 45$ л/особу; для холодних $q_x = 25$ л/особу.

Таблиця 1.1.3															
Водоспоживання на господарсько-питні потреби підприємств та прийняття душу															
№ підприємства	№ зміни	К-сть працюючих	Гарячі цехи			Холодні цехи			$Q_{г.п.}$, м ³ /зм.	Прийняття душу					
			N осіб	q_g , л/ос	Q_g , м ³ /зм	N_x , осіб	q_x , л/ос	Q_x , м ³ /зм		$N_{душ.}$ осіб	$q_{душ.}$ л/ос.зм.	$Q_{душ.}$ м ³ /зм			
1	1	90	63	45	2,84	27	25	0,68	3,51	72	53,5	3,85			
	2	0	0		0,00			0					0,00	0	
	3	0	0		0,00			0					0,00	0	
	Разом	90	63		2,84			27					0,68	3,51	72
2	1	1100	880	45	39,60	220	25	5,50	45,10	990	75	74,25			
	2	1000	800		36,00			200					5,00	41,00	900
	3	0	0		0,00			0					0,00	0,00	0
	Разом	2100	1680		75,60			420					10,50	86,10	1890
3	1	50	30	45	1,35	20	25	0,50	1,85	35	53,5	1,87			
	2	35	21		0,95			14					0,35	1,30	25
	3	35	21		0,95			14					0,35	1,30	23
	Разом	120	72		3,24			48					1,20	4,44	83

Об'єм максимального добового водоспоживання на полив вулиць та зелених насаджень (табл. 1.1.4).

Таблиця 1.1.4			
Витрати води на полив вулиць та зелених насаджень			
Райони міста	Кількість населення, осіб	Питомі витрати води, л/ос.добу	Витрата води, м ³ /добу
I	37000	50	1850
II	36000	50	1800
Разом	73000	-	3650

За даними таблиць 1-4 складаємо таблицю 1.5 балансу у добу середнього, максимального і мінімального водоспоживання міста.

Таблиця 1.1.5				
Баланс добового водоспоживання міста				
№	Споживачі	Витрата води, м3/добу		
		середньодобове водоспоживання	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району	9250	11100	7400
	Невраховані витрати	925	1110	740
	Разом	10175	12210	8140
2	Населення II району	6480	7776	5184
	Невраховані витрати	648	777,6	518,4
	Разом	7128	8553,6	5702,4
3	Підприємство 1			
	Виробничі потреби	315	315	315
	Господарсько-питні	3,51	3,51	3,51
	Душові	3,85	3,85	3,85
	Разом	322,36	322,36	322,36
4	Підприємство 2			
	Виробничі потреби	1785	1785	1785
	Господарсько-питні	86,1	86,1	86,1
	Душові	141,75	141,75	141,75
	Разом	2012,85	2012,85	2012,85
5	Підприємство 3			
	Виробничі потреби	1125	1125	1125
	Господарсько-питні	4,44	4,44	4,44
	Душові	4,44	4,44	4,44
	Разом	1133,88	1133,88	1133,88
6	Полив вулиць і зелених насаджень			
	I район	925	1850	0
	II район	900	1800	0
	Разом	1825	3650	0
Всього по місту		22597,09	27882,69	17311,49

1.1.2 Визначення погодинних витрат води

Для кожного із районів міста обчислюється максимальний коефіцієнт погодинної нерівномірності водоспоживання населенням [1]: $K_{г.маx} = \alpha_{маx} * \beta_{маx}$ (4)

де $\alpha_{маx}$ – коефіцієнт, який враховує ступінь благоустрою будинків, режим роботи підприємств та інші місцеві умови [1]; $\beta_{маx}$ – коефіцієнт, який враховує чисельність мешканців у населеному пункті [1]. I район: $K_{г.маx.I} = 1,2 * 1,171 = 1,41$; II район: $K_{г.маx.II} = 1,3 * 1,173 = 1,5$. Розподіл сумарних витрат води за годинами для доби максимального водоспоживання (таблиця 1.6).

Графік водоспоживання за годинами доби (рис. 1.1.1) по сумарним погодинним витратам (графа 22 табл. 1.1.6).

Таблиця 1.1.6



The table content is completely obscured by a large black redaction box. Only a small yellow rectangular area in the top right corner of the table contains the number 27882,71.

27882,71

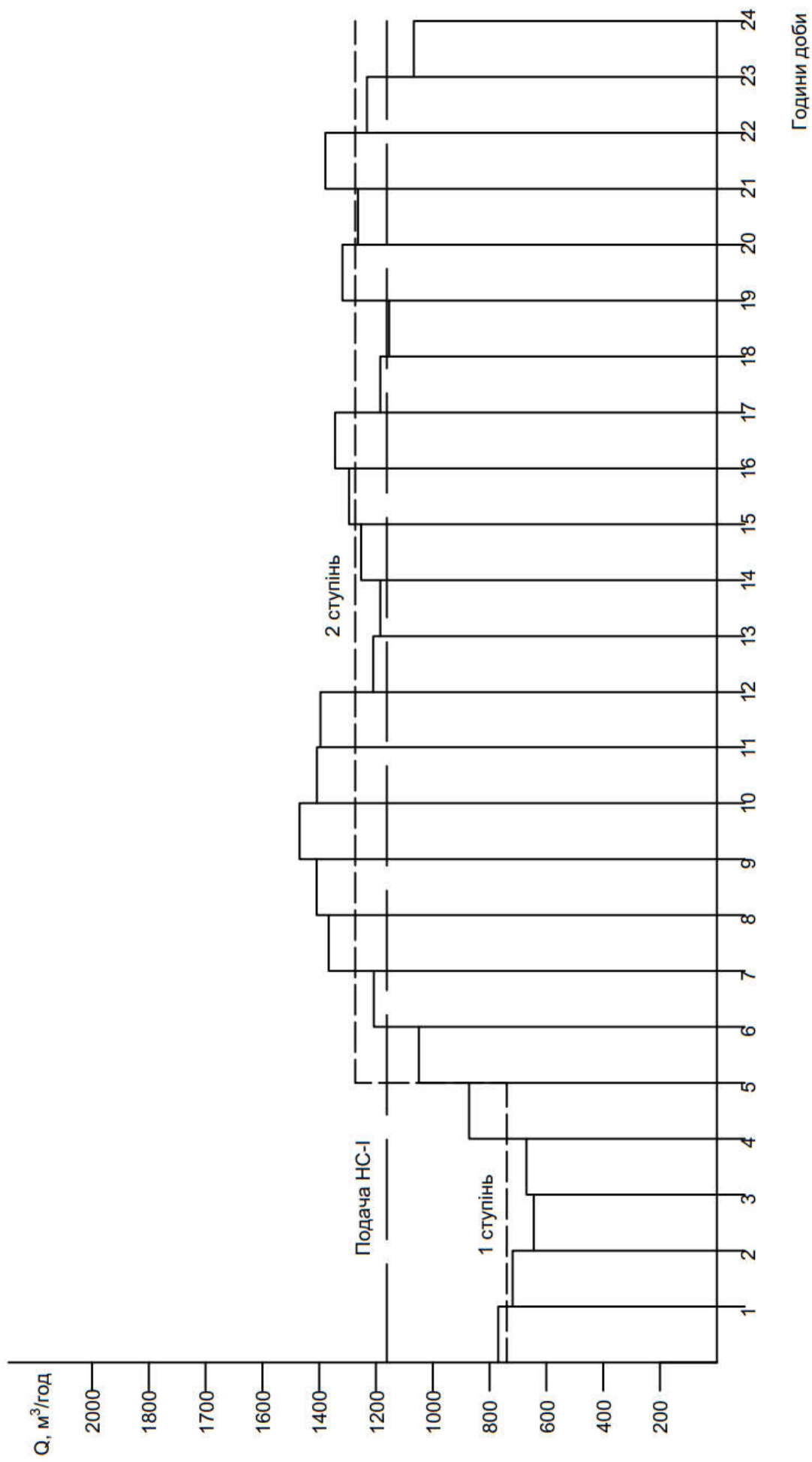


Рис.1.1.1.1. Добові графіки водоспоживання міста і подачі води насосними станціями

Для зменшення об'єму водонапірної башти графік роботи насосів, приймаємо двоступінчатим (рис.1.1). Подачу води насосами першого підйому та тривалість роботи кожної ступені на насосній станції другого підйому:

Таблиця 1.1.7			
Визначення подачі насосів на насосних станціях			
Насосна станція	Тривалість роботи насосів, год.	Витрата, м3/год	Подача, м3/добу
1 ступінь	5	739,10	3695,52
2 ступінь	19	1273,01	24187,19
НС - I	24	1161,78	27882,71

1.1.3 Трасування водопровідної мережі

На плані міста наведено місця підведення водоводів від НС-II, влаштування водонапірної башти та трасування магістральної водопровідної мережі.

Водоводи від НС-II до магістральної водопровідної мережі проектуємо у дві нитки, що підключені до вузла №3 (рис.1.1.2).

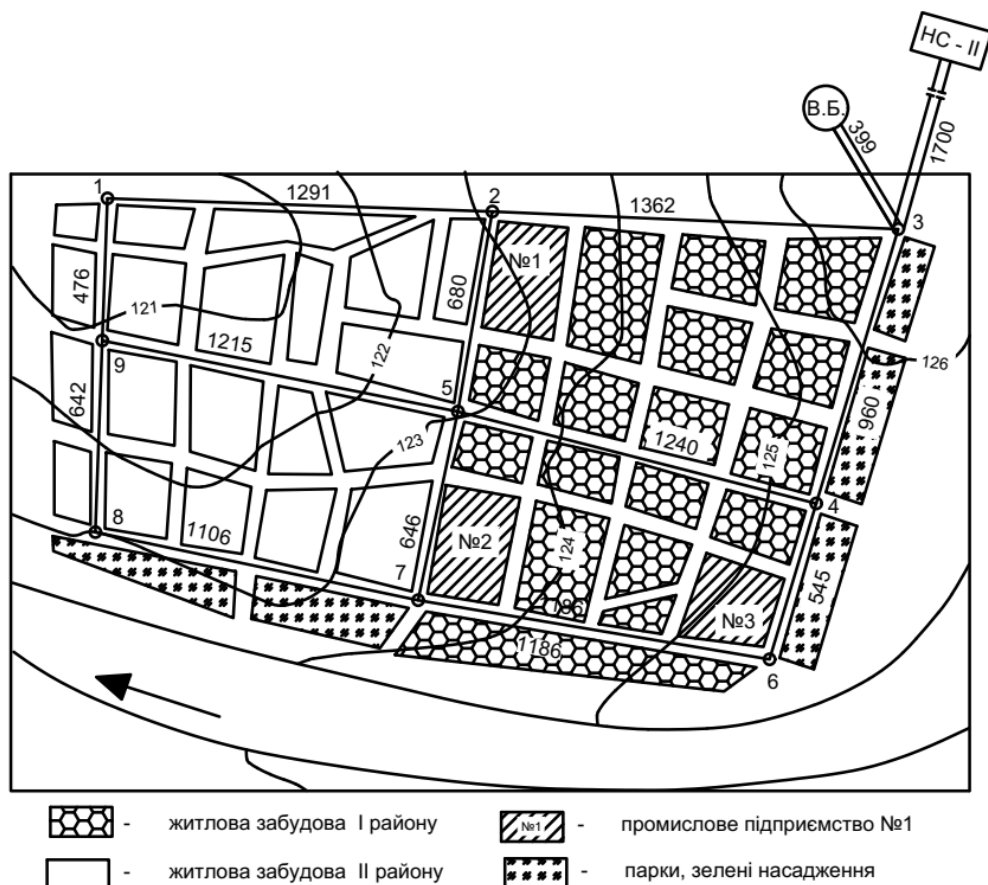


Рис.1.1.2 Траса магістральної водопровідної мережі і водоводів

1.1.4 Визначення місткості регулюючих споруд

Регулюючий об'єм водонапірної башти визначено шляхом суміщення графіків водоспоживання і водоподачі насосами II підйому (табл. 1.8).

Таблиця 1.1.8

Визначення регулюючого об'єму бака водонапірної башти					
Години доби	Qмста, м3/год	QНС-II, м3/год	Витрата q у бак, м3/год	Витрата q із бака, м3/год	Об'єм води W у баку, м3
1	2	3	4	5	6
0-1	769,74	739,10		30,64	30,64
1-2	719,22	739,10	-19,89		10,75
2-3	664,27	739,10	-74,83		-64,08
3-4	670,38	739,10	-68,73		-132,81
4-5	871,91	739,10		132,81	0,00
5-6	1049,17	1273,01	-223,84		-223,84
6-7	1207,96	1273,01	-65,05		-288,89
7-8	1366,76	1273,01		93,75	-195,15
8-9	1409,13	1273,01		136,12	-59,03
9-10	1468,95	1273,01		195,94	136,90
10-11	1407,90	1273,01		134,89	271,79
11-12	1395,69	1273,01		122,68	394,46
12-13	1209,40	1273,01	-63,61		330,86
13-14	1184,98	1273,01	-88,03		242,83
14-15	1252,17	1273,01	-20,84		221,98
15-16	1294,94	1273,01		21,93	243,91
16-17	1343,95	1273,01		70,94	314,85
17-18	1184,58	1273,01	-88,43		226,42
18-19	1154,02	1273,01	-118,99		107,44
19-20	1318,09	1273,01		45,08	152,52
20-21	1263,11	1273,01	-9,90		142,61
21-22	1378,15	1273,01		105,14	247,76
22-23	1231,57	1273,01	-41,44		206,31
23-24	1066,70	1273,01	-206,31		0,00
Всього	27882,69	27882,71	-1089,89	1089,89	

Регулюючий об'єм бака башти дорівнює арифметичній сумі найбільшого додатного (394,46) і від'ємного (-288,89) значень залишку води в баку. Отже $W_{\text{рег.б}} = 683,36 \text{ м}^3$.

Для наступних обчислень отриманий регулюючий об'єм водонапірної башти зменшуємо на 10% (тобто на $68,34 \text{ м}^3$), оскільки розраховуємо водопровідну мережу з контррезервуаром. Отже: $W_{\text{рег.б}} = 683,36 - 68,34 = 615,02 \text{ м}^3$

Протипожежний запас води в башті, визначаємо з розрахунку на 10-хвилинну тривалість гасіння однієї зовнішньої та однієї внутрішньої пожеж при одночасних найбільших витратах на інші цілі: $W_{\text{пож.б}} = 0,6(q_{\text{п.з}} + q_{\text{п.в}} + q_{\text{б.мах}}), \text{ м}^3$

де $q_{\text{п.з}}$ і $q_{\text{п.в}}$ – розрахункові витрати води на гасіння однієї зовнішньої ($q_{\text{п.з}} = 35 \text{ л/с}$) і однієї внутрішньої ($q_{\text{п.в}} = 5 \text{ л/с}$) пожеж; $q_{\text{б.мах}}$ – витрата води з бака башти в годину максимального водоспоживання, л/с.

$$W_{\text{пож.б}} = 0,6(35 + 5 + 9,75/3,6) = 39,62 \text{ м}^3$$

Повний об'єм бака водонапірної башти обчислюємо за формулою

$$W_6 = W_{\text{рег.б}} + W_{\text{пож.б}} = 615,02 + 39,62 = 654,65 \text{ м}^3$$

Обираємо водонапірну башту з об'ємом бака $W_6 = 700 \text{ м}^3$. Отже, діаметр бака становитиме $D_6 = \sqrt[3]{700/0,785} = 9,625 \text{ м}$; висота регулюючого об'єму $h_{\text{рег.б}} = \frac{1,27 \cdot 615,02}{9,625^2} = 8,431 \text{ м}$, а протипожежного $h_{\text{пож.б}} = \frac{1,27 \cdot 39,62}{9,625^2} = 0,543$.

Регулюючий об'єм РЧВ визначаємо шляхом суміщення графіків подачі насосами 1-го і 2-го підйомів (табл. 1.1.9).

Таблиця 1.1.9

Визначення регулюючого об'єму РЧВ					
Години доби	QHС-I, м3/год	QHС-II, м3/год	q до РЧВ, м3/год	q із РЧВ, м3/год	W у РЧВ, м3
1	2	3	4	5	6
0-1	1161,78	739,10	422,68		422,68
1-2	1161,78	739,10	422,68		845,35
2-3	1161,78	739,10	422,68		1268,03
3-4	1161,78	739,10	422,68		1690,70
4-5	1161,78	739,10	422,68		2113,38
5-6	1161,78	1273,01		-111,23	2002,15
6-7	1161,78	1273,01		-111,23	1890,92
7-8	1161,78	1273,01		-111,23	1779,69
8-9	1161,78	1273,01		-111,23	1668,46
9-10	1161,78	1273,01		-111,23	1557,23
10-11	1161,78	1273,01		-111,23	1446,00
11-12	1161,78	1273,01		-111,23	1334,77
12-13	1161,78	1273,01		-111,23	1223,53
13-14	1161,78	1273,01		-111,23	1112,30
14-15	1161,78	1273,01		-111,23	1001,07
15-16	1161,78	1273,01		-111,23	889,84
16-17	1161,78	1273,01		-111,23	778,61
17-18	1161,78	1273,01		-111,23	667,38
18-19	1161,78	1273,01		-111,23	556,15
19-20	1161,78	1273,01		-111,23	444,92
20-21	1161,78	1273,01		-111,23	333,69
21-22	1161,78	1273,01		-111,23	222,46
22-23	1161,78	1273,01		-111,23	111,23
23-24	1161,78	1273,01		-111,23	0,00
Всього	27882,71	27882,71	2113,38	-2113,38	

$$W_{\text{рег.р}} = 2113,38 \text{ м}^3$$

Регулюючий об'єм води в РЧВ збільшуємо на величину зменшеного регулюючого об'єму башти ($131,61 \text{ м}^3$), тобто $W_{\text{рег.р}} = 2113,38 + 68,34 = 2181,72 \text{ м}^3$

$$\text{Повний об'єм РЧВ: } W_{\text{рчв}} = W_{\text{рег.р}} + W_{\text{пож.р}} + W_{\text{в.п}}, \quad (6)$$

де $W_{\text{в.п}}$ – запас води на власні потреби станцій підготовки води (приймаємо $W_{\text{в.п}} = 0,06 * Q_{\text{доб.мах}} = 0,06 * 27882,71 = 1672,9626 \text{ м}^3$); $W_{\text{пож.р}}$ – пожежний запас води: $W_{\text{пож.р}} = T_{\text{п}}(3,6 * q_{\text{п}} - Q_1) + W_{\text{госп}}, \quad (7)$

де $T_{\text{п}} = 3$ – час гасіння пожежі в системах водопостачання І категорії; $q_{\text{п}}$ – витрати води на гасіння розрахункової кількості пожеж у населеному пункті, ($q_{\text{п}} = 2 * 35 = 70 \text{ л/с}$); $Q_1 = 1208,48 \text{ м}^3/\text{год}$ – подача води НС-І в РЧВ; 3,6 – коефіцієнт переведення л/с у $\text{м}^3/\text{год}$;

$W_{\text{госп}} = 1468,95 + 1407,9 + 1395,69 = 4272,54 \text{ м}^3$ – об'єм води, що споживається за три суміжні години найбільшого водоспоживання (графа 19 табл.6).

$$W_{\text{пож.р}} = 3 (3,6 * 70 - 1161,78) + 4272,54 = 1543,20 \text{ м}^3$$

$$W_{\text{рчв}} = 2181,72 + 1543,20 + 1672,9626 = 5397,88 \text{ м}^3$$

Приймаємо два прямокутні РЧВ місткістю 3000 м^3 кожний і розмірами: довжина – 27 м; ширина – 24 м; глибина води – $h_{\text{р}} = 4,8 \text{ м}$.

Глибини об'ємів води:

$$\text{– регулюючого } h_{\text{рег.р}} = \frac{W_{\text{рег.р}}}{n * F_{\text{рчв}}} = \frac{2181,72}{2 * 27 * 24} = 1,68 \text{ м};$$

$$\text{– пожежного } h_{\text{пож.р}} = \frac{1543,20}{2 * 27 * 24} = 1,19 \text{ м};$$

$$\text{– на власні потреби } h_{\text{в.п}} = \frac{1672,9626}{2 * 27 * 24} = 1,29 \text{ м}.$$

Відмітка максимального рівня води в резервуарі: $Z_{\text{мах.р}} = Z_{\text{з.р}} + \Delta h_{\text{р}} = 127 + 1 = 128 \text{ м}$

де $Z_{\text{з.р}}$ – відмітка поверхні землі в місці знаходження майданчика РЧВ і НС-ІІ, м; $\Delta h_{\text{р}}$ – перевищення максимального рівня води над поверхнею землі, м.

$$\text{Відмітка дна РЧВ: } Z_{\text{д.р}} = Z_{\text{мах.р}} - h_{\text{р}} = 128 - 4,84 = 123,16 \text{ м}$$

Відмітка мінімального рівня води в РЧВ: $Z_{\text{мін.р}} = Z_{\text{мах.р}} - h_{\text{рег.р}} - h_{\text{в.п}} = 128 - 1,68 - 1,29 = 125,03 \text{ м}.$

1.1.5 Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води

Для гідравлічного розрахунку магістральної водопровідної мережі витрати води на різні потреби в годину максимального водоспоживання та максимального транзиту води в башту, виписані з табл.6, переводимо у секундні. Результати заносимо в таблицю 1.1.10.

Таблиця 1.1.10

Визначення розрахункових секундних витрат води								
Розмірність	Q _{нас.І}	Q _{нас.ІІ}	Q _{підпр..І}	Q _{підпр..2}	Q _{підпр..3}	Q _{пол..І}	Q _{пол..2}	Всього
година максимального водоспоживання								
м ³ /Год	714,29	534,6	39,81	123,76	56,48	0	0	1468,95
л/с	198,41	148,50	11,06	34,38	15,69	0,00	0,00	408,04
година максимального транзиту води в башту								
м ³ /Год	329,67	128,304	0,00	110,13	42,35	231,25	225	1066,70
л/с	91,58	35,64	0,00	30,59	11,76	64,24	62,50	296,31

Використовуючи таблицю 1.1.8, обираємо значення для визначення секундних витрат живлення мережі для двох розрахункових режимів. Результати заносимо в таблицю 1.11. При пожежі башту вважаємо відключеною.

Таблиця 1.1.11

Визначення секундних витрат живлення мережі					
Одиниця	Режим	Водоспоживання	Подача насосів	Надходження води з башти	Подача води в башту
м ³ /Год	max	1468,95	1273,01	195,94	0
л/с		408,04	353,61	54,43	0
м ³ /Год	max+пож	1720,95	1720,95	0	0
л/с		478,04	478,04036458	0	0

1.1.6 Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів

Для кожного з районів визначається питома витрата води (див.табл 1.1.10):

- при максимальному водоспоживанні:

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{q_{\text{нас.І}} + q_{\text{пол.І}}}{L_{\text{І}}} = \frac{198,4125 + 0}{4755,5} = 0,042 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{q_{\text{нас.ІІ}} + q_{\text{пол.ІІ}}}{L_{\text{ІІ}}} = \frac{148,5 + 0}{5275} = 0,028 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

- при максимальному транзиті води в башту:

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{q_{\text{нас.І}} + q_{\text{пол.І}}}{L_{\text{І}}} = \frac{91,58 + 64,24}{4755,5} = 0,033 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{q_{\text{нас.ІІ}} + q_{\text{пол.ІІ}}}{L_{\text{ІІ}}} = \frac{35,64 + 62,5}{5275} = 0,019 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

Визначаються дорожні витрати q_d на всіх розрахункових ділянках, як добуток питомої витрати води $q_{\text{пит}}$ при певному режимі і розрахункової довжини ділянки (табл. 1.1.12).

Таблиця 1.1.12

Визначення дорожніх витрат води			
Ділянка	Фактична довжина, м	Розрахункова довжина, м	$q_d, \text{л/с}$
Район I			
5-7	646	323	13,48
7-8	1114	1114	46,48
8-9	642	642	26,79
9-5	1215	1215	50,69
9-1	476	476	19,86
1-2	1291	645,5	26,93
2-5	680	340	14,19
Разом	6064	$\Sigma = 4755,5$	198,41
Район II			
2-5	680	340	9,57
5-7	646	323	9,09
2-3	1362	681	19,17
3-4	960	960	27,03
5-4	1240	1240	34,91
4-6	545	545	15,34
7-6	1186	1186	33,39
Разом	6619	$L_{II} = 5275$	148,50
Всього	12683	10030,5	346,913

В таблиці 1.1.13 для кожного розрахункового режиму визначаються вузлові витрати $q_{\text{вузл}}$, л/с: $q_{\text{вузл}} = \frac{\Sigma q_d}{2}$, (8)

У зосереджені витрати $q_{\text{зос}}$ записуємо (з табл. 1.1.10) витрати підприємств $q_{\text{підпр}}$, що приєднані до вузлів 3, 6 і 9, крім того, при транзиті додатково враховуємо у вузлі 3 витрату в башту (44,78 л/с). Для режиму пожежогасіння призначаємо розрахункові витрати води для гасіння пожеж $q_{\text{пож}}$ у вузлах 3 і 6.

1.1.7 Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі

Таблиця 1.1.13

№ вузла	Визначення вузлових відборів				
	max			max+пож	
	$q_{\text{вузл}}, \text{л/с}$	$q_{\text{зос}}, \text{л/с}$	$Q_{\text{вузл}}, \text{л/с}$	$q_{\text{пож}}, \text{л/с}$	$Q_{\text{вузл}}, \text{л/с}$
1	23,396		23,396		23,396
2	34,93	11,06	45,989		45,989
3	23,098		23,098		23,098
4	38,638		38,638		38,638
5	65,964		65,964		65,964
6	24,365	15,69	40,055		40,055
7	51,218	34,38	85,596		85,596
8	36,633		36,633	35	71,633
9	48,67		48,670	35	83,670
Разом	346,912	61,13	408,040	70	478,040

де A – питомий гідравлічний опір трубопроводу, $(с/л)^2$; K_1 – коефіцієнт поправки залежно від швидкості руху води V ; l – довжина ділянки трубопроводу, м.

$$\text{Поправочна витрата кільця } \Delta q_k: \Delta q_k = \frac{|\Delta h|}{2 * \sum(Sq)} = \frac{|\Delta h|}{2 * \sum(\frac{h}{q})}, \quad (11)$$

де Δh – нев'язка кільця, м.

Гідравлічний розрахунок трубопроводів на відгалуженнях для підключення підприємств башти для двох режимів та водоводів для всіх розрахункових режимів, наведено в таблиці 1.1.16.

Таблиця 1.1.16

Гідравлічний розрахунок підключаючих трубопроводів і водоводів						
Ділянка	Довжина l , км	Діаметр D , мм	Витрата q , л/с	Швидкість, V , м/с	$1000i$, м/км	$h = 1000i \times l$, м
2 - № 1	0,039	75	5,53	1,25	28,8	1,12
7 - № 2	0,038	150	17,19	0,97	9,494	0,36
6 - № 3	0,047	80	7,85	1,56	28,7	1,35
3 – ВБ (max)	0,399	175	27,21	1,13	15,4	6,14
НС-II – 3 (max)	1,7	450	176,81	1,1	2,21	3,76
НС-II – 3 (max+пож)	1,7	450	239,02	1,50	6,776	11,52

Таблиця 1.1.14

Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	17 наближення									
				Dqкільця	Dqсум.кільця	Dq	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	h = S*q ²	h/q
1	1-9	476	150	0,00		0,00	8,56	0,48	1,16	20490,66	-1,00	-1,50	0,18
	1-2	1291	200	0,00		0,00	31,95	1,02	1,03	10744,51	-1,00	-10,97	0,34
	2-5	680	150	0,00	0,00	0,00	16,00	0,91	1,04	26244,19	1,00	6,71	0,42
	5-9	1215	250	0,00	0,00	0,00	42,27	0,86	1,05	3218,95	1,00	5,75	0,14
											Δh кільця =	0,00	1,07
2											Δq кільця =	0,00	
	2-3	1362	300	0,00		0,00	93,94	1,33	1,00	1291,86	-1,00	-11,40	0,12
	3-4	960	500	0,00		0,00	291,01	1,48	1,00	65,07	1,00	5,51	0,02
	4-5	1240	300	0,00	0,00	0,00	103,51	1,47	1,00	1176,14	1,00	12,60	0,12
	2-5	680	150	0,00	0,00	0,00	16,00	0,91	1,04	26244,19	-1,00	-6,71	0,42
3											Δh кільця =	0,00	0,68
											Δq кільця =	0,00	
	4-5	1240	300	0,00	0,00	0,00	103,51	1,47	1,00	1176,14	-1,00	-12,60	0,12
	4-6	545	400	0,00		0,00	148,86	1,19	1,00	119,66	1,00	2,65	0,02
	6-7	1186	300	0,00		0,00	108,80	1,54	1,00	1124,92	1,00	13,32	0,12
4	5-7	646	150	0,00	0,00	0,00	11,27	0,64	1,11	26514,20	-1,00	-3,37	0,30
											Δh кільця =	0,00	0,56
											Δq кільця =	0,00	
	5-7	646	150	0,00	0,00	0,00	11,27	0,64	1,11	26514,20	1,00	3,37	0,30
	7-8	1106	250	0,00		0,00	34,47	0,70	1,09	3033,63	1,00	3,61	0,10
4	5-9	1215	250	0,00	0,00	0,00	42,27	0,86	1,05	3218,95	-1,00	-5,75	0,14
	8-9	642	100	0,00	0,00	0,00	2,16	0,27	1,31	262145,93	-1,00	-1,22	0,57
											Δh кільця =	0,00	1,11
											Δq кільця =	0,00	
											Δh контура =	0,00	

Таблиця 1.1.15

Гідрравлічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання + пожежі

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	Докільця	Досум.кільця	Dq	q, л/с	V, м/с	K1	S	знак	h = S*q ²	h/q
1	1-9	0	0	0,00		0,00	19,39	1,10	1,02	17955,82	-1,00	-6,75	0,35
	1-2	0	0	0,00		0,00	42,78	1,36	1,00	10446,77	-1,00	-19,12	0,45
	2-5	0	0	0,00	0,00	0,00	21,30	1,21	1,00	25234,80	1,00	11,45	0,54
	5-9	0	0	0,00	0,00	0,00	68,51	1,40	1,00	3071,52	1,00	14,42	0,21
											Δh кільця =	0,00	1,54
2	2-3	0	0	0,00		0,00	110,08	1,56	1,00	1291,86	-1,00	-15,65	0,14
	3-4	0	0	0,00		0,00	344,86	1,76	1,00	65,07	1,00	7,74	0,02
	4-5	0	0	0,00	0,00	0,00	128,33	1,82	1,00	1176,14	1,00	19,37	0,15
	2-5	0	0	0,00	0,00	0,00	21,30	1,21	1,00	25234,80	-1,00	-11,45	0,54
											Δh кільця =	0,00	0,85
3	4-5	0	0	0,00	0,00	0,00	128,33	1,82	1,00	1176,14	-1,00	-19,37	0,15
	4-6	0	0	0,00		0,00	177,90	1,42	1,00	119,30	1,00	3,78	0,02
	6-7	0	0	0,00		0,00	137,85	1,95	1,00	1124,92	1,00	21,37	0,16
	5-7	0	0	0,00	0,00	0,00	15,16	0,86	1,05	25171,71	-1,00	-5,78	0,38
											Δh кільця =	0,00	0,71
4	5-7	0	0	0,00	0,00	0,00	15,16	0,86	1,05	25171,71	1,00	5,78	0,38
	7-8	0	0	0,00		0,00	67,41	1,37	1,00	2795,97	1,00	12,70	0,19
	5-9	0	0	0,00	0,00	0,00	68,51	1,40	1,00	3071,52	-1,00	-14,42	0,21
	8-9	0	0	0,00		0,00	4,23	0,54	1,14	227726,77	-1,00	-4,07	0,96
											Δh кільця =	0,00	1,74
										Δq кільця =	0,00	0,00	
										Δh контура =	0,00	0,00	

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

На розрахункових схемах мережі рис.1.1.5-1.1.6 вказано значення, отримані при гідравлічному розрахунку.

Потрібний вільний напір $H_{\text{тр}}$ (кількість поверхів n):

$$H_{\text{тр}} = 4(n - 1) + 10, \text{ м} \quad (12)$$

Значення фактичних вільних напорів у вузлах:

$$H_{\text{віль.і}} = \Pi_i - Z_{\text{з.і}}, \text{ м} \quad (13)$$

де Π_i – п'єзометрична відмітка у i -му вузлі водопровідної мережі; $Z_{\text{з.і}}$ – відмітка поверхні землі. Значення Π_i в інших вузлах мережі визначаємо при послідовному обході всіх вузлових точок: $\Pi_{i+1} = \Pi_i \pm h_i, \text{ м} \quad (14)$

Диктуюча точка для режиму максимального водоспоживання та режиму пожежогасіння і максимального транзиту води в башту буде вузол 8.

Розрахункові схеми для усіх розрахункових режимів (рис. 1.1.5-1.1.6) та профіль по зовнішньому контуру водопровідної мережі (рис.1.1.7).

П'єзометрична відмітка для режиму максимального транзиту води в башту:

$$Z_{\text{max.б}} = Z_{\text{min.б}} + h_{\text{рег.б}} = 177,12 + 8,431 = 185,551 \text{ м}$$

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

Висота дна бака над поверхнею землі:

$$H_{\text{б}} = Z_{\text{min.б}} - h_{\text{пож.б}} - z_{\text{з.б}} = 177,12 - 0,543 - 126,3 = 50,277 \text{ м}$$

де $h_{\text{пож.б}}$ – висота протипожежного об'єму води в башті, м; $z_{\text{з.б}}$ – відмітка поверхні землі біля башти.

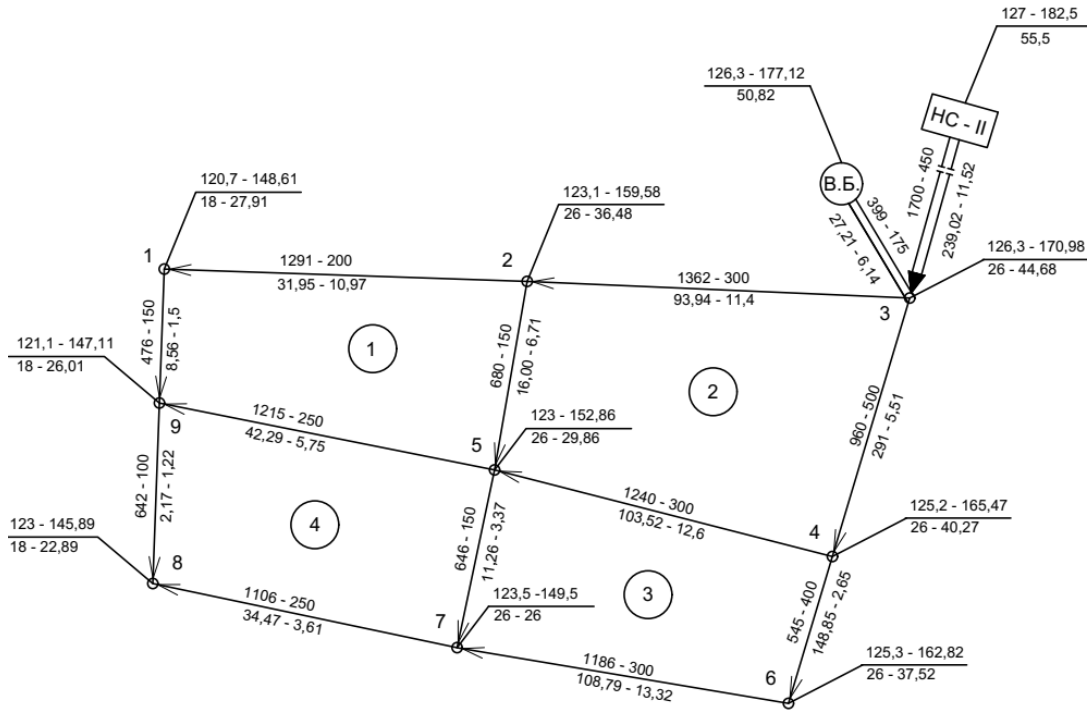


Рис. 1.1.5 Розрахункова схема мережі для режиму максимального водоспоживання

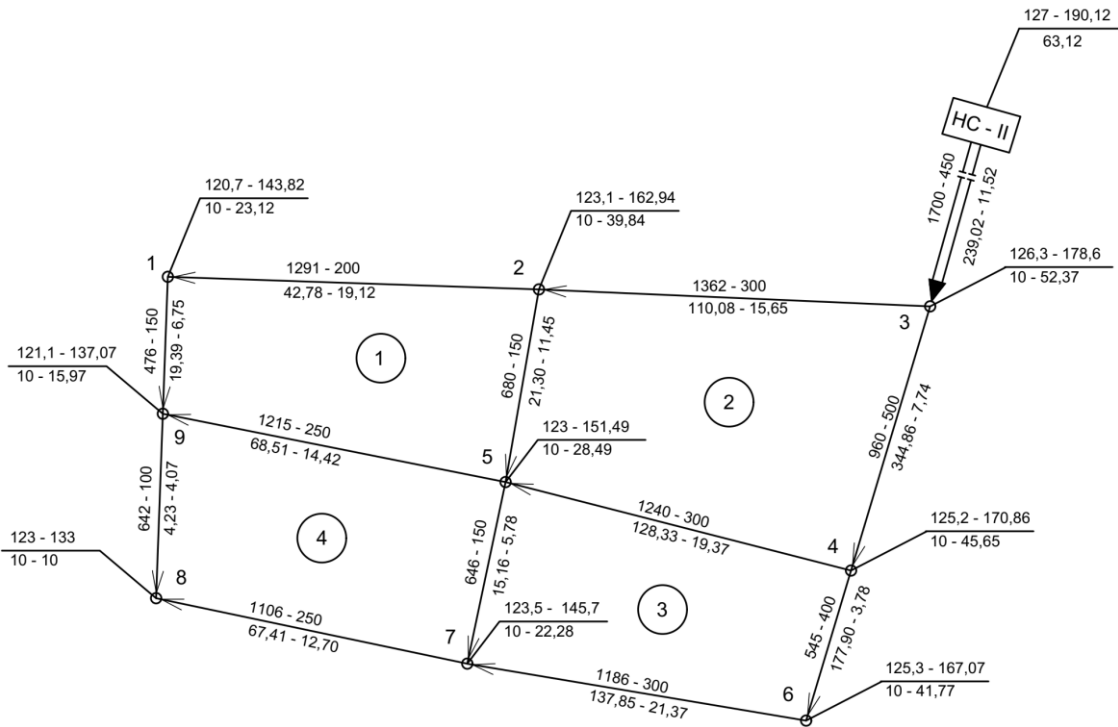
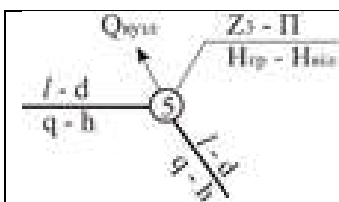
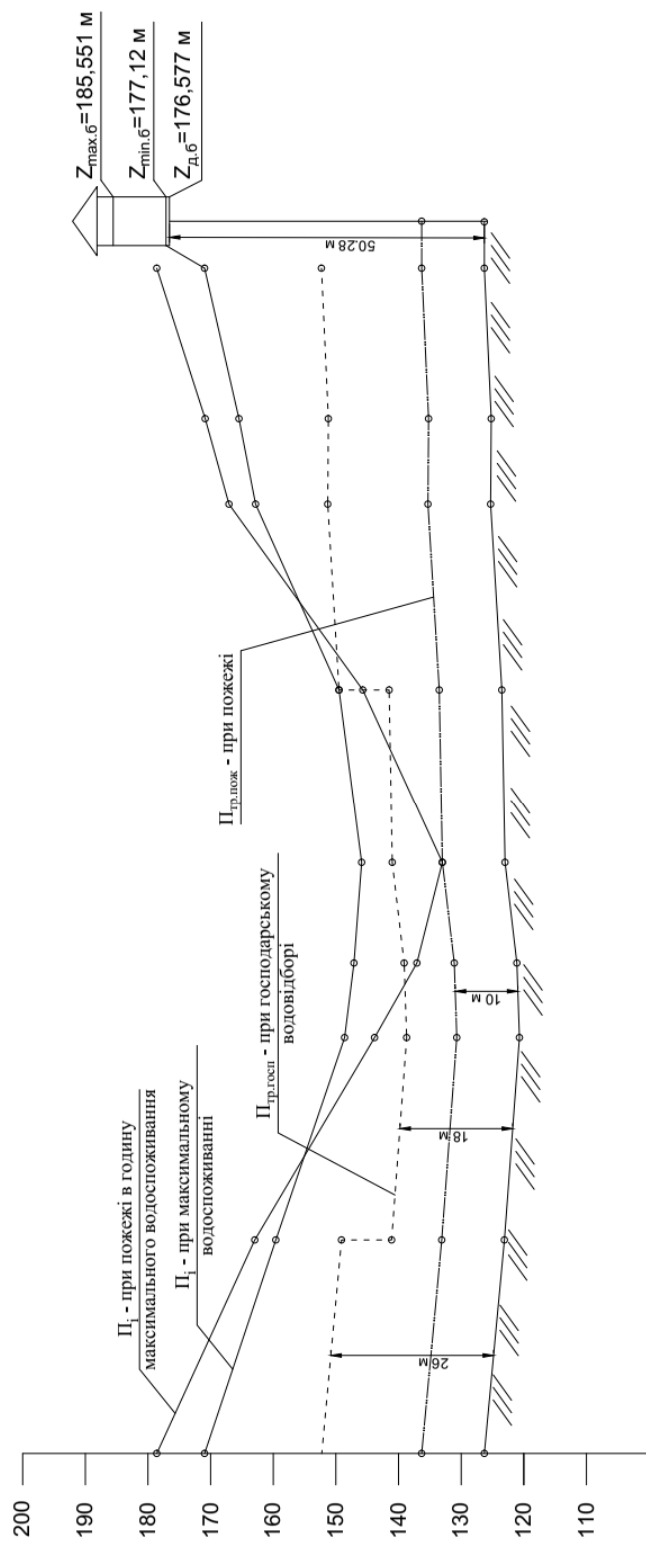


Рис. 1.1.6 Розрахункова схема мережі для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання



Позначки на рис.5-6: l – довжина ділянки, м; d – діаметр, мм; q – витрата води, л/с; h – втрати напору, м; $z_з$ – відмітка поверхні землі, м; Π – п'езометрична відмітка, м; $H_{тр}$ – потрібний вільний напір, м; $H_{віл}$ – фактичний вільний напір, м; $Q_{вузл}$ – вузловий відбір, л/с

Рис. 1.1.1.7 Графік потрібних та фактичних п'єзометричних напорів



№ вузла	3	2	1	9	8	7	6	4	3	ББ
L, м	1362	1291	476	642	1106	1186	545	960	250	-
Z _{землі} , М	126,3	123,1	120,7	121,1	123	123,5	125,3	125,2	126,3	126,3
$\Pi_{i, макс.}$, М	170,96	159,58	148,61	147,11	145,89	149,5	162,82	165,47	170,96	177,12
$\Pi_{i, пожеж.}$, М	178,6	162,94	143,82	137,07	133	145,7	167,07	170,86	178,6	
$\Pi_{гр.госп.}$, М	152,3	141,1	138,7	139,1	141	149,5	151,3	151,2	152,3	
$\Pi_{гр.пож.}$, М	136,3	133,1	130,7	131,1	133	133,5	135,3	135,2	136,3	

1.2 Водозабірні споруди

Вихідні дані:

Чисельність жителів населеного пункту, тис. осіб	73000
Максимальне добове водоспоживання, $\Sigma Q_{\text{макс}}$, тис. м ³	27883
П'єзометрична позначка подачі води, Н, м	28
Берег (лівий/правий), Л, П	П
Найвища каламутність, ρ , кг/м ³	0.8
Товщина льоду, $h_{\text{л}}$, м	0.5
Шуга, бал	2
Середній діаметр зависі, $d \cdot 10^{-4}$, м	1.1

1.2.1 Визначення продуктивності водозабору

Необхідна продуктивність водозабору на розрахунковий період:

$$Q_{\text{розр}} = Q * K_1 * K_2 * K_3 = 27889 * 1,1 * 1,1 * 0,32 = 33745,69 \frac{\text{м}^3}{\text{добу}} \quad (14)$$

$K_1 = 1.1$ - враховує неврахованих раніше споживачів ($K_1 = 1,1-1,2$).

$K_2 = 1.1$ - враховує витрати на власні потреби станції ($K_2 = 1,05-1,0$).

K_3 – коефіцієнт добової нерівномірності:

$$Q * K_3 = Q_{\text{доб.макс.}} = 27883 \text{ м}^3 = 0,32 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} \quad (15)$$

Необхідна продуктивність водозабору на перспективу:

$$Q_{\text{персп}} = Q_{\text{розр}} * K_4 = 33745,69 * 1,2 = 40494,83 \frac{\text{м}^3}{\text{добу}} \quad (16)$$

$K_4 = 1,2$ – коефіцієнт, який враховує збільшене водопостачання на перспективу ($K_4 = 1,2-1,3$).

Розрахункові дані зводять в табл. 1.2.1.

№ пор	Водоспоживання	Розрахунковий період		Перспектива	
		м ³ /добу	м ³ /с	м ³ /добу	м ³ /с
1	Загальна потреба Q	33745,69	0,39	40494,83	0,47

1.2.2 Вибір джерела водопостачання

В якості мінімальних витрат річки беруть найменші із середньомісячних витрат за багатолітній період спостережень (95% або 90% залежно від прийнятої категорії надійності системи водопостачання за табл. 1.2.2) із таким коефіцієнтом: $K_{\text{сан}} = 0,35$ при витратах від 10 до 50 м³/с.

Забезпеченість розрахункових витрат і рівнів води беруть відповідно до категорії систем водопостачання за завданням на проект та

вимогами ДБН [1, пп. 7.8, 9.2.3], і заносять до табл. 1.2.4, з урахуванням розрахункових режимів у заданому створі водозабору (табл. 1.2.3) при найменших витратах води у річці.

Таблиця 1.2.2			
Категорія систем водопостачання по ступеням забезпечення подачі води	Забезпеченість розрахункових параметрів поверхневого джерела, %		
	Мінімальні середньомісячні витрати води	Розрахункові рівні води	
		Максимальні	Мінімальні
I	95	1	97

Таблиця 1.2.3					
Витратні режими в створі водозабору, м ³ /с					
Номер ділянки	Процент забезпеченості середньомісячної витрати річки				
	97	95	1	10	50
1	25/17	35/20	260	160	60/50

Значення мінімальної санітарної витрати $Q_{роз}^{сан}$ та $Q_{персп}^{сан}$, м³/с, мають задовольняти вимогу:

$$Q_{роз}^{сан} = Q_p - Q_{роз} \geq Q_{95(90\%)} \cdot K_{сан} \quad (17)$$

$$Q_{роз}^{сан} = 17 - 0.39 \geq 17 \cdot 0.35; Q_{роз}^{сан} = 16.61 \geq 5.95.$$

$$Q_{персп}^{сан} = Q_p - Q_{персп} \geq Q_{95(90\%)} \cdot K_{сан} \quad (18)$$

$$Q_{персп}^{сан} = 17 - 0.47 \geq 17 \cdot 0.35; Q_{персп}^{сан} = 16.53 \geq 5.95.$$

Розрахунки заносять до табл. 1.2.4.

Таблиця 1.2.4		
№п/п	Розрахункові витрати	Значення витрат, м ³ /с
1	$Q_{роз}$	0,39
2	$Q_{персп}$	0,47
3	$Q_{97\%}$	25/17
4	$Q_{сан.роз}$	16,61
5	$Q_{сан.персп}$	16,53

Висновок: витрати даного джерела достатньо для забезпечення водозабору без влаштування греблі. Якість води в річці задовольняє вимогам використання річки, як джерело питного водопостачання.

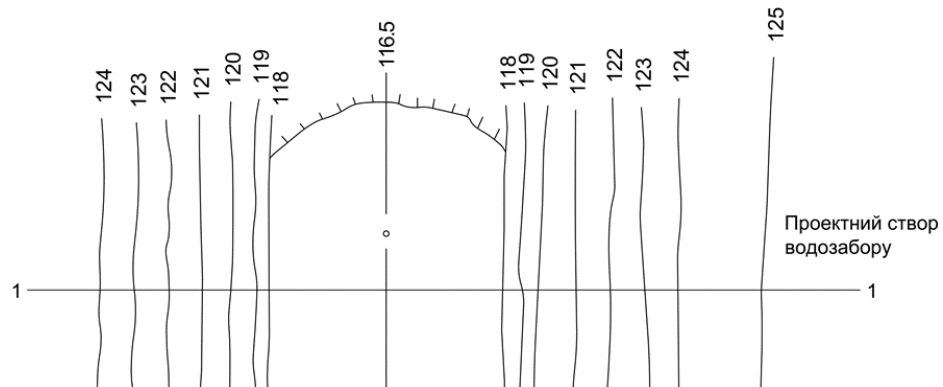
1.2.3 Вибір місця розташування водозабору

Дана річка має стрічково-грядовий тип деформації русла, тобто має місця сповзання гряд, які переміщуються вниз за течією без великих деформацій берегів в плані.

Водоприймальна споруда розміщується на правому березі вище міста за течією. Створ водозабору розміщується між грядками.

Місце розташування водозабору узгоджується з органами державними санітарними наглядами та ін. зацікавленими організаціями.

Створ розташування водозабірних споруд (розріз 1-1 див. план).



1.2.4 Тип та схема водозабору

Тип і схема водозабору обирається відповідно до поперечного профілю русла річки у прийнятому створі, на якому нанесені рівні води розрахункової забезпеченості.

Таблиця 1.2.5						
Таблиця рівнів і витрат у створі водозабору						
№	Категорія надійності	%	Витрати зимові/літні	Позначки рівнів води/глибини, м		
				Зимові	Літні	Весняні
1	I	97	25/17	119,7/110,2	119,1/109,6	-
2	I	95	35/20	120,2/110,7	119,5/110,0	-
5	I	50	60/50	121,1/111,6	119,7/110,2	-
6	I	1	260	-	-	124,2/114,7
8	I	10	160	-	-	122,7/113,2

Позначка дна – 116.5 м (на 0.5 м нижче найнижчої горизонталі).

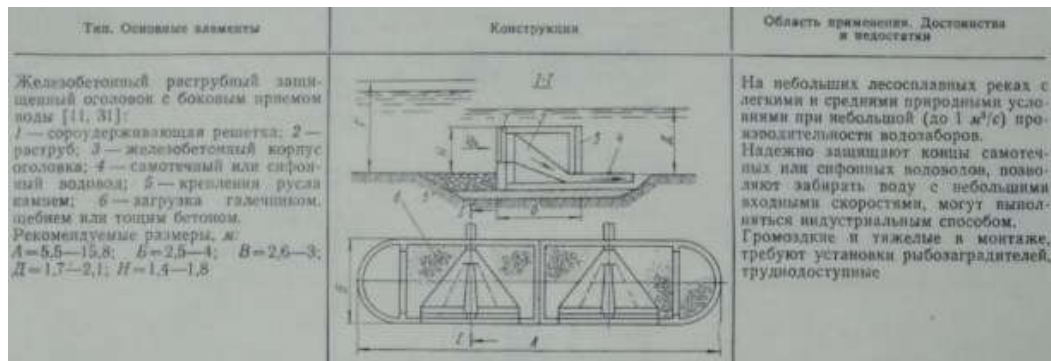
Визначаємо умови забору води з поверхневих джерел водопостачання:

Середні умови – за табл.13 ДБН [1.п.9.2.4] (найвища каламутність $\rho=0.8\text{кг/м}^3$, товщина льоду $h_{\text{л}}=0.5$ м, шуга - 2 бал.)

Річка має пологі береги, відсутні достатні глибини безпосередньо біля берега, берег і русло річки складають нескельні ґрунти (пісок і глина). За цих умов найдоцільнішим буде влаштування руслового водозабору.

Так як продуктивність водозабору мала $0,39/0,47 \text{ м}^3/\text{с} < 1 \text{ м}^3/\text{с}$ амплітуда коливань рівнів у річці ($124,2-119,1=5,1 \text{ м}$) невелика, приймаємо роздільне компонування.

Обираємо залізобетонний розтрубний захищений з боковим прийомом води. Оголовок розташовується в руслі річки на відстані 30 м від берегового колодязя, що споруджується на незатоплюваній ділянці берега.



Секції водозабору:

Згідно з п.9.2.8 ДБН [1] приймаємо кількість секцій водозабору I категорії – дві.

$$\text{Витрата однієї секції} : q_{\text{секц}} = \frac{Q_{\text{персп}}}{2} = \frac{0,47}{2} = 0,235 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} \quad (19)$$

$$\text{Площа водоприймальних вікон однієї секції: } \omega_{\text{бр}}^{\text{реш}} = 1,25 \frac{q_{\text{секц}} \cdot K_{\text{ст.}}}{V_{\text{вт.}}^{\text{реш}}} \quad (\text{м}^2) \quad (20)$$

$V_{\text{вт.}}^{\text{реш}}$ – швидкість втікання в отвори решітки за п.9.2.14 ДБН [1] приймаємо $V_{\text{вт.}}^{\text{реш}} = 0,20 \text{ м/с} \leq 0,25 \text{ м/с}$

$K_{\text{ст.}} = \frac{c+a}{a}$ - коефіцієнт стиснення отвору ($c=6-10 \text{ мм}$, $a=50 \text{ мм}$).

$$K_{\text{ст.}} = \frac{c+a}{a} = \frac{10+50}{50} = 1,2 \text{ мм} \quad (21); \quad \omega_{\text{бр}}^{\text{реш}} = 1,25 \frac{0,235 \cdot 1,2}{0,2} = 0,35 \text{ м}^2 \quad (22)$$

Можлива висота отвору водозабору за п.9.2.15 ДБН [1]:

$$H_{\text{отв}}^{\text{зим}} = H_{\text{зим}}^{\text{мін}} - 0,9 \cdot h_{\text{л}} - 0,2 - 0,5 = 3,2 - 0,9 \cdot 0,5 - 0,2 - 0,5 = 2,05 \text{ м} \quad (23)$$

$$H_{\text{отв}}^{\text{літо}} = H_{\text{зим}}^{\text{літо}} - 0,3 - 0,5 = 2,6 - 0,3 - 0,5 = 1,8 \text{ м} \quad (23)$$

Приймаємо дві плоскі решітки на дві секції шириною 600 мм, висотою 800 мм і масою 33кг. Основні розміри: $H=1040 \text{ мм}$, $H_1=900 \text{ мм}$, $H_2=800 \text{ мм}$, $h=50 \text{ мм}$, $h_1=40 \text{ мм}$, $L=700 \text{ мм}$, $L_1=600 \text{ мм}$. Площа вікна $0,48 \text{ м}^2$.

$$\text{Витрата сітки} : q_{\text{сітки}} = q_{\text{секц}} = 0,235 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} \quad (24)$$

$$\text{Площа однієї секції сітки: } \omega_{\text{бр}}^{\text{сітки}} = 1.25 \frac{q_{\text{сітки}} \cdot K_{\text{сітки}}}{V_{\text{вт.}}^{\text{сітки}}} \text{ (м}^2\text{)} \quad (25)$$

$K_{\text{сітки}}$ – коефіцієнт стиснення сітки ($a_{\text{ст}}=2\text{-}5$ мм, $c_{\text{ст}}=1\text{-}1,2$ мм).

$$K_{\text{сітки}} = \left(\frac{a_{\text{ст}} + c_{\text{ст}}}{a_{\text{ст}}} \right)^2 = \left(\frac{5 + 3.5}{5} \right)^2 = 2.89 \text{ мм} \quad (26)$$

$V_{\text{вт.}}^{\text{сітки}}$ - швидкість втікання в отвори решітки, приймаємо $V_{\text{вт.}}^{\text{сітки}} = 0.4$ м/с

$$\omega_{\text{бр}}^{\text{сітки}} = 1.25 \frac{0.235 \cdot 2.89}{0.4} = 2.12 \text{ мм} \quad (27)$$

Обираємо сітку з $d=1$ мм, вічко 3.5×3.5 мм, висотою $L=1000$ мм, шириною $H=800$ мм.

Витрати напору в сітці без розрахунку приймаємо $0,1$ м.

Від оголовку до берегового колодязю вода подається по водоводах. Згідно з п.9.2.22 [1] для I категорії приймаємо самопливні водоводи.

У весняний паводок рівень води піднімається до позначки 124.2 м, якій відповідає швидкість 1.28 м/с.

$$\text{Діаметр самопливної труби: } d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.39}{3.14 \cdot 1.3}} = 0.618 \text{ м} \quad (28)$$

Приймаємо сталеві труби $d_y=600$ мм, для яких $V_1=1.32$ м/с. у межень витрата води буде пропускатись по двом лініям зі швидкістю:

$$\frac{Q_{\text{розр}}}{2} = \frac{0.39}{2} = 0.195 \rightarrow V_2 = 0.65 \frac{\text{л}}{\text{с}} \quad (29)$$

$$\text{Втрати напору в самопливних лініях: } \sum h = L \cdot \sum \zeta \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (30)$$

$\sum \zeta$ - сума коефіцієнтів гідравлічних опорів втрат напору:

$$\begin{aligned} \sum \zeta &= \zeta_{\text{входу}} + \zeta_{\text{переходу}} + \zeta_{\text{коліна}} + \zeta_{\text{трийника}} + \zeta_{\text{засувки}} + \zeta_{\text{виходу}} = \\ &= 0.5 + 0.25 + 2 \cdot 0.45 + 0.1 + 0.5 + 1 = 3 \quad (31) \end{aligned}$$

Отже, втрати напору при русі води по одній самопливній лінії ($1000i=3.44$ при $V=1.32$ м/с):

1) По довжині: $h_d = L \cdot 1000i = 0.03 \cdot 3.44 = 0.1032$ м

2) У смітгезатримувальній решітці: $h_p = 0.1$ м

3) Місцеві втрати напору: $\sum h_m = \sum \zeta \cdot \frac{V^2}{2g} + h_p = 3 \cdot \frac{1.32^2}{2 \cdot 9.81} + 0.1 = 0.366$ м (32)

4) Загальна сума витрат напору: $\sum h_1 = h_d + \sum h_m = 0.1032 + 0.366 = 0.4692 = 0.47$ м (33)

При надходженні води в береговий колодязь по двом самопливним лініям втрати напору будуть такі ($1000i=0.94$ при $V=0.65$ м/с):

1) По довжині: $h_d = L \cdot 1000i = 0.03 \cdot 0.94 = 0.0282$ м (34)

2) У смітгезатримувальній решітці: $h_p = 0.1$ м

3) Місцеві втрати напору: $\sum h_m = \sum \zeta \cdot \frac{V^2}{2g} + h_p = 3 \cdot \frac{0.65^2}{2 \cdot 9.81} + 0.1 = 0.1646$ м (35)

4) Загальна сума витрат напору: $\sum h_2 = h_d + \sum h_m = 0.0282 + 0.1646 = 0.1928$ м (36)

Отже, відмітки рівня води у водоприймальній камері берегового колодязя будуть:

• У паводок: $Z_1 = Z_{\max} - \sum h_1 = 124.2 - 0.47 = 123.73$ м (37)

• У межень: $Z_2 = Z_{\min} - \sum h_2 = 119.1 - 0.193 = 118.907$ м (38)

• При виключенні однієї самопливної лінії на ремонт або промивання під час РНВ: $Z_3 = Z_{\min} - \sum h_1 = 119.1 - 0.47 = 118.63$ м (39)

Втрати напору в сітці приймаємо рівною 0.1 м. тоді відмітки рівнів води у всмоктувальній камері берегового колодязя будуть:

• У паводок: $Z_4 = Z_1 - 0.1 = 123.73 - 0.1 = 123.63$ м (40)

• У межень: $Z_5 = Z_2 - 0.1 = 118.907 - 0.1 = 118.807$ м (41)

• При виключенні однієї самопливної лінії:
 $Z_6 = Z_3 - 0.1 = 118.63 - 0.1 = 118.53$ м (42)

Береговий колодязь проектуємо із залізобетону, круглим у плані з внутрішнім діаметром 7.5 м, який прийнято конструктивно виходячи з умов можливості розміщення в колодязі труб, засувок, сходів, засобів видалення осаду та створення зручностей при їх експлуатації.

Відмітку верха сіток приймаємо на 0.15 м нижче найнижчого рівня води у водоприймальній камері: $Z_7 = Z_3 - 0.15 = 118.63 - 0.15 = 118.48$ м (43)

Нижній край сіток буде розташовуватись на відмітці: $Z_8 = Z_7 - H_c = 118.48 - 1 = 117.48$ м (44)

Поріг перед сітками приймаємо рівним 0.5 м. Отже, відмітка дна берегового колодязя у всмоктувальній камері: $Z_9 = Z_8 - 0.5 = 117.48 - 0.5 = 116.98$ м (45)

У водоприймальній камері споруджуємо приямок для сповзання осаду, для чого дно колодязя виконуємо з похилом $i \geq 0.005$ до приямку, глибину якого приймаємо рівною 0.7 м, а відмітку його дна на 0.7 м нижче відмітки дна колодязя перед сітками: $Z_{10} = Z_9 - 0.7 = 116.98 - 0.7 = 116.28$ м (46)

Відмітку верха самопливних труб при вході їх у береговий колодязь приймаємо на 0.5 м нижче найнижчого рівня води у водоприймальній камері: $Z_{11} = Z_3 - 0.5 = 118.63 - 0.5 = 118.13$ м (47)

Відмітку верха самопливних труб біля оголовка приймаємо на 0.2 м нижче дна камери оголовка: $Z_{12} = Z_{\text{дно}} - 0.2 = 116,5 - 0.2 = 116.3$ м (48)

Отже, самопливні труби слід прокладати з підйомом до берегового колодязя. Відстань від низу самопливних труб до дна приямка: $h = Z_{11} - d - Z_{10} = 118.13 - 0.6 - 116.28 = 1.25$ м (49)

Відмітку підлоги службового павільйону приймаємо на 0.15 м вище відмітки поверхні землі у місці спорудження берегового колодязя: $Z_{13} = Z_{\text{пз}} + 0.15 = 125 + 0.15 = 125.15$ м (50)

Отже, глибина берегового колодязя: $H = Z_{13} - Z_{10} = 125.15 - 116.28$ м = 8.87 м (51)

Колодязь споруджують опускним способом з водовідкачуванням. Мінімальна глибина води в всмоктувальній камері: $H_{\text{мін}} = Z_6 - Z_9 = 118.53 - 116.98 = 1.55 \text{ м}$ (52)

Зі всмоктувальної камери вода забирається всмоктувальними патрубками насосів і подається на очисні споруди.

Попередньо обираємо 4 насоси Д800-28 при:

$$\frac{Q_{\text{персп}}}{2} = \frac{40494.828}{2 \cdot 24} = 843.642 \text{ м}^3/\text{год} \text{ (2- робочі, 2- резервні).}$$

Діаметр всмоктувальних труб визначаємо по витраті води $Q = \frac{Q_{\text{персп}}}{2} = \frac{0.47}{2} = 0.235 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}$ (53)

і швидкості руху води в трубах: $D=450 \text{ мм}$, $V=1.375 \text{ м/с}$, $1000i=5.48$.

На кінцях труб встановлюється конусна воронка висотою 400 мм і діаметром розтруба $D_p=500 \text{ мм}$. Нижній край воронки заглиблюється під найнижчий рівень води у всмоктувальній камері на величину $H_1=2 \cdot D_p=2 \cdot 0.6=1.2 \text{ м}$.

Розтруб заглиблюється на глибину $H_p=1.4 \cdot D_p=1.4 \cdot 0.6=0.84 \text{ м}$

Отже, відмітка нижнього краю приймальної воронки всмоктувальних труб: $Z_{14} = Z_6 - H_p = 118.53 - 0.84 = 117.69 \text{ м}$ (54)

А відстань від дна всмоктувальної камери до низу воронки: $H_2 = Z_{14} - Z_9 = 117.69 - 116.98 = 0.71 \text{ м}$ (54)

Для усунення утворення воронок на кінцях всмоктуючих труб діючих споруд, встановлюється накладка діаметром: $D_n=2 \cdot D_p=2 \cdot 0.6=1.2 \text{ м}$

При висоті всмоктування відцентрових насосів $H_{\text{вс}}=4-5 \text{ м}$ відмітка верха всмоктувальної труби: $Z_{15} = Z_6 + 5 = 118.53 - 5 = 113.53 \text{ м}$ (55)

Для забезпечення безперебійної роботи водозабору водоприймальну і всмоктувальну камери берегового колодязя ділимо повздовжньою перегородкою на два відділення.

Самопливні лінії промиваються зворотним рухом води зі швидкістю $V_{\text{пр}}=1.8 \text{ м/с}$ та витратою $Q_{\text{пр}}=0.540 \text{ м}^3/\text{с}$. Швидкість руху води у трубопроводі, що підводить промивну воду, приймаємо 2-3 м/с, діаметр труб $d_y=500 \text{ мм}$ при

швидкості $V=2.58$ м/с. В межах водоприймального колодязя діаметр промивного трубопроводу зменшуємо на 2 сортаменти до 300мм.

Службовий павільйон проектується із цегли прямокутного перерізу в плані розмірами 4.5X7.5 м. Стіни його опираються на підземний залізобетонний береговий колодязь. Монтаж і демонтаж обладнання здійснюється за допомогою черв'ячної сталі.

1.2.5 Рибозахист

Обираємо рибозахисний пристрій – загороджувальний сітчастий струє-активний барабан, встановлений у транзитному потоці – згідно з п.4.32 [3]

Швидкість надходження води до водоприймачів із врахуванням вимог рибозахисту - 0,25 м/с для водотоків зі швидкістю течії більше ніж 0,4 м/с - за вимогами наведеними у п. 9.2.14 ДБН [1].

1.2.6 Зони санітарної охорони

ЗСО повинна складатися з трьох поясів за п.15.1.2 ДБН [1]:

- перший пояс (пояс суворого режиму), який включає територію розташування водозабірних споруд, майданчиків всіх водопровідних споруд і водопідвідного каналу;
- другий і третій пояси (пояси обмежень і спостережень), які включають територію, яка призначається для охорони джерел водопостачання від забруднення.

Для водопровідних споруд, розташованих поза другим поясом ЗСО джерела водопостачання, а також для санітарної охорони водоводів передбачають санітарно-захисні смуги.

У кожному з трьох поясів ЗСО, а також у межах санітарно-захисної смуги, відповідно до їх призначення, слід встановлювати спеціальний режим та визначати комплекс заходів, спрямованих на недопущення погіршення якості води.

Межу першого поясу ЗСО поверхневого джерела водопостачання, у тому числі водопідвідного каналу або ковша, слід встановлювати від водозабірної

споруди на відстані: вниз за течією - для водотоків (річки, канали) - не менше ніж 100 м відповідно до п.15.2.2.1 ДБН [1].

Межі другого поясу ЗСО водотоку слід встановлювати: - вниз за течією - не менше ніж 250 м - відповідно до п.15.2.2.2 ДБН [1].

Межі третього поясу ЗСО поверхневого джерела водопостачання повинні бути вгору і вниз за течією водотоку або в усі сторони по акваторії водойми такими, як для другого поясу; бокові межі по водорозділу, але не більше ніж 3 км - 5 км від водотоку чи водойми відповідно до п.15.2.2.4 ДБН [1].

1.3 Водопровідні очисні споруди

Вихідні дані:

Характеристика ґрунтів:	
Рослинний шар -	0-0,5 м
Супісь -	0,5-3 м
Глина -	3 м і нижче
Глибина рівня ґрунтових вод від мінімального рівня площадки очисних споруд:	- 1,8 м
Корисна продуктивність очисної станції:	27882,71 м ³ /доб
Каламутність:	
Найбільша -	300 мг/дм ³
Найменша -	80 мг/дм ³
Забарвленість:	20 град
Жорсткість:	
Некарбонатна -	4,6 мг-екв./дм ³
Карбонатна -	1,0 мг-екв./дм ³
Присмак:	2 бали
Запах:	3 бали
Окисленість:	7,1 мг/дм ³
Лужність:	1,0 ммоль/дм ³
Кількість фтору:	0,4 мг/л
Мікробіологічні показники:	
Загальна кількість бактерій -	120 шт
з них E. Coli -	11 т

1.3.1 Визначення витрати водоочисної станції

Повна витрата водоочисної станції: $Q_{ос.} = Q_{max,доб.} + Q_{в.п.} + Q_{дод.} =$
 $27,88271 + 0,836 + 1,134 = 29,853 \text{ тис.} \frac{\text{м}^3}{\text{доб}}$ (56)

$Q_{max,доб.}$ - доба максимального водоспоживання; $Q_{в.п.}$ - витрати води на власні потреби; $Q_{дод.}$ - додаткові витрати на поповнення протипожежного запасу.

Витрата води на власні потреби станції складають: $Q_{в.п.} = \frac{a}{100} Q_{max,доб.} =$
 $\frac{3}{100} 27,88271 = 0,836 \text{ тис.} \frac{\text{м}^3}{\text{доб}} = 836 \frac{\text{м}^3}{\text{доб}}$ (57)

Де a – витрата води на власні потреби станції у відсотках від $Q_{max,доб.}$ при повторному використанні промивної води визначається за п. 10.1.6 [1]. Кількість жителів: $N_{ж} = 73000$ осіб.

Отже, витрата води з водопровідної мережі на зовнішнє пожежогасіння в населеному пункті на 73 000 жителів – 35 л/с, розрахункова кількість одночасних пожеж - 3, згідно з п.6.2.2[1].

$$Q_{\text{дод.}} = \frac{3,6 * n * q_{\text{пож.}} * t_{\text{пож.}}}{T_{\text{пож.}}} * 24 = \frac{3,6 * 3 * 35 * 3}{24} * 24 = 1134 \frac{\text{м}^3}{\text{доб}} \quad (58)$$

Де n – кількість одночасних пожеж у місті; $q_{\text{пож.}}$ - витрата води на 1 пожежу, л/с; $t_{\text{пож.}}$ - розрахункова тривалість пожежі, год; $T_{\text{пож.}}$ – час відновлення пожежного запасу, год.

1.3.2 Вибір технологічної схеми очистки води

Для вибору технологічної схеми очистки води складаємо таблицю 1.3.1:

Таблиця 1.3.1

N з/р	Показники якості води, одиниці вимірювання	Величина показника		Технологічний процес очистки, що рекомендується
		Для води джерела	Норматив за ДержСанПін	
1	2	3	4	5
1	Каламутність найбільша, мг/дм ³ , мг/л	300	<1,5	Коагулювання. Обробка флокулянтами.
2	Каламутність найменша, мг/дм ³ , мг/л	80	<1,5	Коагулювання. Обробка флокулянтами.
3	Забарвленість, град	20	<20-35	Попереднє озонування. Коагулювання. Обробка флокулянтами. Хлорування.
4	Некарбонатна жорсткість, мг.-екв/дм ³	4,6	<7	-
5	Карбонатна жорсткість, мг.-екв/дм ⁴	1,0	<7	-
6	Присмак, бал	2,0	<2	Вуглевання. Попереднє хлорування із амонізацією. Обробка перманганатом калію. Озонування.
7	Запах, бал	3,0	<2	Вуглевання. Попереднє хлорування із амонізацією. Обробка перманганатом калію. Озонування.
8	Окисленість (окиснюваність пермаганатна), мг/дм ³	7,1	<5	
9	Лужність, ммоль/дм ³	1	≤6,5	Підлужування.
10	Фтор, мг/л	0,4	0,7	Фторування.
11	Загальна кількість бактерій, шт	120	<100	Хлорування, озонування.
12	E. Coli, шт	11	<1	Хлорування, озонування.

Попередньо обираємо основні споруди для освітлення і знебарвлення води враховуючи каламутність, забарвлення та витрату вихідної води за таблицею 16 [1]:

- Освітлювачі зі зваженим осадом та швидкі фільтри.

1.3.3 Розрахунок споруд і обладнання реагентного господарства.

Розрахунок доз реагентів

$$\text{Доза коагулянту } D_k [1]: D_k = 4\sqrt{3 Z_{\text{вих.вод.}}} = 4\sqrt{20} = 17,8 \frac{\text{мг}}{\text{дм}^3}, \left(\frac{\text{г}}{\text{м}^3}\right) \quad (59)$$

де $Z_{\text{вих.вод.}}$ – забарвленість вихідної води, град.

Для попередніх розрахунків при використанні аніонних органічних флокулянтів типу поліакриламідів (ПАА) його доза в перерахунку на безводну речовину може бути прийнята:

- $D_f = 0,20 \div 1,5 \frac{\text{мг}}{\text{дм}^3}$, при введенні перед відстійниками або освітлювачами зі зваженим осадом

Флокулянти вводяться в оброблювальну воду після коагулянту з розривом у часі 2-3 хвилини.

Хлорування здійснюється в два етапи [1]:

- попереднє хлорування для підтримки нормального санітарного стану споруд для покращення перебігу процесів коагулювання, знебарвлення і дезодорації води дозами $D_{\text{хл}}^{\text{п}} = 3 \div 10 \frac{\text{мг}}{\text{дм}^3}$ за 1-3 хвилини до введення коагулянту;
- остаточне хлорування (зnezараження води) дозами $D_{\text{хл}}^{\text{зн}} = 2 \div 3 \frac{\text{мг}}{\text{дм}^3}$

Дозу реагента для штучного підлучення визначають за формулою:

$$D_{\text{л}} = K_{\text{л}} \left(\frac{D_k}{e_k} - L_0 + 1 \right) = 28 \left(\frac{17,8}{57} - 1 + 1 \right) = 8,74 \frac{\text{мг}}{\text{дм}^3} \quad (60)$$

де D_k – розрахункова доза коагулянту, $\frac{\text{мг}}{\text{дм}^3}$;

e_k – молярна маса еквівалента коагулянта мг/мг-екв, яка дорівнює для $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 - 57$;

L_0 – мінімальна лужність оброблювальної води мг-екв/дм³;

K_L – коефіцієнт, який дорівнює для вапна (CaO) – 28.

Лужний реагент додається перед введенням коагулянту або разом з ним.

При вмісті у воді фтору менш $0,7 \frac{\text{мг}}{\text{дм}^3}$ здійснюють фторування води. Дозу фтормісного реагенту NaF визначають за формулою: $D_{\text{ф}} = (m_{\text{ф}} * a_{\text{ф}} - (\Phi^-)) \frac{100}{K_{\text{ф}}} * \frac{100}{C_{\text{ф}}} = (1 * 0,7 - (0,4)) \frac{100}{45} * \frac{100}{94} = 0,71 \frac{\text{мг}}{\text{дм}^3}$ (61)

де $m_{\text{ф}}$ – коефіцієнт, який враховує витрати фтору в залежності від місця вводу реагента (при введенні у чисту воду перед РЧВ $m_{\text{ф}} = 1$); $a_{\text{ф}}$ – необхідна концентрація фтору в питній воді ($0,7 \dots 1,5 \frac{\text{мг}}{\text{дм}^3}$); Φ^- - вміст фтору в вихідній воді, $\frac{\text{мг}}{\text{дм}^3}$; $K_{\text{ф}}$ – вміст фтору в чистому реагенті, 45% - для NaF; $C_{\text{ф}}$ – вміст чистого реагенту в товарному продукті, 94% - для NaF.

1.3.4 Приготування реагентів

Приготування розчинів коагулянту

Добова витрата товарного коагулянту: $Q_{\text{к}}^{\text{доб}} = \frac{Q_{\text{ос}} * D_{\text{к}}}{10^4 * P_{\text{к}}} = \frac{29853 * 17,8}{10^4 * 55} = 0,97 \frac{\text{т}}{\text{доб}}$ (62)

де $P_{\text{к}}$ – вміст безводного коагулянту в товарному продукті, 55% - для очищеного $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ вищого сорту.

30-денний запас буде складати:

$$Q_{\text{к}}^3 = 30 * Q_{\text{к}}^{\text{доб}} = 30 * 0,97 = 29,1 \text{ т} \approx 30 \text{ т} \quad (63)$$

Коагулянт поставляється в вагонах по 60 т реагенту у кожному. Кількість вагонів, яка забезпечує разову поставку: $n=1$. Обсяг разової поставки: $Q_{\text{к}}^{\text{роз}} = 30 \text{ т}$. (64)

Суше зберігання використовується на станціях з добовою витратою до 30 тис.м³. При визначенні площі таких складів слід приймати висоту шару для не більше ніж 2 м. $F_{\text{к}} = \frac{Q_{\text{к}}^{\text{роз}}}{p_{\text{к}}^{\text{тов}} * h_{\text{к}}} = \frac{30}{1,1 * 2} = 13,63 \text{ м}^2$ (65)

де $p_{\text{к}}^{\text{тов}}$ – густина товарного коагулянту, яка складає $1,1 \text{ т/м}^3$.

$$\text{Ємність розчинних баків: } W_{\text{к}}^{\text{розч.}} = \frac{Q_{\text{год}} * n * D_{\text{к}}}{10^4 * b_{\text{к}}^{\text{розч.}} * p_{\text{к}}^p} = \frac{1244 * 10 * 17,8}{10^4 * 20 * 1,226} = 0,9 \text{ м}^3 \quad (66)$$

де $Q_{\text{год}}$ – витрата водоочисної станції, м³/год: $Q_{\text{год}} = \frac{Q_{\text{ос.}}}{24} = \frac{29853}{24} = 1244 \text{ м}^3/\text{год} \quad (67)$

n – тривалість повного циклу приготування розчину коагулянту за температури води до 10⁰С, приймають 10-12 годин.

$b_{\text{к}}^{\text{розч.}}$ – концентрація розчину коагулянту у розчинних баках, для очищеного кускового – до 20%.

$p_{\text{к}}^p$ – густина розчину коагулянту, т/м³.

$$\text{Ємність витратних баків: } W_{\text{к}}^{\text{вitr.}} = \frac{Q_{\text{год}} * n * D_{\text{к}}}{10^4 * b_{\text{к}}^{\text{вitr.}} * p_{\text{к}}^p} = \frac{1329 * 10 * 17,8}{10^4 * 12 * 1,226} = 1,5 \text{ м}^3 \quad (68)$$

$b_{\text{к}}^{\text{вitr.}}$ - концентрація розчину коагулянту у витратних баках, до 12%.

$$\text{Об'єм розчинного баку: } W_{1\text{к}}^{\text{розч.}} = \frac{W_{\text{к}}^{\text{розч.}}}{3} = \frac{0,9}{3} = 0,3 \text{ м}^3 \quad (69)$$

Приймаємо 3 робочі 1 резервний . За об'ємом бака підбираємо його розміри: радіус - $r=0,5$ м; висота - $h=0,6$ м.

$$F = 2 * \pi * r * (r + h) = 2 * 3,14 * 0,5 * (0,5 + 0,6) = 3,45 \text{ м}^2 \quad (70)$$

$$W = \pi * r^2 * h = 3,14 * 0,5^2 * 0,6 = 0,471 \text{ м}^3 \quad (71)$$

$$\text{Об'єм витратного баку: } W_{1\text{к}}^{\text{вitr.}} = \frac{W_{\text{к}}^{\text{вitr.}}}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ м}^3 \quad (72)$$

Приймаємо 2 робочі 1 резервний. За об'ємом бака підбираємо його розміри: радіус - $r=1$ м; висота - $h=0,6$ м.

$$F = 2 * \pi * r * (r + h) = 2 * 3,14 * 1 * (1 + 0,6) = 10,05 \text{ м}^2 \quad (73)$$

$$W = \pi * r^2 * h = 3,14 * 1^2 * 0,6 = 1,88 \text{ м}^3 \quad (74)$$

Розрахунок повітродувок і повітропроводів

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

$a=8-10$ л/с, м² – для розчинення;

$b=3-5$ л/с, м² – для перемішування при розведенні до необхідної концентрації у витратних баках.

Розподілення повітря необхідно передбачити дірчастими трубами.

Витрата повітря:

$$- \text{ У розчинних баках: } q'_n = \sum F_6 * a = (3,45 * 3) * 10 = 103,5 \frac{\text{л}}{\text{с}} \quad (75)$$

де $\sum F_6$ – сумарна площа баків, де відбувається перемішування, м².

$$- \text{ У витратних баках: } q''_n = f_6 * b = (10,05 * 2) * 5 = 100,5 \frac{\text{л}}{\text{с}} \quad (76)$$

де f_6 – площа витратного бака.

$$\text{Загальна витрата повітря: } q_n = q'_n + q''_n = 103,5 + 100,5 = 204 \frac{\text{л}}{\text{с}} \quad (77)$$

q_n переводиться в W, м³/хв: W = 12,24 м³/хв

Приймаємо повітродувки 2 робоча, 1 резервна:

Тип	Подача W, м ³ /хв	Граничний надлишковий тиск P, Мпа	Потужність електродвигуна, кВт
ІАП-30-4А	6,5	3,0	2,2

Швидкість руху повітря v в трубопроводі (v = 10...15 м/с) діаметром d = 90 мм і за тиском P = 1,5 кгс/см² визначаємо за формулою:

$$v = \frac{W}{60 * (p + 1) * 0,785 * d^2} = \frac{12,24}{60 * (1,5 + 1) * 0,785 * 0,09^2} = 12,83 \frac{\text{м}}{\text{с}} \quad (78)$$

Визначаємо втрати напору у повітропроводі:

$$P_1 = \frac{1,25 * \beta * G^2 * l}{\gamma * d^5} = \frac{1,25 * 0,78 * 1407,84^2 * 10}{1,917 * 80^5} = 0,0030727 \text{ МПа} \quad (79)$$

Для цього треб а визначити масу повітря G, яка проходить через трубопровід за годину: $G = W * 60 * \gamma = 12,24 * 60 * 1,917 = 1407,84 \frac{\text{кг}}{\text{год}}$ (80)

де γ – питома маса сухого повітря, яка приймається за [2, табл.19]; тиск-1,5 кг/см³, t=0⁰С; l – довжина повітропроводу, м; d – діаметр труб, мм.

За величиною G по [2, табл.18] знаходимо коефіцієнт $\beta = 0,78$

$$\text{Втрати напору на місцевий опір: } P_2 = 0,63 * v^2 * \sum \varphi * 10^{-6} = 0,63 * 12,83^2 * 9,6 * 10^{-6} = 0,000995555 \text{ МПа} \quad (80)$$

$$\text{Сумарні втрати напору: } \sum P = P_1 + P_2 = 0,0030727 + 0,000995555 = 0,00406825 \text{ МПа} \quad (81)$$

Порівнюємо: $P_{\text{п}} > \sum P$ (82); 0,00406825 МПа < 3,0 МПа

Отже, напір який створює підібрана повітродувка більше сумарних втрат напору.

Приготування флокулянтів

Поліакриламід (ПАА) застосовують у вигляді розчину з концентрацією полімера 0,1...1%. Готують у баках з механічним перемішуванням.

Для приготування розчинів ПАА використовують установку УРП-2М, технічну характеристику наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 1.3.2

Робоча ємність бака, м ³	2
Частота обертання перемішувача, об/хв	1000
Тривалість розчинення вмісту однієї бочки (150 кг), хв	25 - 40
Подача, кг/год	6

$$\text{Добова витрата флокулянту: } Q_{\text{ПАА}}^{\text{доб}} = \frac{Q_{\text{ос.}} * D_{\text{ПАА}}}{10^4 * P_{\text{ПАА}}} = \frac{29853 * 1,5}{10^4 * 78} = 0,057 \frac{\text{т}}{\text{доб}} \quad (83)$$

$$\text{7-добовий запас: } Q_{\text{ПАА}}^7 = 7 * Q_{\text{ПАА}}^{\text{доб}} = 7 * 0,057 = 0,399 \text{ т} = 0,4 \text{ т} \quad (84)$$

Приймаємо постачання ПАА у бочках на 100 кг.

$$\text{Кількість бочок для разової поставки: } n = \frac{Q_{\text{ПАА}}^7}{0,1} = \frac{0,4}{0,1} = 4 \quad (85) \text{ - приймаємо}$$

4 бочки.

$$\text{Ємність витратного баку: } Q_{\text{ПАА}}^{\text{витр}} = \frac{Q_{\text{год}} * n * D_{\text{ПАА}}}{10^4 * b_{\text{ПАА}}^{\text{витр}} * p_{\text{ПАА}}^p} = \frac{1244 * 10 * 1,5}{10^4 * 5 * 1} = 0,37 \text{ м}^3 \quad (86)$$

За об'ємом бака підбираємо його розміри: радіус - $r=0,5$ м; висота - $h=0,6$ м.

$$F = 2 * \pi * r * (r + h) = 2 * 3,14 * 0,5 * (0,5 + 0,6) = 3,45 \text{ м}^2 \quad (87)$$

$$W = \pi * r^2 * h = 3,14 * 0,5^2 * 0,6 = 0,471 \text{ м}^3 \quad (88)$$

Зберігання і приготування вапна

Вапно, як правило застосовується у вигляді молока з концентрацією $v_{\text{в}}=5\%$ [1, п. 10.4.21].

$$\text{Об'єм баків для вапняного розчину: } W_{\text{в}} = \frac{Q_{\text{год}} * n * D_{\text{л}}}{10^4 * v_{\text{в}} * p_{\text{в}}} = \frac{1244 * 12 * 8,74}{10^4 * 5 * 1} = 2,6 \text{ м}^3 \quad (89)$$

Де $D_{\text{л}}$ – доза вапна CaO, г/м³; n – час за який готується розчин, 6-12 годин;
 $p_{\text{в}}$ – густина вапняного розчину, т/м³.

$$\text{Кількість баків – 2, ємністю - } W_{1\text{в}} = \frac{W_{\text{в}}}{2} = \frac{2,6}{2} = 1,3 \text{ м}^3 \quad (90).$$

За об'ємом бака підбираємо його розміри: радіус - $r=1$ м; висота - $h=0,6$ м.

$$F = 2 * \pi * r * (r + h) = 2 * 3,14 * 1 * (1 + 0,6) = 10,05 \text{ м}^2 \quad (91)$$

$$W = \pi * r^2 * h = 3,14 * 1^2 * 0,6 = 1,88 \text{ м}^3 \quad (92)$$

Проводиться постійне перемішування розчину механічними перемішувачами або за допомогою насосів.

Запас вапна на водоочисній станції повинен забезпечувати 16-добову її роботу.

$$\text{Добова витрата товарного вапна: } Q_{\text{в}}^{\text{доб}} = \frac{Q_{\text{ос}} * D_{\text{л}}}{10^4 * P_{\text{л}}} = \frac{29853 * 8,74}{10^4 * 78} = 0,33 \frac{\text{т}}{\text{доб}} \quad (93)$$

$$16\text{-добовий запас вапна: } Q_{\text{в}}^{\text{з}} = 16 * Q_{\text{в}}^{\text{доб}} = 16 * 0,33 = 4,3 \text{ т} \quad (94)$$

Приготування і зберігання фтормісних реагентів

При застосуванні фториду натрію використовуються схеми з приготуванням насиченого розчину у витратних баках.

$$\text{Визначається об'єм бака: } W_{\text{ф}} = \frac{Q_{\text{ос}} * D_{\text{ф}}^{\text{ч}}}{n * 10^4 * b_{\text{ф}} * p_{\text{ф}}} = \frac{29853 * 0,67}{6 * 10^4 * 2,5 * 1} = 0,133 \text{ м}^3 \quad (95)$$

$$\text{Де } D_{\text{ф}}^{\text{ч}} \text{ – доза фтормісного чистого реагенту, г/м}^3: D_{\text{ф}}^{\text{ч}} = \frac{D_{\text{ф}} * C_{\text{ф}}}{10^2} = \frac{0,71 * 94}{10^2} = 0,67 \frac{\text{г}}{\text{м}^3} \quad (96)$$

n – число приготувань за добу (3-6); $b_{\text{ф}}$ – концентрація розчину реагентів, %; $p_{\text{ф}}$ – густина розчину, т/м³.

За об'ємом бака підбираємо його розміри: радіус - $r=0,5$ м; висота - $h=0,6$ м.

$$F = 2 * \pi * r * (r + h) = 2 * 3,14 * 0,5 * (0,5 + 0,6) = 3,45 \text{ м}^2 \quad (97)$$

$$W = \pi * r^2 * h = 3,14 * 0,5^2 * 0,6 = 0,471 \text{ м}^3 \quad (98)$$

Витрата фтормісного реагента за добу (товарний продукт):

$$Q_{\text{ф}}^{\text{доб}} = \frac{Q_{\text{ос}} * D_{\text{ф}}^{\text{ч}}}{10^6} = \frac{29853 * 0,71}{10^6} = 0,0213 \frac{\text{т}}{\text{доб}} \quad (99)$$

$$30\text{-добовий запас: } Q_{\text{ф}}^{\text{з}} = Q_{\text{ф}}^{\text{доб}} * 30 = 0,0213 * 30 = 0,639 \text{ т} \quad (100)$$

Хлорування води

Визначають годинну витрату хлору при попередньому $Q_{\text{хл}}^{\text{п}}$ і постхлоруванні/знезараженні $Q_{\text{хл}}^{\text{зн}}$ води:

$$Q_{\text{хл}}^{\text{п}} = \frac{Q_{\text{ос}} * D_{\text{хл}}^{\text{п}}}{10^3} = \frac{29853 * 5}{10^3} = 149,27 \frac{\text{кг}}{\text{доб}} \quad (101)$$

$$Q_{\text{хл}}^{\text{зн}} = \frac{Q_{\text{ос}} * D_{\text{хл}}^{\text{зн}}}{10^3} = \frac{29853 * 2}{10^3} = 59,71 \frac{\text{кг}}{\text{доб}} \quad (102)$$

$$\text{Загальна витрата хлору: } Q_{\text{хл}}^{\text{доб}} = 149,27 + 59,71 = 208,98 \frac{\text{кг}}{\text{доб}} = 8,71 \frac{\text{кг}}{\text{год}} \quad (103)$$

За величиною $Q_{\text{хл}}$ підбираємо автоматичний вакуумний хлоратор:

Марка	Витрата по хлору, кг/год	Витрата води, м ³ /год	Діаметр підводящого патрубку ежектора, мм	Габаритні розміри апарату, мм
ЛК-10Б	2,0-25,0	до 30	50	800x340x200

Хлорну воду необхідно подавати окремо на кожне місце вводу .

$$\text{Місячний запас хлору складає: } Q_{\text{хл}}^3 = \frac{30 \cdot Q_{\text{хл}}^{\text{доб}}}{1000} = \frac{30 \cdot 208,98}{1000} = 6,26 \text{ т} \approx 7 \text{ т} \quad (104)$$

$$\text{Кількість запасних балонів: } n_{\text{хл}}^3 = \frac{30 \cdot Q_{\text{хл}}^{\text{доб}}}{55} = \frac{30 \cdot 208,98}{55} = 113,98 \approx 114 \text{ шт} \quad (105)$$

де 55 – маса хлору у стандартному балоні, кг.

$$\text{Кількість витратних балонів: } n_{\text{хл}}^{\text{вир}} = \frac{Q_{\text{хл}}}{S_{\text{бал}}} = \frac{8,71}{0,7} = 12,44 \approx 13 \text{ шт} \quad (106)$$

де $S_{\text{бал}}$ – знімання хлору з одного балону без штучного підігріву при $t=18^{\circ}\text{C}$, дорівнює 0,5 - 0,7 кг/год.

Приймаємо встановлення бочок-випаровувачів, $S_{\text{бал}} = 3 \text{ кг/год}$ з 1 м^2 поверхні. Бокова поверхня бочки складає $3,65 \text{ м}^2$.

$$q_b = F_b S_{\text{бал}} = 3,65 \cdot 3 = 10,95 \frac{\text{кг}}{\text{год}} \quad (107)$$

Визначаємо необхідну кількість n_b бочок-випаровувачів :

$$n_b = \frac{Q_{\text{хл}}}{q_b} = \frac{8,71}{10,95} = 0,79 \approx 1 \text{ шт.} \quad (108)$$

1.3.5 Розрахунок окремих апаратів і споруд.

1.3.5.1 Розрахунок змішувачів.

Вихровий змішувач в складається з двох частин, нижньої і верхньої. Швидкість потоку у верхній частині змішувача приймаємо $v_b = 130 \frac{\text{м}}{\text{год}}$. На очисну станцію встановлюємо $n=4$ шт робочих змішувачів та 4 шт резервних.

$$\text{Площа верхньої частини змішувача: } F_b = \frac{Q_{\text{год}}}{n \cdot v_b} = \frac{1244}{4 \cdot 130} = 2,4 \text{ м}^2 \quad (109)$$

$$\text{За величиною } F_b \text{ визначаємо сторону верхньої частини: } b_b = \sqrt{F_b} = \sqrt{2,4} = 1,55 \text{ м} \approx 1,5 \text{ м} \quad (109)$$

Розміри нижньої частини змішувача приймаємо залежно від діаметру підвідного трубопроводу, що приймається в залежності від швидкості руху води в ньому 1,5 м/с або 5400м/год.

$$f = \frac{Q_{\text{год}}}{n * v} = \frac{1244}{4 * 5400} = 0,057 \text{ м}^2 \quad (110)$$

$$d_{\text{вн}} = \sqrt{\frac{4 * f}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0,057}{\pi}} = 0,27 \text{ м} \quad (111)$$

Підбираємо діаметр трубопроводу 300 мм, товщина стінки $\delta = 7$ мм, зовнішній діаметр $d_{\text{зов}} = d_{\text{вн}} + 2 * \delta = 0,3 + 2 * 0,007 = 0,317$ м.

Висота нижньої пірамідальної частини змішувача:

$$h_{\text{н}} = \frac{1}{2}(b_{\text{в}} - d_{\text{зов}}) \text{ctg} \frac{45}{2} = \frac{1}{2}(1,5 - 0,317) \text{ctg} \frac{45}{2} = 1,06 \text{ м} \approx 1 \text{ м} \quad (112)$$

$$\text{Площа нижньої частини, м}^2: F_{\text{н}} = 0,300^2 = 0,1 \text{ м}^2 \quad (113)$$

Об'єм пірамідальної частини змішувача:

$$W_{\text{н}} = \frac{1}{3}(F_{\text{в}} + F_{\text{н}} + \sqrt{F_{\text{в}} * F_{\text{н}}}) = \frac{1}{3}(2,4 + 0,1 + \sqrt{2,4 * 0,1}) = 1 \text{ м}^3 \quad (114)$$

$$\text{Повний об'єм змішувача: } W = \frac{Q_{\text{год}} * t}{n * 60} = \frac{1244 * 1}{4 * 60} = 5,2 \text{ м}^3 \quad (115)$$

$$\text{Об'єм верхньої частини змішувача: } W_{\text{в}} = W - W_{\text{н}} = 5,2 - 1 = 4,1 \text{ м}^3 \quad (116)$$

$$\text{Висота верхньої частини змішувача: } h_{\text{в}} = \frac{W_{\text{в}}}{F_{\text{в}}} = \frac{4,1}{2,4} = 1,7 \text{ м} \quad (117)$$

1.3.5.2 Розрахунок освітлювачів з шаром завислого осаду.

$$\text{Площа зони освітлення: } F_{\text{осв}} = \frac{K_{\text{рв}} * Q_{\text{год}}}{3,6 * v_{\text{осв}}} = \frac{0,75 * 1244}{3,6 * 0,65} = 398,71 \text{ м}^2 \quad (118)$$

Площа зони відокремлення осаду:

$$F_{\text{від}} = \frac{(1 - K_{\text{рв}}) * Q_{\text{год}}}{3,6 * v_{\text{осв}}} = \frac{(1 - 0,75) * 1244}{3,6 * 0,65} = 132,9 \text{ м}^2 \quad (119)$$

де $K_{\text{рв}}$ – коефіцієнт розподілу води між зонами освітлення і відокремлення осаду; $v_{\text{осв}}$ – швидкість висхідного потоку води в зоні освітлення, мм/с

$$\text{Загальна площа освітлювачів: } F = F_{\text{осв}} + F_{\text{від}} = 398,71 + 132,9 = 531,61 \text{ м}^2 \quad (120)$$

$$\text{Площа одного освітлювача } F^1 = \frac{F}{N_p} = \frac{531,61}{6} = 88,6 \text{ м}^2 \quad (121)$$

де N_p – кількість освітлювачів.

Приймаємо 6 робочих освітлювачів. При ширині освітлювача 6 м знаходимо довжину: $L = \frac{F^1}{6} = \frac{88,6}{6} = 14,7 \text{ м} \approx 15 \text{ м}$ (122)

Об'єм зони накопичення та ущільнення осаду:

$$W_{\text{зн}} = \frac{Q_{\text{год}}(C_B - M_{\text{осв}})T_p}{N_p * \delta} = \frac{1244(327,01 - 10)6}{6 * 20000} = 19,72 \text{ м}^3 \text{ (123)}$$

Де T_p – період роботи освітлювача перед скидом накопиченого осаду;

C_B – максимальна концентрація завислих речовин, що надходять в освітлювач: $C_B = M + K_K * D_K + 0,25 * K + V_B = 300 + 0,5 * 17,8 + 0,25 * 20 + 13,11 = 327,01$ (124)

Де M – каламутність вихідної води, г/м³; K_K – коефіцієнт, який приймається для очищеного сульфату алюмінію; D_K – доза коагулянту по безводному продукту, г/м³; K – колірність вихідної води, град.; V_B – кількість нерозчинених у воді завислих речовин, які занесені з вапном, г/м³:

$$V_B = \frac{D_B}{K_B} - D_B = \frac{8,74}{0,4} - 8,74 = 13,11 \frac{\text{г}}{\text{м}^3} \text{ (125)}$$

Де D_B – доза вапна по CaO, г/м³; K_B – дольовий вміст CaO у вапні; $M_{\text{осв}}$ – каламутність води, що виходить з відстійника, г/м³; δ – середня по висоті осадової частини освітлювача концентрація твердої фази осаду.

Витрата води у водозбірному жолобі:

$$q_{\text{ж}} = \frac{K_{\text{рв}} * Q_{\text{год}}}{N * 2 * 2 * 3,6 * 10^3} = \frac{0,75 * 1244}{6 * 2 * 2 * 3,6 * 10^3} = 0,0107 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} \text{ (126)}$$

Ширина водозбірного жолоба: $B_{\text{ж}} = 0,9 * q_{\text{ж}}^{0,4} = 0,9 * 0,0107^{0,4} = 0,151 \text{ м} \approx 0,15 \text{ м}$ (127)

Висота освітлювача: $H_{\text{осв}} = \frac{B_{\text{кор}} - 2 * B_{\text{ж}}}{2 \text{tg} \frac{\alpha}{2}} = \frac{2 - 2 * 0,15}{2 \text{tg} \frac{30}{2}} = 0,99 \text{ м} \approx 1 \text{ м}$ (128)

де $B_{\text{кор}}$ – ширина коридору освітлювальної зони, м.

Висота пірамідальної частини освітлювача:

$$h_{\text{пір}} = \frac{B_{\text{кор}} - a}{2 \text{tg} \frac{\alpha_1}{2}} = \frac{2 - 0,4}{2 \text{tg} \frac{65}{2}} = 0,42 \text{ м} \text{ (129)}$$

Перевірка: $h_{\text{пір}} + h_1 + h_{\text{зах}} \geq H_{\text{осв}}$ (130); $0,42 + 1 + 2 = 3,42 \text{ м} \geq 1 \text{ м}$

Витрата води в колекторі: $q_{\text{кол}} = \frac{Q_{\text{год}}}{N_p * 2} = \frac{1244}{6 * 2} = 103,6 \frac{\text{м}^3}{\text{год}}$ (131)

Діаметр дірчастого колектора ($v_{\text{кол}} = 0,5 \dots 0,6 \frac{\text{м}}{\text{с}}$), що розташований у нижній частині коридорів:

$$d_{\text{кол}} = \sqrt{\frac{4 * q_{\text{кол}}}{\pi * v_{\text{кол}} * 3,6 * 10^3}} = \sqrt{\frac{4 * 103,6}{3,14 * 0,6 * 3,6 * 10^3}} = 0,25 \text{ м} \quad (132)$$

Площа отворів колектора ($v_o = 1,5 \dots 2 \frac{\text{м}}{\text{с}}$):

$$f_o = \frac{q_{\text{кол}}}{v_o * 3,6 * 10^3} = \frac{103,6}{1,7 * 3,6 * 10^3} = 0,017 \text{ м}^2 = 17000 \text{ мм}^2 \quad (133)$$

Кількість отворів в колекторі: $n_k = \frac{4 * f_o}{\pi * d_0^2} = \frac{4 * 17000}{3,14 * 25^2} = 35 \text{ шт}$ (134)

де d_0^2 – діаметр отворів, мм.

Відстань між вісями отворів: $l = \frac{2 * L}{n_k} = \frac{2 * 15}{35} = 0,85 \text{ м}$ (135)

Відношення суми площ всіх отворів в розподільчому колекторі до площі його поперечного перерізу повинно знаходитись в межах $0,3 \dots 0,4$:

$$n_k * \frac{d_0^2}{d_{\text{кол}}^2} = 35 * \frac{25^2}{250^2} = 0,35 \quad (136)$$

Витрата води на кожний жолоб: $q_{\text{ж}} = \frac{K_{\text{рв}} * q_{\text{кол}}}{2} = \frac{0,75 * 103,6}{2} = 38,85 \frac{\text{м}^3}{\text{год}}$ (137)

Ширина прямокутного жолобу: $v_{\text{ж}} = 0,9 \left(\frac{q_{\text{ж}}}{3,6 * 10^3} \right)^{0,4} = 0,9 \left(\frac{38,85}{3,6 * 10^3} \right)^{0,4} = 0,15 \text{ м}$ (138)

Для збирання освітленої води жолоби мають трикутні водозливи висотою 40-60 мм при відстані між вісями водозливів 100-150 мм і кут між кромками водозливів 60° . Швидкість води в жолобах 0,5-0,6 м/с.

Вікна для прийому осаду

Витрата води та залишковий осад, що надходять через вікна в ущільнювач:

$$q_{\text{вік}} = (1 - K_{\text{рв}}) q_{\text{кол}} = (1 - 0,75) 103,6 = 25,9 \frac{\text{м}^3}{\text{год}} \quad (139)$$

Площа вікон для прийому осаду з ущільнювача ($v_{\text{вік}} = 10 - 15 \frac{\text{мм}}{\text{с}}$):

$$f_{\text{вік}} = \frac{(1 - K_{\text{рв}})q_{\text{кол}}}{v_{\text{вік}} * 3,6} = \frac{(1 - 0,75)103,6}{10 * 3,6} = 0,72 \text{ м}^2 \quad (140)$$

Висоту вікон приймають $h_{\text{вік}} = 0,2$ м, тоді їх загальна довжина $l_{\text{вік}}$ з кожної сторони ущільнювача: $l_{\text{вік}} = f_{\text{вік}} \div 0,2 = 0,72 \div 0,2 = 3,6$ м (141)

Ширину вікон приймають 0,4-0,5 м, тоді кількість вікон розміром 0,2*(0,4-0,5) з кожної сторони ущільнювача $n_{\text{вік}}$ буде складати: $n_{\text{вік}} = \frac{l_{\text{вік}}}{(0,4-0,5)} = \frac{3,6}{0,4} = 9$ (142)

$$\text{Крок вісі вікон: } v_{\text{вік}} = \frac{L}{n_{\text{вік}}} = \frac{15}{9} = 1,7 \text{ м} \quad (143)$$

Відстань між двома сусідніми вікнами: $C_{\text{вік}} = v_{\text{вік}} - (0,4 - 0,5) = 1,7 - 0,4 = 1,3$ м (144)

За допомогою затоплених дірчатих труб відбувається забір освітленої води з ущільнювача осаду. Верх дірчатих труб в ущільнювачі повинен бути не менше, ніж на 0,3 нижче рівня води в освітлювачах і не менш ніж 1,5 м вище верха вікон для прийому осаду.

Втрата води за продувки:

$$Q_{\text{пр}} = q_{\text{кол}} * P * 10^{-2} = 103,6 * 0,00162 * 10^{-2} = 0,00168 \frac{\text{м}^3}{\text{год}} \quad (145)$$

де P втрата води за продувки, %:

$$P = \frac{K_{\text{р}}(C_{\text{в}} - M)}{\delta} = \frac{1,2(327,01 - 300)}{20000} = 0,00162 \% \quad (146)$$

де $K_{\text{р}}$ – коефіцієнт розбавлення осаду при його видаленні з освітлювача.

Витрата води через кожну збірну дірчасту трубу:

$$Q_{\text{зб}} = (1 - K_{\text{рв}})q_{\text{кол}} - Q_{\text{пр}} = (1 - 0,75)103,6 - 0,00168 = 25,9 \frac{\text{м}^3}{\text{год}} \quad (147)$$

Діаметр дірчатої труби ($v_{\text{зб}} \leq 0,5$ м/с):

$$d_{\text{зб}} = \sqrt{\frac{4 * Q_{\text{зб}}}{\pi * v_{\text{зб}} * 3,6 * 10^3}} = \sqrt{\frac{4 * 25,9}{\pi * 0,4 * 3,6 * 10^3}} = 0,15 \text{ м} \quad (148)$$

Загальна площа отворів у дірчастій трубі ($v_{\text{зб}}^0 \leq 1,5$ м/с):

$$f_{\text{зб}}^0 = \frac{Q_{\text{зб}}}{v_{\text{зб}}^0 * 3,6 * 10^3} = \frac{25,9}{1,4 * 3,6 * 10^3} = 0,0051 \text{ м}^2 = 5100 \text{ мм}^2 \quad (149)$$

$$\text{Кількість отворів: } n_{36} = \frac{4 * f_{36}^0}{\pi * d_{36}^2} = \frac{4 * 5100}{\pi * 20^2} = 17 \quad (150)$$

Де d_{36} – діаметр отворів, мм.

$$\text{Крок вісі отворів: } l_{36}^0 = \frac{L}{n_{36}} = \frac{15}{17} = 0,9 \text{ м} \quad (151)$$

Об'єм ущільнювача осаду:

$$W = L \left(v_{\text{кор}} * h_1 + h_{\text{пір}} * \frac{v_{\text{кор}} + a}{2} \right) = 15 \left(2 * 2 + 0,42 * \frac{2 + 0,4}{2} \right) = 67,56 \text{ м}^3 \quad (152)$$

Діаметр труб $d_{\text{ос}}$ розраховують за умови відводу накопиченого осаду за $t=0,25-0,33$ години при швидкості $v_{\text{ос}} \geq 1$ м/с в кінці труби і швидкості в отворах труб $v_{\text{ос}}^0 \geq 3$ м/с.

$$\text{Витрата у трубопроводі для видалення осаду: } q_{\text{ос}} = \frac{W}{t} = \frac{67,56}{0,3} = 225,2 \frac{\text{м}^3}{\text{год}} \quad (153)$$

Діаметр трубопроводу:

$$d_{\text{ос}} = \sqrt{\frac{4 * q_{\text{ос}}}{\pi * v_{\text{ос}} * 3,6 * 10^3}} = \sqrt{\frac{4 * 225,2}{\pi * 1,1 * 3,6 * 10^3}} = 0,27 \text{ м} \approx 0,25 \text{ м} \quad (154)$$

Площа отворів в трубопроводі:

$$f_{\text{ос}}^0 = \frac{q_{\text{ос}}}{v_{\text{ос}}^0 * 3,6 * 10^3} = \frac{225,2}{3,1 * 3,6 * 10^3} = 0,0202 \text{ м}^2 = 20200 \text{ мм}^2 \quad (155)$$

$$\text{Кількість отворів: } n_{\text{ос}} = \frac{4 * f_{\text{ос}}^0}{\pi * d_{36}^2} = \frac{4 * 20200}{\pi * 20^2} = 65 \quad (156)$$

Де d_{36}^0 – діаметр отворів, мм.

$$\text{Крок вісі отворів: } l_{36}^0 = \frac{L}{n_{36}} = \frac{15}{65} = 0,23 \text{ м} \quad (157)$$

1.3.5.3 Розрахунок швидких фільтрів

Площа фільтрування:

$$F_{\phi} = \frac{Q_{\text{ос.}}}{T_{\text{см}} * v_{\text{н}} - n_{\text{пр}} * q_{\text{пр}} - n_{\text{пр}} * v_{\text{н}} * \tau_{\text{пр}}} = \frac{29853}{24 * 7,5 - 3 * 5,04 - 3 * 7,5 * 0,33} = 189,6 \text{ м}^2 \quad (158)$$

Де $T_{\text{см}}$ – тривалість роботи станції, год; $v_{\text{н}}$ – швидкість фільтрування за нормального режиму, м3/с; $n_{\text{пр}}$ – кількість промивок за добу; $q_{\text{пр}}$ – питома витрата води на одну промивку:

$$q_{\text{пр}} = q_{\text{пр}}^I * t * 10^{-3} = 14 * 360 * 10^{-3} = 5,04 \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2} \quad (159)$$

Де $q_{\text{пр}}^I$ – інтенсивність промивки, л/с*м²; t – тривалість промивки, с; $\tau_{\text{пр}}$ – час простою фільтру на промивку, год.

$$\text{Кількість фільтрів: } N_{\phi} = \frac{1}{2} \sqrt{F_{\phi}} = \frac{1}{2} \sqrt{189,6} = 6,88 \approx 7 \text{ шт} \quad (160)$$

Приймаємо 7 робочих фільтрів, 1 резервний.

Швидкість фільтрування за форсованого режиму, яка не повинна перевищувати $\leq 8,5 \dots 12$ м/год вказаної у [1, табл.21]:

$$v_{\phi} = \frac{v_{\text{н}} * N_{\phi}}{N_{\phi} - N_{\text{I}}} = \frac{7,5 * 7}{7 - 1} = 8,75 \frac{\text{м}}{\text{год}} \quad (161)$$

N_{I} – кількість фільтрів у ремонті.

$$\text{Площа одного фільтру: } F_{\phi}^1 = \frac{F_{\phi}}{N_{\phi}} = \frac{189,6}{7} = 27,1 \text{ м}^2 \quad (162)$$

Приймаємо розміри фільтру при його площі 27 м²: L=6м; B=4,5м.

Приймаємо склад завантаження фільтра: кварцовий пісок з антрацитом, висота шару 1,3 м.

Витрата води для промивки одного фільтра:

$$Q_{\text{пр}} = F_{\phi}^1 * q_{\text{пр}}^I * 10^{-3} = 27,0 * 14 * 10^{-3} = 0,38 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} \quad (163)$$

$$\text{Діаметр колектора: } d_k = \sqrt{\frac{4 * Q_{\text{пр}}}{\pi * v_k}} = \sqrt{\frac{4 * 0,38}{\pi * 1,1}} = 0,66 \text{ м} \quad (164)$$

Приймаємо діаметр колектору $d_k = 0,7$ м.

Загальна кількість відгалужень на кожному фільтрі:

$$n_{\text{заг}}^{\text{відг}} = 2 \frac{B}{m} = 2 \frac{4,5}{0,3} = 30 \quad (165)$$

де m – відстань між відгалуженнями, м.

Витрата промивної води через одне відгалуження:

$$q_{\text{відг}} = \frac{Q_{\text{пр}}}{n_{\text{заг}}^{\text{відг}}} = \frac{0,38}{30} = 0,0126 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} \quad (167)$$

$$\text{Діаметр відгалуження: } d_{\text{відг}} = \sqrt{\frac{4 * q_{\text{відг}}}{\pi * v_{\text{відг}}}} = \sqrt{\frac{4 * 0,0126}{\pi * 1,6}} = 0,1 \text{ м} \quad (168)$$

Приймаємо діаметр $d_{\text{відг}} = 0,1$ м

Загальна площа отворів у відгалуженнях:

$$\sum f_0 = (0,25 \dots 0,5) F_{\phi}^1 * 10^{-2} = 0,3 * 27,0 * 10^{-2} = 0,081 \text{ м}^2 \quad (169)$$

Площа одного отвору: $f_0 = \frac{\pi * d_0^2}{4} = \frac{\pi * 0,01^2}{4} = 0,0000785 \text{ м}^2 \quad (170)$

d_0 – діаметр отворів, м.

Загальна кількість отворів: $n_0 = \frac{\sum f_0}{f_0} = \frac{0,081}{0,0000785} = 1032 \text{ шт} \quad (171)$

Кількість отворів на одному відгалуженні:

$$n_o^{\text{відг}} = \frac{n_0}{n_{\text{заг}}^{\text{відг}}} = \frac{1032}{30} = 35 \text{ шт} \quad (172)$$

Довжина кожного відгалуження: $l_{\text{відг}} = \frac{L * d_{\text{к}}^{30\text{ВН}}}{2} = \frac{6 * 0,1}{2} = 0,3 \text{ м} \quad (173)$

Крок вісі отворів: $l_0 = \frac{l_{\text{відг}}}{n_o^{\text{відг}}} * 10^3 = \frac{0,3}{30} * 10^3 = 10 \text{ мм}, \quad (174)$

Витрата води на один жолоб: $q_{\text{ж}} = \frac{Q_{\text{пр}}}{n_{\text{ж}}} = \frac{0,38}{3} = 0,126 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} \quad (178)$

$n_{\text{ж}}$ – кількість жолобів

Ширина жолоба: $B_{\text{ж}} = K_{\text{ж}} \sqrt[5]{\frac{q_{\text{ж}}^2}{(1,57 + a_{\text{ж}})^3}} = 2,1 \sqrt[5]{\frac{0,126^2}{(1,57 + 1,5)^3}} = 0,48 \text{ м} \quad (179)$

Де $a_{\text{ж}}$ - відношення прямокутної частини жолоба до половини його ширини;

$K_{\text{ж}}$ – коефіцієнт, який залежить від форми жолоба.

Прямокутна частина жолоба: $h_{\text{п}} = (1 \dots 1,25) B_{\text{ж}} = 1,25 * 0,48 = 0,6 \text{ м} \quad (180)$

Корисна висота жолоба: $h_{\text{ж}} = h_{\text{п}} + 0,5 * B_{\text{ж}} = 0,6 + 0,5 * 0,48 = 0,84 \text{ м} \quad (182)$

Конструктивна висота:

$$h_{\text{ж}}^k = h_{\text{ж}} + 0,08 = h_{\text{ж}} + 0,08 = 0,84 + 0,08 = 0,92 \text{ м} \quad (183)$$

Відстань від поверхні фільтруючого завантаження до кромки жолоба:

$$H_{\text{ж}} = \frac{H_3 * a_3}{100} + 0,3 = \frac{1,3 * 50}{100} + 0,3 = 0,95 \text{ м} \quad (184)$$

де H_3 – висота фільтруючого шару, м; a_3 – відносне розширення фільтруючого завантаження у відсотках [1, табл. 23].

Витрата води в каналі: $q_{\text{кан}} = Q_{\text{пр}} = q_{\text{ж}} * n_{\text{ж}} = 0,126 * 3 = 0,38 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} \quad (185)$

Відстань від дна жолоба до дна каналу:

$$H_{\text{кан}} = 1,73 \sqrt[3]{\frac{q_{\text{кан}}^2}{g * B_{\text{кан}}^2}} + 0,2 = 1,73 \sqrt[3]{\frac{0,38^2}{9,81 * 0,7^2}} + 0,2 = 0,74 \text{ м} \quad (186)$$

Де $B_{\text{кан}}$ – ширина каналу, м; $g = 9,81 \frac{\text{м}}{\text{с}^2}$.

Швидкість руху води в кінці каналу:

$$v_{\text{кан}} = \frac{q_{\text{кан}}}{B_{\text{кан}}(H_{\text{кан}} - 0,2)} = \frac{0,38}{0,7(0,74 - 0,2)} = 1 \frac{\text{м}}{\text{с}} \quad (187)$$

Втрати напору в отворах труб розподільчої системи:

$$h_{p.c.} = \left(\frac{2,2}{a} + 1\right) \frac{v_{\text{к}}^2}{2 * g} + \frac{v_{\text{відг}}^2}{2 * g} = \left(\frac{2,2}{0,21} + 1\right) \frac{1,1^2}{2 * 9,81} + \frac{1,6^2}{2 * 9,81} = 0,26 \text{ м} \quad (188)$$

Де a – відношення загальної площі всіх отворів і розподільчій системі до площі перерізу колектора: $a = \frac{\sum f_0}{\frac{1}{4}\pi * d_k^2} = \frac{0,081}{\frac{1}{4}\pi * 0,7^2} = 0,21 \quad (189)$

Втрати напору в фільтруючому шарі:

$$\begin{aligned} h_{\text{ф.ш.}} &= \frac{\rho_{\text{к.п.}} - \rho_{\text{в}}}{\rho_{\text{в}}} (1 - n_0) H_{0(\text{к.п.})} + \frac{\rho_{\text{ан.}} - \rho_{\text{в}}}{\rho_{\text{в}}} (1 - n_0) H_{0(\text{ан.})} = \\ &= \frac{2,6 - 1}{1} (1 - 0,38) 0,8 + \frac{1,7 - 1}{1} (1 - 0,52) 0,5 = 0,962 \text{ м} \quad (190) \end{aligned}$$

де $\rho_0, \rho_{\text{в}}$ – густина зернистого фільтруючого матеріалу і води, г/см³; n_0 – пористість фільтруючого шару до розширення; H_0 – висота фільтруючого шару до розширення, м.

Втрати напору в підтримуючому гравійному шарі:

$$h_{\text{п.ш.}} = 0,022 * H_{\text{п.ш.}} * q_{\text{пр}} = 0,022 * 0,1 * 5,04 = 0,0111 \text{ м} \quad (191)$$

Де $H_{\text{п.ш.}}$ – висота підтримуючого шару, м.

Втрати напору в трубопроводі, що подає промивну воду у колектор розподільчої системи: $h_{\text{тр}} = i * l = 0,0268 * 80 = 2,1 \text{ м} \quad (192)$

де i – гідравлічний ухил; l – загальна довжина трубопроводу, м.

За витрати води $Q_{\text{пр}} = 0,38 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}$ на промивку і швидкості руху води у трубопроводі 1,5-2 м/с, приймаємо діаметр трубопроводу $d_{\text{тр}} = 400$ мм. Для цих величин визначають величину $i = 0,0268$, за якою обчислюють $h_{\text{тр}}$.

Втрати напору на місцевий опір:

$$h_{\text{м.о.}} = \sum \zeta \frac{v^2}{2 * g} = 3 * \left(0,984 \frac{2^2}{2 * 9,81} \right) + 0,26 \frac{2^2}{2 * 9,81} + 0,5 \frac{2^2}{2 * 9,81} + 0,92 \frac{2^2}{2 * 9,81} = 1,2 \text{ м (193)}$$

Де коефіцієнти місцевого опору: для коліна м ζ -0,984, для засувки ζ -0,26, для входу в смоктуючу трубу ζ -0,5, для трійника ζ -0,92.

Загальна величина втрат напору при промивці швидкого фільтра:

$$h = h_{\text{р.с.}} + h_{\text{ф.ш.}} + h_{\text{п.ш.}} + h_{\text{тр}} + h_{\text{м.о.}} = 0,26 + 0,962 + 0,0111 + 2,1 + 1,2 = 4,5331 \text{ м (194)}$$

1.3.6 Споруди для обробки промивних вод та осаду.

Витрати води на промивку фільтра:

$$P = \frac{\omega * F_{\text{ф}}^1 * t_1 * 60 * N}{Q_{\text{год}} * T_{\text{р}} * 1000} * 100 = \frac{15 * 27,1 * 6 * 60 * 7}{1244 * 11,4 * 1000} * 100 = 7,2233\% \text{ (195)}$$

де ω - інтенсивність промивки, л/с.м², яку приймаємо за табл. 21 [1]; $F_{\text{ф}}^1$ - площа фільтру, м²; N - кількість фільтрів, шт; $T_{\text{р}}$ - час роботи фільтрів між двома промивками, год:

$$T_{\text{р}} = T_0 - (t_1 + t_2 + t_3) = 12 - (0,1 + 0,33 + 0,17) = 11,4 \text{ (196)}$$

T_0 - час робочого фільтроциклу (8 - 12 год); t_1 - час промивки, год; t_2 - час простою фільтру, який пов'язаний з промивкою, год; t_3 - час викиду першого фільтрату з стін, год.

$$\text{Отже, витрата } q_1 = 1244 * 7,2233\% = 89,86 \frac{\text{м}^3}{\text{год}}$$

Витрата на одну промивку фільтра:

$$q = \frac{F_{\text{ф}}^1 * \omega * 60 * t_1}{1000} = \frac{27,1 * 15 * 60 * 6}{1000} = 146,34 \text{ м}^3 \text{ (197)}$$

Місткість резервуара-усереднювача з двох відділень приймається 150м³.

Площа одного відділення тангенціального піскоуловлювача (при залповому викиді промивних вод об'ємом 146,34 м³ протягом 6 хвилин, витрата за одну хвилину складе 24,39 м³): $F = \frac{Q}{n * q_0} = \frac{24,39}{2 * 2} = 6,1 \text{ м}^2 \text{ (198)}$

Q - максимальна витрата промивних вод; $n = 2$ - кількість відділень; $q_0 = 2 \text{ м}^3/\text{м}^2 * \text{хв}$ - навантаження на піскоуловлювач по воді.

Приймаємо діаметр піскоуловлювача 3 м.

Видалення осаду з піскоуловлювача відбувається періодично гідроелеватором. Об'єм відстійника промивної води при двох годинах відстоювання та рівномірній подачі води:

$$V = q_1 * t = 89,86 * 2 = 179,72 \text{ м}^3 \quad (199)$$

Приймаємо відстійник з однієї секції завширшки 3 м кожна. При висоті осадкової частини, що дорівнює 2 м, довжина відстійника складе 30 м.

Витрата освітлюваної води:

$$q_2 = (0,7 \dots 0,75) * q_1 = 0,75 * 89,86 = 67,4 \frac{\text{м}^3}{\text{год}} \quad (200)$$

$$\text{Витрата осаду: } q_3 = (0,3 \dots 0,25) * q_1 = 0,3 * 89,86 = 27 \frac{\text{м}^3}{\text{год}} \quad (201)$$

Витрата води у відсотках, що витрачається під час видалення осаду з відстійника: $q_{\text{ос}} = \frac{K_p * W * 100}{24 * Q_{\text{ос}} * T} = \frac{1,2 * 24,39 * 100}{24 * 622 * 1} = 0,196\% \quad (202)$

Де $Q_{\text{ос}} = \frac{Q_{\text{год}}}{2} = \frac{1244}{2} = 622 \frac{\text{м}^3}{\text{год}}$ N – кількість відстійників; K_p - коефіцієнт розбавлення осаду; T – час дії відстійника між очистками, діб; W – об'єм зони накопичування та ущільнення осаду дорівнює $24,39 \text{ м}^3$.

Кількість води, що втрачається при викиді осаду з осадощільнювача:

$$q_{\text{ос}} = \frac{K_p * (C - m)}{\delta_{\text{сер}}} * 100 = \frac{1,5 * (327,01 - 12)}{20000} * 100 = 2,36\% \quad (203)$$

де C – максимальна концентрація завислих речовин, мг/л; m – кількість зависі у воді, яка виходить з відстійника, $m=8 - 12$ мг/л; $\delta_{\text{сер}}$ – середня концентрація завислих речовин в осадощільнювачі (табл.17[1]); K_p - коефіцієнт розбавлення осаду, при його видаленні, який дорівнює $1,1 - 1,5$.

Об'єм згущувача:

$$W_{\text{зг}} = 1,3 * K_{\text{р.о.}} * W_{\text{ос.ч.}} = 1,3 * 1,5 * 24,39 = 47,56 \text{ м}^3 \quad (204)$$

де $K_{p.o.}$ - коефіцієнт розбавлення осаду при випуску із споруд підготовки води, приймається за П. 10.9.9 [1]; $W_{oc.ч.}$ – об'єм осадової частини споруди підготовки води, м.

Приймаємо два відстійника (вертикальних) діаметром 4 м, висота циліндричної частини 2,1 м, конічної – 1,8 м.

Освітлена вода після згущувача $q_6 = 0,7 * q_5 = 0,7 * 9,5 = 6,65 \frac{м^3}{год}$ (205);

$q_5 = 9,5 \frac{м^3}{год}$ направляється до початку очисних споруд, а осад, витратою $q_7 = 0,3 * q_5 = 0,3 * 9,5 = 2,85 \frac{м^3}{год}$ (206) подається на зневоднювальне устаткування – фільтр-прес.

Загальна площа зневоднення: $F = \frac{Q_{год} * C}{q_0} = \frac{1244 * 0,22}{10} = 27,37 м^2$ (207)

де q_0 – питоме навантаження фільтр-пресів, (5 – 10 кг/м²год).

Кількість робочих фільтр-пресів: $n = \frac{F}{f} = \frac{27,37}{10} = 2,737 \approx 3$ шт (208)

Приймаємо 3 робочих і 1 резервних фільтр-пресів ФПАКМ-10У.

1.3.7 Зони санітарної охорони.

Для захисту місця водозабору поверхневих чи підземних вод і водопровідних споруд системи централізованого питного водопостачання та навколишньої території від випадкового або навмисного забруднення і пошкодження слід передбачати, незалежно від відомчої підпорядкованості, зони санітарної охорони (ЗСО) [1, п. 15.1.1].

ЗСО повинна складатися з трьох поясів:

- перший пояс (пояс суворого режиму), який включає територію розташування водозабірних споруд, майданчиків всіх водопровідних споруд і водопідвідного каналу;
- другий і третій пояси (пояси обмежень і спостережень), які включають територію, яка призначається для охорони джерел водопостачання від забруднення.

Межа першого поясу ЗСО водоочисних споруд повинна співпадати з огороженням майданчика цих споруд і передбачатися на відстані [1, п. 15.2.3.1]:

- від стін резервуарів фільтрованої (питної) води, фільтрів (крім напірних), контактних освітлювачів з відкритою поверхнею води - не менше ніж 30 м;
- від стін інших споруд і ствола водонапірної башти - не менше ніж 15 м.

Примикання до огороження будівель, крім прохідних і адміністративно побутових будинків, не допускається.

Витратні склади для зберігання сильнодіючих отруйних речовин (СДОР) на площадці водопровідних споруд слід розмішувати від будинків і споруд (що не відносяться до складського господарства) з постійним перебуванням людей і від водойм і водотоків на відстані не менше ніж 30 м.

На майданчиках водопровідних споруд із зоною санітарної охорони першого поясу слід передбачати технічні засоби охорони [1, п. 17.1.5]:

- заборонена зона шириною 5-10 м уздовж внутрішньої сторони огороження майданчику, що огорожується колючим або гладким дротом на висоту 1,2 м;
- стежка наряду всередині забороненої зони шириною 1 м на відстані 1 м від огороження забороненої зони;
- стовпи-покажчики, що позначають границі забороненої зони і встановлюються не більше ніж через 50 м;
- охоронне освітлення по периметру огороження, при цьому світильники слід встановлювати над огороженням з розрахунку освітлення підступів до огороження, самого огороження і частини забороненої зони до стежки наряду;
- можливе використання системи охоронної сигналізації з виведенням сигналу на диспетчерський пункт;
- постовий телефонний (мобільний) зв'язок і двостороння електродзвінкова сигналізація постів з пунктом управління або приміщенням варті.

Санітарно захисна смуга навколо першого поясу ЗСО водопровідних споруд, що розташовані за межею другого поясу ЗСО джерела водопостачання, повинна мати ширину не менше ніж 100 м [1, п. 15.2.3.2].

1.4 Насосна станція II підйому

1.4.1 Категорія надійності насосної станції

При кількості жителів 73 тис.чол. згідно [16, п. 8.4] система водопостачання відноситься до I категорії надійності.

1.4.2 Визначення подачі насосів

Графік роботи насосів прийнято двоступінчатим. Подача води насосами становить:

- на першому ступені $Q_I = 739,10$ м³/год;
- на другому ступені $Q_{II} = 1273,01$ м³/год;
- при пожежі $Q_{\text{пож}} = 1720,95$ м³/год .

На першому ступені може працювати два насоси витратою $Q=739,10/2=369,55$ м³/год, на другому - три таких насосів з витратою $Q=1273,01/3=424,366$ м³/год, на третьому – чотирьох, а у разі пожежогасіння – чотири насоси з витратою $Q=1273,01/4=430,2375$ м³/год.

1.4.3 Визначення розрахункового напору насосів

Напір пожежних насосів визначаємо, прийнявши $h_k = 3$ м, а геометричну висоту підйому обчисливши за формулою

$$H_{г.пож} = P_{НС-II.пож} - Z_{д.р} = 190,12 - 123,16 = 66,96 \text{ м (209)}$$

де $P_{НС-II.пож}$ – п'єзометрична відмітка на НС-II у режимі пожежогасіння, м;
 $Z_{д.р}$ – відмітка дна РЧВ біля насосної станції, м.

$$\text{Отже } H_{р.пож} = 66,96 + 3 = 69,96 \text{ м (210)}$$

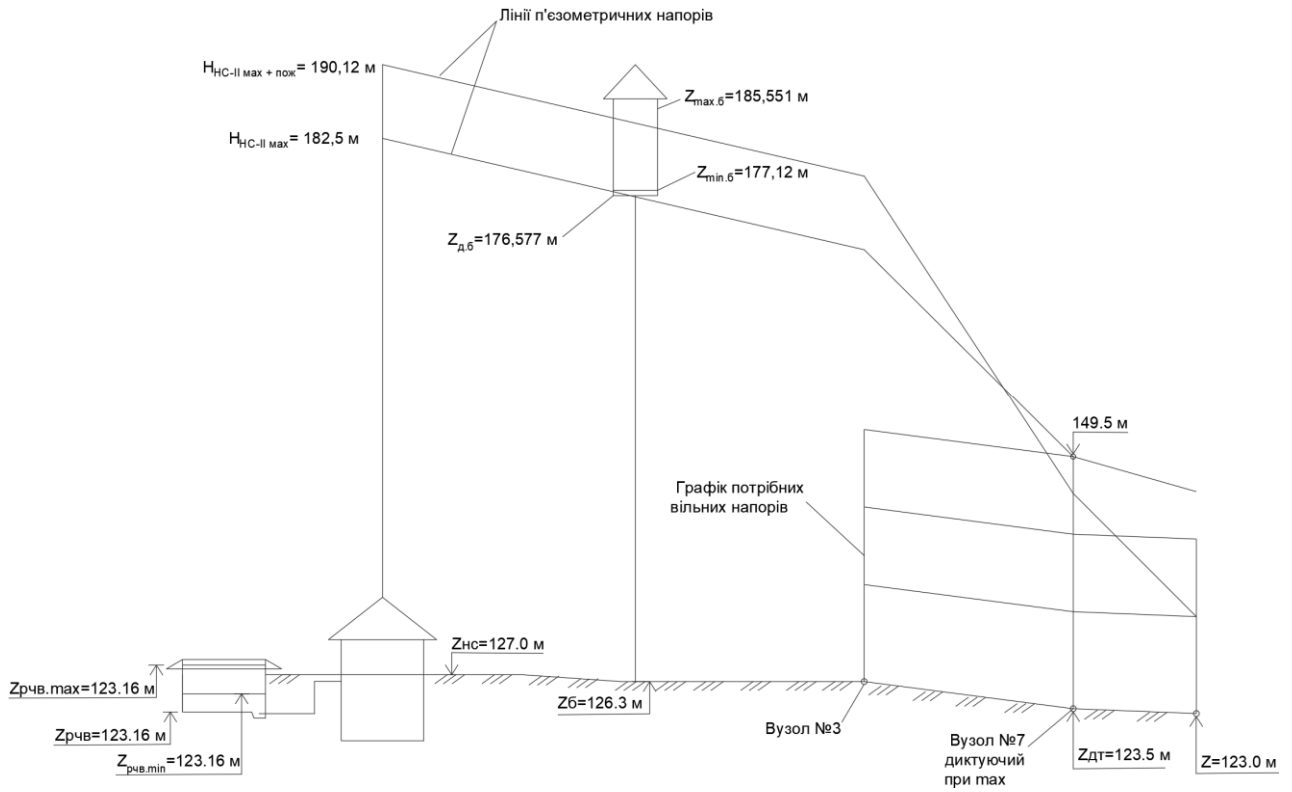


Рис. 1.4.1 Висотна схема НС-II

1.4.3 Вибір насосів

За значеннями подачі та напору підбираємо насос 1Д500-63.

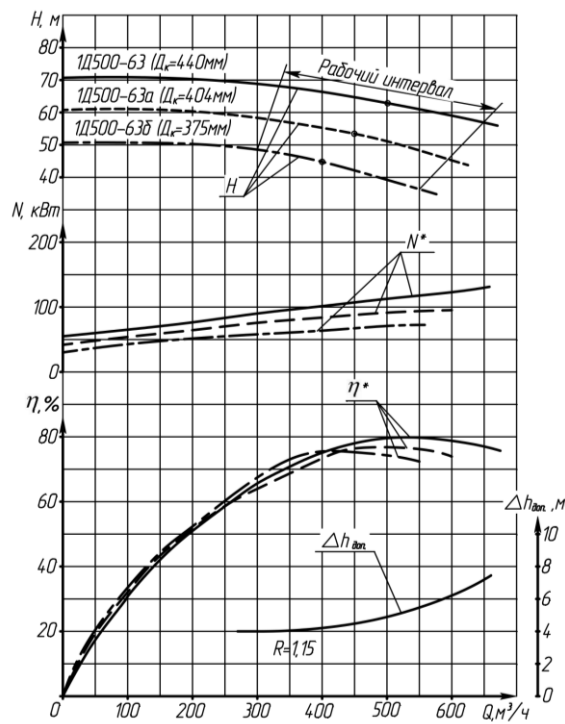


Рис. 1.4.2 Робочі характеристики насоса 1Д500-63

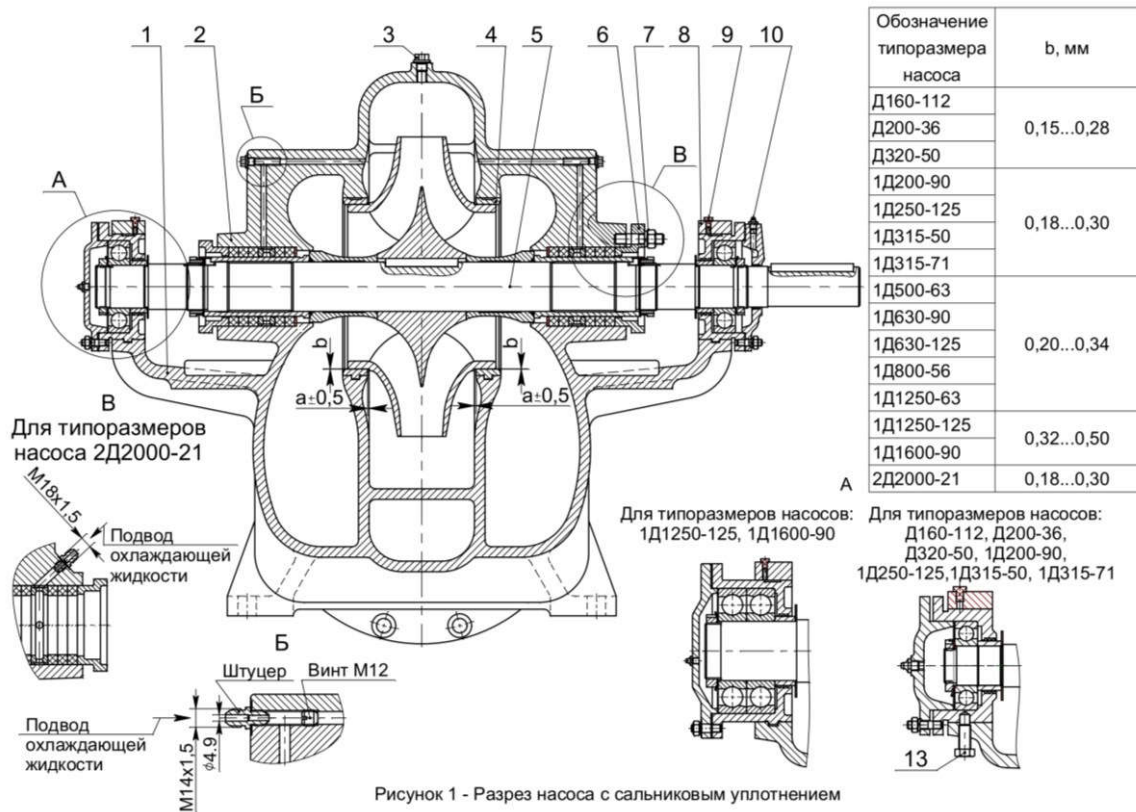


Рисунок 1 - Разрез насоса с сальниковым уплотнением

1.4.3 Конструкция насоса 1Д500-63

Розділ 2
Внутрішнє санітарно-технічне обладнання будівлі

Консультант : Хомуцька Т.П.

						Атестаційна робота	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

Вихідні дані

Кількість поверхів: 14. Висота поверхів: 2,6. Кількість мешканців в будинках: №1: 220; №2: -; №3: 320; №4: 100; №5: 180; №6: 350; №7: 500. Розрахунковий будинок: №2. Гарантований напір в міському водопроводі: 31м. Глибина закладання міського водопроводу в точці підключення: 1,9м. Глибина залягання міської каналізації в точці підключення: 3,6м. Наявність технічного підпілля. Висота підвалу та технічного підпілля: 1,8м. Готування гарячої води (швидкісний нагрівач). Наявність внутрішньо-квартирної дощової мережі. Місто в якому розташовано проєктований будинок: Одеса.

2.1 Проєктування водопроводу

2.1.1 Розрахунок загальних об'ємів водоспоживання в будинку, що проєктується

За ступенем благоустрою, за діючими будівельними нормами [1, додаток табл. А.1] для м. Одеса приймаємо питомі (середні за рік) добові норми витрати води в л/добу на одного мешканця рівними: загальна $Q_{Ttot} = 285$ л/добу; холодна $Q_{Tc} = 170$ л/добу; гаряча $Q_{Th} = 115$ л/добу.

Розраховуємо максимальну добову витрату загальної, холодної і гарячої води, одним споживачем, л/добу:

- Загальна: $Q_{max}^{tot} = Q_T^{tot} * k_d = 285 * 1,38 = 393,3$ (211);
- Холодна: $Q_{max}^c = Q_T^{tot} * k_d = 170 * 1,53 = 260,1$ (212);
- Гаряча: $Q_{max}^h = Q_T^{tot} * k_d = 115 * 1,53 = 176,0$ (213).

де k_d – коефіцієнт максимальної добової нерівномірності).

Середня за годину витрата загальної, холодної і гарячої води для одного споживача, л/год: $q_T^{tot} = \frac{Q_T^{tot}}{T} = \frac{285}{24} = 11,9 \frac{\text{л}}{\text{год}}$ (238); $q_T^c = \frac{Q_T^c}{T} = \frac{170}{24} = 7,1 \frac{\text{л}}{\text{год}}$ (238); $q_T^h = \frac{Q_T^h}{T} = \frac{115}{24} = 4,8 \frac{\text{л}}{\text{год}}$ (214).

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

Максимальна добова витрата загальної, холодної і гарячої води на господарсько-питні потреби споживачів для будинку, що проєктується, м³/добу:

$$Q_{max. \text{ доб.}}^{tot} = \frac{Q_{max}^{tot}}{1000} * U = \frac{393,3}{1000} * 280 = 110,1 \frac{\text{м}^3}{\text{добу}} \quad (215);$$

$$Q_{max. \text{ доб.}}^c = \frac{Q_{max}^c}{1000} * U = \frac{260,1}{1000} * 280 = 72,8 \frac{\text{мЗ}}{\text{добу}} \quad (216);$$

$$Q_{max. \text{ доб.}}^h = \frac{Q_{max}^h}{1000} * U = \frac{176,0}{1000} * 182 = 32,0 \frac{\text{мЗ}}{\text{добу}} \quad (217).$$

2.1.2 Гідравлічний розрахунок внутрішнього холодного водопроводу на режим максимального господарсько-питного водоспоживання

Таблиця 2.1

Розрахунок внутрішньої <u>гарячої</u> водопровідної мережі для подачі води на господарсько-питні потреби							
Номер ділянки	Довжина ділянки l , м	Кількість приладів до яких подається вода по даній розрахунковій ділянці N , шт.	Розрахункова витрата на ділянці q_c , л/с	Діаметр d , мм	Швидкість V , м/с	Втрати напору за	
						1000 i , мм	на ділянці $HL=1000i*l$, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
1-2	1,50	1	0,186	15	1,10	314,44	0,47
2-3	1,00	2	0,196	15	1,16	347,34	0,35
3-4	1,00	4	0,216	15	1,27	424,47	0,42
4-5	2,60	8	0,260	15	1,53	609,72	1,59
5-6	2,60	12	0,300	15	1,77	807,0	2,10
6-7	2,60	16	0,334	20	1,04	189,92	0,49
7-8	2,60	20	0,368	20	1,15	228,07	0,59
8-9	2,60	24	0,400	20	1,25	266,6	0,69
9-10	2,60	28	0,431	25	0,81	85,09	0,22
10-11	2,60	32	0,463	25	0,86	97,06	0,25
11-12	2,60	36	0,492	25	0,92	107,91	0,28
12-13	2,60	40	0,522	25	0,97	120,78	0,31
13-14	2,60	44	0,549	25	1,02	132,90	0,35
14-15	2,60	48	0,576	25	1,07	145,02	0,38
15-16	2,60	52	0,602	25	1,12	156,88	0,41
16-17	2,60	56	0,629	25	1,18	171,40	0,45
17-18	2,60	56	0,629	25	1,18	171,40	0,45
18-19	4,78	56	0,629	25	1,18	171,40	0,82
19-20	4,90	70	0,716	32	0,75	50,56	0,25
20-21	1,00	98	0,837	32	0,88	67,49	0,07
21-22	5,87	126	1,044	32	1,09	101,65	0,60
22-23	1,20	140	1,124	32	1,17	116,72	0,14
23-24	3,10	154	1,201	40	0,95	66,21	0,20
24-25	1,70	182	1,351	40	1,07	82,614	0,14
						$\sum H_i$	12,01

Втрати напору в місцевих опорах в системі:

$$\sum H_{l,tot}^c = (1 + k_1) * \sum H_i^c = (1 + 0,2) * 8,62 = 10,34 \quad (218);$$

$$\sum H_{l,tot}^h = (1 + k_1) * \sum H_i^h = (1 + 0,2) * 12,01 = 14,42 \quad (219).$$

де k_1 – коефіцієнт, величина якого залежить від типу системи внутрішнього водопроводу, в нашому випадку дорівнює - 0,2.

2.1.3 Гідравлічний розрахунок внутрішнього холодного водопроводу на режим максимального господарсько-питного водоспоживання під час пожежогасіння

Розрахунок другого режиму. Дані розрахунків зводяться у таблицю.

Таблиця 2.2

Розрахунок внутрішньої мережі холодного водопроводу на пропуск максимальної господарсько-питної і протипожежної витрат									
№ ділянки	Довжина ділянки l, м	Витрата води q, л/с			Діаметр d, мм	Швидкість V, м/с	Втрати напору		Примітка
		господарсько-питні потреби	пожежні потреби	розрахункова			1000 i, мм	на ділянці HL пож.=1000i*l, мм	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1-2	1,00	0,238		0,238	15	1,40	512,42	0,51	
2-3	1,00	0,242		0,242	15	1,42	528,42	0,53	
3-4	1,00	0,258		0,258	15	1,52	599,86	0,60	
4-5	1,00	0,288		0,288	15	1,70	747,82	0,75	
5-6	2,60	0,343		0,343	20	1,07	199,19	0,52	
6-7	2,60	0,368		0,368	20	1,15	228,07	0,59	
7-8	2,60	0,448		0,448	25	0,84	91,45	0,24	
8-9	2,60	0,491		0,491	25	0,91	107,53	0,28	
9-10	2,60	0,534		0,534	25	0,99	126,17	0,33	
10-11	2,60	0,577		0,577	25	1,08	145,47	0,38	
11-12	2,60	0,619		0,619	25	1,16	166,02	0,43	
12-13	2,60	0,656		0,656	25	1,23	185,93	0,48	
13-14	2,60	0,692		0,692	25	1,29	205,30	0,53	
14-15	2,60	0,728		0,728	32	0,76	52,18	0,14	
15-16	2,60	0,765		0,765	32	0,80	57,18	0,15	
16-17	2,60	0,799		0,799	32	0,84	61,77	0,16	
17-18	2,60	0,834		0,834	32	0,87	67,03	0,17	
18-19	2,60	0,834		0,834	32	0,87	67,03	0,17	
19-20	5,15	0,834		0,834	32	0,87	67,03	0,35	
20-21	6,68	1,027		1,027	32	1,08	98,54	0,66	
21-22	1,20	1,295	2,500	3,795	70	0,95	33,95	0,04	
22-23	3,12	1,551	2,500	4,051	70	1,17	49,76	0,16	
23-24	1,50	1,716	2,500	4,216	70	1,21	53,86	0,08	
24-25	2,13	1,874	2,500	4,374	70	1,26	57,78	0,12	
25-26	3,30	2,110	2,500	4,610	80	0,93	25,77	0,09	
26-27	3,16	2,110	2,500	4,610	80	0,93	25,77	0,08	
							$H_i^{пож}$	8,37	
							$\sum H_{i,tot}$	10,04	

2.1.4 Лічильники для води

Втрати напору в лічильнику при пропуску розрахункової секундної витрати води: $H_{ліч} = S * q^{tot^2} = 0,143 * 3,31^2 = 1,57$ (220)

де S – гідравлічний опір лічильника; q_{tot} – витрата загальної води на ввіді в будинок, л/с, що визначається в залежності від кількості приладів (N) при розрахунковій середній витраті загальної води за годину (q_{tot}) на одну людину.

Отже, обираємо лічильник з діаметром 50 мм та гідравлічним опором: $S = 0,143 \text{ м}/(\text{л/с})^2$: $H_{ліч.пож.} = S * q^{tot^2} = 1,3 * 2,48^2 = 7,9$ (221)

Отже, обираємо лічильник з діаметром 32 мм та гідравлічним опором: $S = 1,3 \text{ м}/(\text{л}/\text{с})^2$

2.1.5 Гідравлічний розрахунок внутрішньо-квартирної водопровідної мережі

Таблиця 2.3

Гідравлічний розрахунок внутрішньоквартирної водопровідної мережі							
Номер ділянки	Довжина ділянки l , м	Кількість приладів до яких подається вода по даній розрахунковій ділянці N , шт.	Розрахункова витрата на ділянці q_c , л/с	Діаметр d , мм	Швидкість V , м/с	Втрати напору за	
						1000 i , мм	на ділянці $HL=1000i \cdot l$, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
Буд.-ВК3	9,51	280	2,11	50	0,99	51,11	0,49
ВК3-ВК4	27,58	850	8,82	100	1,17	30,00	0,83
ВК4-ВК5	41,94	1170	12,47	150	0,79	8,00	0,34
ВК5-ВК6	28,42	1270	14,18	150	0,88	10,00	0,28
ВК6-ВК7	26,69	1270	14,18	150	0,88	10,00	0,27
ВК7-ВК8	32,31	1272	16,64	150	0,97	12,00	0,39
ВК8-ВК9	36,44	1772	21,72	150	1,26	20,00	0,73
						$\sum H_l$	3,32
						$\sum H_{l,tot}$	3,65

2.1.6 Визначення необхідного напору в мережі холодного водопроводу

Необхідний напір у точці підключення до міської водопровідної мережі,:

$$\begin{aligned}
 H_{\text{необх.}} &= \pm H_{\text{geod}} + \sum H_{l,tot}^{\text{зовн.}} + H_{\text{geom}} + \sum H_{l,tot}^{\text{внутр.}} + H_{\text{ліч.}} + H_f = \\
 &= +(141,3 - 141,05) + 3,65 + ((1,8 - 0,5) + 14 * 2,7 + 0,7) + 12,01 + 7,9 \\
 &\quad + 10 = 74,91 \text{ м (222)}
 \end{aligned}$$

де $\pm H_{\text{geod}}$ – різниця між геодезичною відміткою точки приєднання до міського водопроводу і відміткою вводу в будинок; H_{geom} – геометрична висота від точки вводу до осі змішувача диктуючого приладу; $\sum H_{l,tot}^{\text{зовн.}}$, $\sum H_{l,tot}^{\text{внутр.}}$ – сумарні втрати напору за довжиною і в місцевих опорах у внутрішньо-квартирній і внутрішній мережах трубопроводів; $H_{\text{ліч.}}$ – втрати напору у водолічильнику;

При розрахунку необхідного напору при подачі води на гасіння пожежі беруть $H_f = 10 \text{ м}$ (вільний напір у диктуючого пожежного крана).

Якщо $H_g < H_{\text{необх}}$ – застосування насосів обов'язкове.

$H_g = 31,0 \text{ м} < 71,94 \text{ м}$ - застосування насосів обов'язкове.

2.1.7 Розрахунок насосної установки

Потужність насосної установки при цьому має бути не меншою:

$$N = \frac{\rho * g * q * H_{\text{нас}}}{1000 * \eta} * K = \frac{1000 * 9,81 * 11,9 * (71,94 - 31)}{1000 * 0,55} * 1,6$$

$$= 13903,4 \text{ (223)}$$

де $\rho = 1000 \text{ кг/м}^3$ – густина води; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння; $K = 1,3 - 1,8$ – коефіцієнт запасу; $\eta = 0,5 - 0,6$ – коефіцієнт корисної дії насосної установки; $H_{\text{нас}} = H_{\text{необх}} - H_{\Gamma}$.

Встановлюємо 4 насоси (2 робочі, 2 резервні).

2.1.8 Гідравлічний розрахунок системи внутрішнього гарячого водопроводу на режим максимального господарсько-питного водоспоживання

Таблиця 2.4

Розрахунок внутрішньої <u>холодної</u> водопровідної мережі для подачі води на господарсько-питні потреби							
Номер ділянки	Довжина ділянки l , м	Кількість приладів до яких подається вода по даній розрахунковій ділянці N , шт.	Розрахункова витрата на ділянці q_c , л/с	Діаметр d , мм	Швидкість V , м/с	Втрати напору за довжиною, мм	
						1000 i , мм	на ділянці $HL = 1000i * l$, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
1-2	1,00	1	0,238	15	1,40	512,42	0,51
2-3	1,00	2	0,242	15	1,42	528,42	0,53
3-4	1,00	3	0,258	15	1,52	599,86	0,60
4-5	1,00	5	0,288	15	1,70	747,82	0,75
5-6	2,60	10	0,343	20	1,07	199,19	0,52
6-7	2,60	15	0,368	20	1,15	228,07	0,59
7-8	2,60	20	0,448	25	0,84	91,45	0,24
8-9	2,60	25	0,491	25	0,91	107,53	0,28
9-10	2,60	30	0,534	25	0,99	126,17	0,33
10-11	2,60	35	0,577	25	1,08	145,47	0,38
11-12	2,60	40	0,619	25	1,16	166,02	0,43
12-13	2,60	45	0,656	25	1,23	185,93	0,48
13-14	2,60	50	0,692	25	1,29	205,30	0,53
14-15	2,60	55	0,728	32	0,76	52,18	0,14
15-16	2,60	60	0,765	32	0,80	57,18	0,15
16-17	2,60	65	0,799	32	0,84	61,77	0,16
17-18	2,60	70	0,834	32	0,87	67,03	0,17
18-19	2,60	70	0,834	32	0,87	67,03	0,17
19-20	5,15	70	0,834	32	0,87	67,03	0,35
20-21	6,68	98	1,027	32	1,08	98,54	0,66
21-22	1,20	140	1,295	40	1,03	76,26	0,09
22-23	3,12	182	1,551	50	0,73	28,73	0,09
23-24	1,50	210	1,716	50	0,81	34,69	0,05
24-25	2,13	238	1,874	50	0,88	40,80	0,09
25-26	3,30	280	2,110	50	0,99	51,11	0,17
26-27	3,16	280	2,110	50	0,99	51,11	0,16
			22,232			$\sum H_i$	8,62
						$\sum H_{i, \text{tot}}$	10,34

2.1.9 Розрахунок системи гарячого водопостачання на режим циркуляції

Циркуляційна витрати в системі, (л/с):

$$q^{cir} = \frac{\sum Q^{ht}}{p * c * \Delta t_w} = \frac{4381,59}{1000 * 4,2 * 4} = 0,26 \frac{\text{л}}{\text{с}} \text{ (224)}$$

де c – питома теплоємність води, кДж/(кг·0К); Δt_w – розрахункове зниження температури гарячої води від вузла підігрівання до точки водорозбору, 0С. (В проекті прийняти 3 – 5⁰С); ρ – густина води, кг/л; $\sum Q_{ht}$ – сума теплових втрат подавальних трубопроводів гарячої води, кВт, які визначаються за формулою:

$$\begin{aligned}\sum Q^{ht} &= \sum q_{w.k.} * l_{w.k.} + \sum q_{w.s.} * l_{w.s.} = 11 * 78 + 7 * 503,37 \\ &= 4381,59 \text{ кВт (225)}\end{aligned}$$

де $q_{w.k.}$ – питомі теплові втрати трубопроводів, які прокладаються в підвалах, техпідпіллях, на горищі, Вт/м; $q_{w.s.}$ – питомі теплові втрати трубопроводів, які прокладаються в шахтах, каналах, штабах, Вт/м; $l_{w.k.}$ – довжина всіх трубопроводів гарячого водопостачання, які прокладаються в підвалах, техпідпіллях, на горищі, м; $l_{w.s.}$ – довжина всіх трубопроводів гарячого водопостачання, які прокладаються в шахтах, каналах, штабах, м.

Питомі теплові втрати ізольованих трубопроводів: $q_{w.k.} = 11$ Вт/м; $q_{w.s.} = 7$ Вт/м.

Питомі втрати тепла можна: ізольованими трубами – 5 Вт/м; неізольованими – 18 Вт/м.

Витратою циркуляційної води, л/с:

$$\text{- Для відгалуження: } q_a^{cir} = q^{cir} * \frac{Q_a^{ht}}{Q_a^{ht} + Q_d^{ht}} = 0,26 * \frac{2,21}{2,21 + 10,9} = 0,044 \frac{\text{л}}{\text{с}} \text{ (226);}$$

$$\text{- Для прямого потоку: } q_d^{cir} = q^{cir} * \frac{Q_d^{ht}}{Q_d^{ht} + Q_a^{ht}} = 0,26 * \frac{10,9}{10,9 + 2,21} = 0,216 \frac{\text{л}}{\text{с}} \text{ (227)}$$

де q^{cir} – витрата води перед точкою розподілу, л/с; q_a^{cir} – витрата води в трубопроводі відгалуження, л/с; q_d^{cir} – витрата води в прямоточному трубопроводі, л/с; Q_a^{ht} – теплові втрати в усіх трубопроводах відгалужень, Вт; Q_d^{ht} – теплові втрати в усіх прямих трубопроводах після відгалужень, Вт.

$$Q_a^{ht} = \frac{5 * 442,4}{1000} = 2,21 \text{ Вт; (228)}$$

$$Q_d^{ht} = \frac{18 * 604,8}{1000} = 10,9 \text{ Вт. (229)}$$

По витраті $q_d^{cir} = 0,216$ л/с, призначаємо діаметр - $\varnothing 25$, $V = 0,402$ м/с, $1000i = 24,2$.

Результати розрахунку циркуляційних трубопроводів системи гарячого водопостачання заносяться в таблицю:

Таблиця 2.5

Розрахунок внутрішньої циркуляційної водопровідної мережі для подачі води на господарсько-питні потреби						
Номер ділянки	Довжина ділянки l , м	Розрахункова витрата на ділянці q_c , л/с	Діаметр d , мм	Швидкість V , м/с	Втрати напору за	
					1000 i , мм	на ділянці $HL=1000$ i^*l , м
1	2	3	4	5	6	7
25-24	1,67	0,260	25	0,49	33,60	0,06
24-23	3,10	0,260	25	0,49	33,60	0,10
23-22	1,20	0,223	25	0,36	19,10	0,02
22-21	5,87	0,186	25	0,36	19,10	0,11
21-20	1,00	0,149	25	0,36	19,10	0,02
20-19	4,90	0,111	25	0,36	19,10	0,09
19-18	4,78	0,074	25	0,36	19,10	0,09
18-4	36,40	0,037	25	0,36	19,10	0,70
4-26	2,60	0,037	25	0,36	19,10	0,05
26-27	4,78	0,037	25	0,36	19,10	0,09
27-28	4,93	0,074	25	0,36	19,10	0,09
28-29	1,07	0,111	25	0,36	19,10	0,02
29-30	5,87	0,149	25	0,36	19,10	0,11
30-31	0,23	0,186	25	0,36	19,10	0,00
31-32	0,73	0,260	25	0,49	33,60	0,02
32-33	37,70	0,260	25	0,49	33,60	1,27
33-34	0,73	0,260	25	0,49	33,60	0,02
34-35	3,96	0,260	25	0,49	33,60	0,13
35-36	1,67	0,260	25	0,49	33,60	0,06
					$\sum H_i$	3,07
					$\sum H_{i,tot}$	3,68

Необхідний тиск циркуляційного насоса:

$$\Delta P_p = (1,2 \dots 1,4) \sum i l + \Delta \sum P_{RV} + \Delta \sum P_{TH} + \Delta \sum P_{Ap} = 1,3 * 3,07 + 0 + 0 + 3000 = 3003,991 \text{ Па (230)}$$

де ΔP_p – необхідний тиск, Па; i – питома втрата тиску на тертя, Па/м; $(1,2 \dots 1,4) \sum i l$ – втрати тиску на місцеві опори в залежності від кількості з'єднань i відгалужень; $\Delta \sum P_{RV}$ – паспортні дані – втрати тиску на зворотних клапанах, Па; ΔP_{TH} – паспортні дані – втрати тиску на термостатичному циркуляційному клапані/регуляторі тиску, Па; ΔP_{Ap} – втрати тиску на обладнанні (водонагрівачі тощо), Па.

2.1.10 Розрахунок водонагрівальної установки

Необхідний тепловий потік за годину максимального водоспоживання на потреби гарячого водоспоживання (з урахуванням теплових втрат), кВт:

$$Q_{hr}^h = 1,16 * q_{hr}^h * (55 - t^c) + Q^{ht} = 1,16 * 1,35 * (55 - 2) + 4381,59 = 4464,588 \text{ кВт (256)}$$

де $t^c = 20\text{C}$ – температура холодної води у мережі холодного водопроводу.

Загальна площа поверхні теплообміну в апараті, м^2 :

$$F = \frac{Q_{hr}^h}{k * \Delta t_{max}} = \frac{4464,588}{1500 * 14,91} = 0,199 \text{ м}^2 \quad (231)$$

де k – коефіцієнт теплопередачі прийнятого типу пластин, Вт/(м²·0С). (В проекті можна осереднено приймати $k = 1500$ Вт/(м²·0С));

$\overline{\Delta t_{max}}$ – середньо логарифмічний температурний напір, 0С:

$$\overline{\Delta t_{max}} = \frac{(t_1^1 - t_2^{11}) - (t_1^{11} - t_2^1)}{\ln \frac{(t_1^1 - t_2^{11})}{(t_1^{11} - t_2^1)}} = \frac{(90 - 40) - (72 - 70)}{\ln \frac{(90 - 40)}{(72 - 70)}} = 14,91^\circ\text{C} \quad (232)$$

де t_1^1 і t_2^{11} - температура теплоносія відповідно на вході і на виході з теплообмінника, 0С; t_1^{11} і t_2^1 - температура води, що нагрівається, на вході і на виході з теплообмінника, 0С.

$$\text{Кількість пластин у теплообміннику: } n = \frac{F}{f} + 2 = n_p + 2 \quad (233);$$

$$n = \frac{F}{f} + 2 = \frac{0,199}{0,3} + 2 = 2,66 \quad (234)$$

де n_p – кількість робочих пластин у теплообміннику (крайні пластини не використовують для нагрівання); f – площа нагрівання однієї пластини, м² (В проекті прийняти $f = 0,3$ або $0,6$ м²).

2.2 Водовідведення

2.2.1 Проектування системи і схеми внутрішньої каналізації

Кількість стояків, для яких передбачено один вихід на покрівлю, залежить від кількості санітарних пристроїв і витрати стічних вод, яку вони відводять:

$$n = \frac{k * W}{Q} = \frac{90 * 348}{320} = 97,87 \quad (235)$$

де $k = 80 - 100$ – добова кратність повітрообміну в каналізаційній мережі; W – ємність розрахункової ділянки каналізаційної мережі, м³; $Q = 320$ м³/добу – розрахункова витрата забрудненого повітря, яке виходить з витяжної частини окремого каналізаційного стояка діаметром 100 мм.

2.2.2 Розрахунок і конструювання мережі внутрішньої господарсько побутової системи водовідведення

Розрахункова витрата господарсько-побутових стічних для каналізаційного стояка: $q^s = q^{tot} + q_0^s = 3,32 + 1,6 = 3,92 \frac{\text{л}}{\text{с}}$ (236)

де q^{tot} – максимальна секундна загальна витрата (холодна і гаряча) стічних вод, л/с;

q_0^s – розрахункова максимальна кількість стічних вод, л/с, від приладу з максимальною витратою.

Приймаємо каналізаційні стояки діаметром 100 мм.

Співвідношення між прийнятими гідравлічними характеристиками труб визначені вдало, якщо виконується умова: $V \sqrt{\frac{H}{d}} \geq K$ (237)

де $K = 0,5$ – для трубопроводів з пластмасових труб; $K = 0,6$ – для трубопроводів з інших матеріалів.

- $\varnothing 100$: приймаємо $i=0,02$; $0,87\sqrt{0,557} \geq 0,5$; $0,649 \geq 0,5$ – умова виконується.

2.2.3 Розрахунок мережі внутрішньої системи дощового водовідведення

Витрату дощових вод з покрівлі будинку:

- для плоских покрівель (ухил $\leq 1,5\%$)

$$Q = \frac{F * q_{20}}{1000} = \frac{(348 + 0,3 * (1,5 * 82)) * 93,2}{1000} = 35,87 \text{ (238)}$$

де q_{20} – інтенсивність двадцяти хвилинного дощу, л/с з га (для певної місцевості), за період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності, рівній одному року; $F = F1 + 0,3F2$ – розрахункова площа, м²; $F1$ – дійсна площа покрівлі в плані, м²; $F2$ – площа вертикального бортика, який огорожує поверхню покрівлі по периметру, м².

Діаметр вертикального водостічного стояка: $\varnothing 200$; розрахункова витрата дощових вод на водостічний стояк - 80л/с

Співвідношення між прийнятими гідравлічними характеристиками труб визначені вдало, якщо виконується умова: $V \sqrt{\frac{H}{d}} \geq K$ (239)

де $K = 0,5$ – для трубопроводів з пластмасових труб; $K = 0,6$ – для трубопроводів з інших матеріалів.

- $\varnothing 200$: приймаємо $i=0,02$; $0,72\sqrt{1,47} \geq 0,6$; $0,87 \geq 0,5$ – умова виконується.

2.2.4 Розрахунок внутрішньої квартальної (дворової) господарсько побутової мережі водовідведення

Табл. 2.4

Номер ділянки	Довжина L, м	Кількість приладів від яких відводиться вода по даній розрахунковій ділянці N, шт.	Розрахункова витрата qs, л/с	Діаметр d, мм	Похиб труби, і	Швидкість V, м/с	Наповнення H/d	Відмітки, м						Примітка	
								поверхні землі		лотка труби		глибина прокладання труби			
								на початку	в кінці	на початку	в кінці	на початку	в кінці		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
KK6-KK5	17,763	280	3,32	150	0,008	0,608	0,348	141,4	141,3	140,800	140,558	0,600	0,742		
KK5-KK4	14,667	280	3,32	150	0,008	0,608	0,348	141,3	141,2	140,558	140,341	0,742	0,859		
KK4-KK7	33,011	600	6,98	150	0,008	0,736	0,526	141,2	140,9	140,341	139,776	0,859	1,124		
KK7-KK10	25,637	820	9,79	150	0,008	0,801	0,654	140,9	140,8	139,776	139,471	1,124	1,329		
KK10-KK11	30,731	1170	13,70	200	0,008	0,878	0,498	140,8	140,7	139,471	139,126	1,329	1,574		
KK11-KK23	16,391	1170	13,70	200	0,008	0,878	0,498	140,7	140,6	139,126	138,894	1,574	1,706		
KK23-KK24	5,802	1950	22,96	250	0,008	0,98	0,699	140,6	140,55	138,894	138,798	1,706	1,752		
KK24-KK25	3,950	1950	22,96	250	0,008	0,98	0,699	140,55	140,52	138,798	138,736	1,752	1,784		
KK25-KK26	22,246	1950	22,96	250	0,008	0,98	0,699	140,52	140,4	138,736	136,800	1,784	3,600		

Розділ 3
Технологія будівельного виробництва

Консультант : Уманець І. М.

						Атестаційна робота	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

3.1 Характеристика споруди та умов виконання робіт

3.1.1 Аналіз вихідних даних

Вихідні дані: відповідно завданню необхідно розробити технологію монтажу двох резервуарів чистої води зі збірних залізобетонних конструкцій, місткістю 3000 м³ кожен, розміри - 30мх18м, висота - h=4,8 м. Відстань між резервуарами 10 м.

3.1.2. Характеристика споруди. Побудова плану споруди

Резервуари прямокутні у плані з розмірами в осях 30м × 18 м. Заглиблення резервуара в ґрунт - 4,8 м. Ґрунт - супісок.

Крок колон 6м х 6м. Стінові панелі плоскі ПС2-48-Б без обв'язочної балки і ПС1-48-Б з обв'язочною балкою, які встановлюються в пази монолітного днища. Висота плоских стінових панелей – 4,8 м.

План та розрізи 1-1 і 2-2 резервуару чистої води місткістю 3000 м³ з маркуванням збірних конструкцій каркаса наведені на рис. 3.1, 3.2.

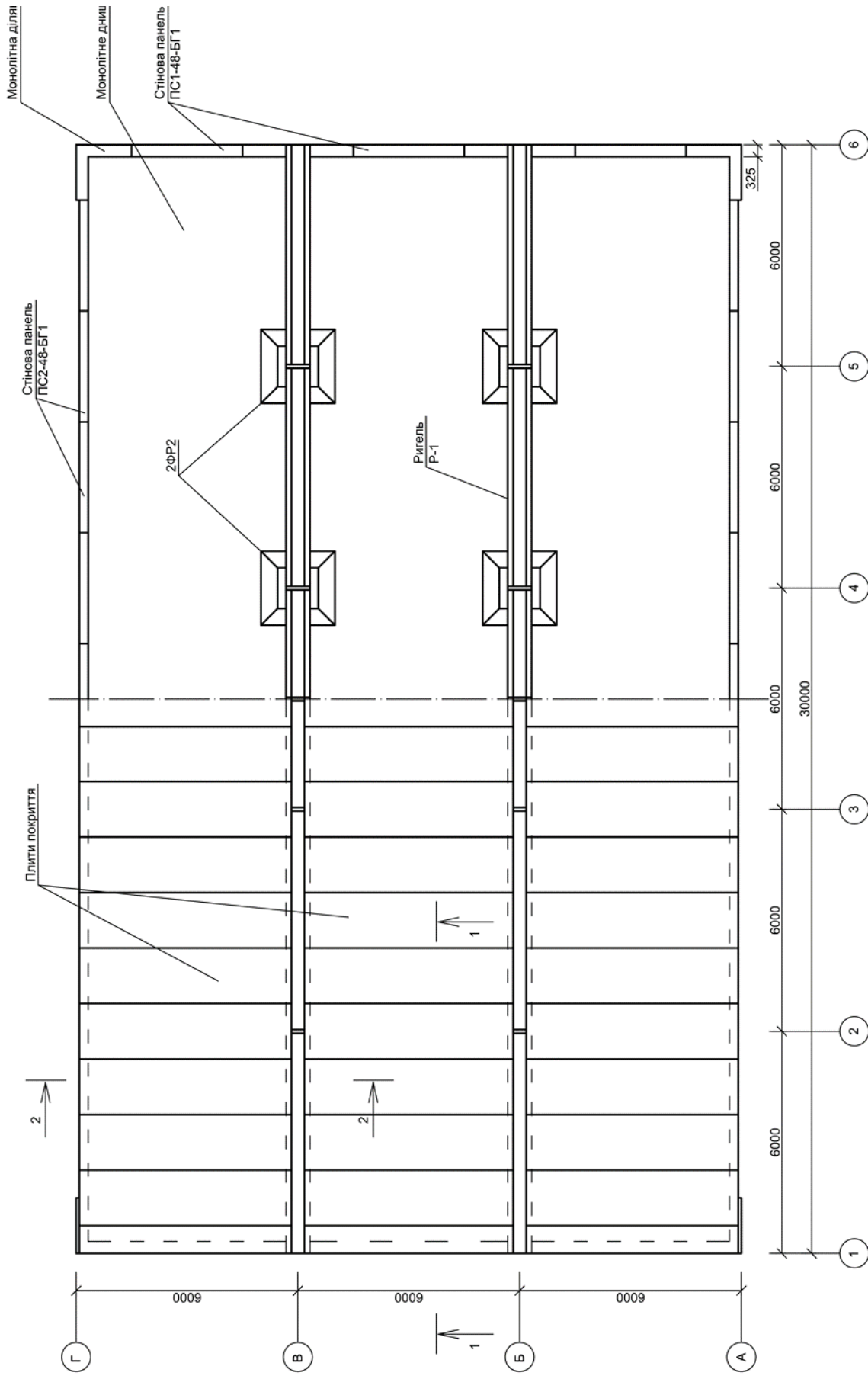


Рис.3.1 Схематичний план резервуару чистої води місткістю 3000 м³ з маркуванням конструкцій каркаса

Розріз 1-1

Розріз 2-2

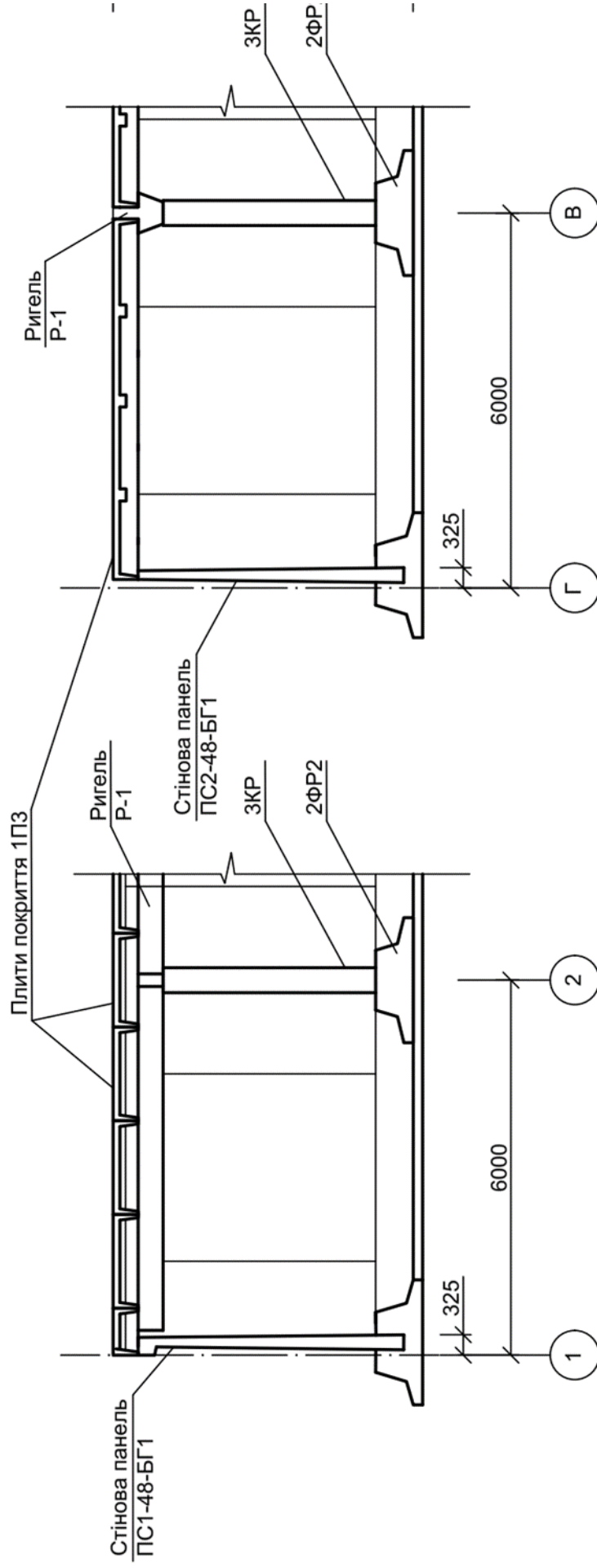
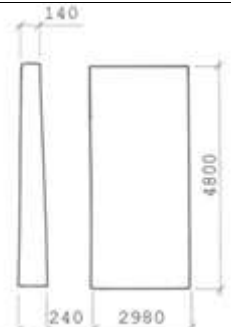
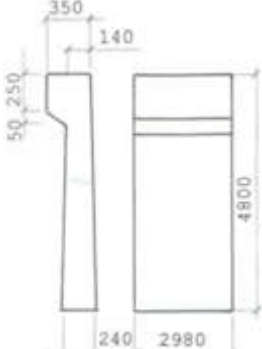
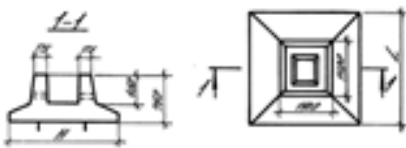



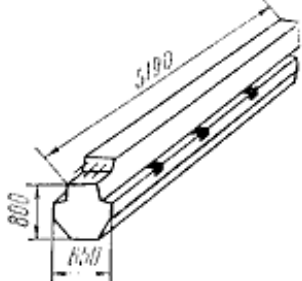
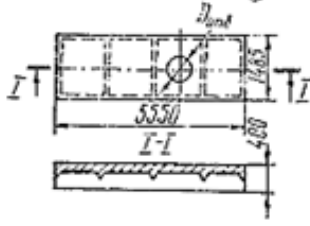
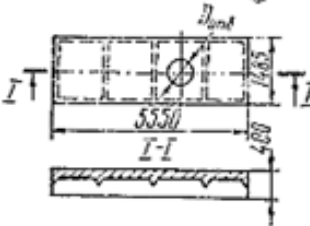
Рис. 3.2 Схематичні розрізи резервуару чистої води місткістю 3000 м³ з маркуванням конструкцій каркаса

3.1.3 Характеристики монтажних елементів

Таблиця 3.1

Характеристика монтажних елементів

№	Монтажні елементи	Марка	Ескіз	Маса елемента, т	Об'єм елемента, м ³
1	2	3	4	5	6
1	Стінова панель	ПС2-48-БГ1		6,7	2,69
2	Стінова панель	ПС1-48-БГ1		7,1	2,85
3	Фундамент під колону	2ФР2		4,18	1,67
4	Колона	ЗКР48		1,7	0,63

№	Монтажні елементи	Марка	Ескіз	Маса елемента, т	Об'єм елемента, м ³
1	2	3	4	5	6
5	Ригель	Р-1		4,2	2,35
6	Плита покриття	1П7		1,2	1,05
7	Плита покриття	1ПЗ		2,3	1,9

3.2 Вибір методів виконання і розчленування фронту робіт на ділянці

Спеціалізований потік будівництва резервуарів чистої води можна розділити на елементарні монтажні потоки:

- монтаж стінових панелей;
- зварювання арматури і закладних деталей вертикальних швів стінових панелей;
- замонолічування стиків стінових панелей з днищем;
- замонолічування вертикальних стиків між панелями;
- установка інвентарної опалубки монолітних кутових ділянок;
- армування;
- укладання та ущільнення бетонної суміші;
- демонтаж опалубки;
- монтаж фундаментів під колони;
- монтаж колон у стакани фундаментів;
- бетонування стиків колон з фундаментами;
- монтаж ригелів;
- електрозварювання стиків ригелів з колонами;
- ригелів зі стіновими панелями;
- монтаж плит покриття;
-

електрозварювання стиків плит покриття з ригелями, плит покриття зі стіновими панелями; - бетонування стиків між плитами покриття.

Прийнято витримування бетону у стиках колони з фундаментом і стінових панелей в пазах днища за допомогою електропрогріванням. У цьому випадку потрібна міцність бетону може бути досягнена за 8 - 12 год.

Споруду розділено на дві монтажні ділянки, у якості однієї монтажної ділянки прийнято один резервуар чистої води з розмірами у плані 30м × 18м.

3.3 Підрахунок об'ємів робіт

3.3.1 Визначення об'ємів монтажних робіт

Визначення об'ємів монтажних робіт виконується у табличній формі (табл.3.2).

Таблиця 3.2

Об'єм монтажних робіт

№	Найменування елементів	Марка елемента	Кількість елементів, шт.			Об'єм елемента, м ³	Об'єм елементі, м ³
			на ділянках		всього		
			1	2			
1	Стінова панель масою 6,7т	ПС2-48-БГ1	18	18	36	2,69	96,84
	Стінова панель масою 7,1т	ПС1-48-БГ1	10	10	20	2,85	57
2	Фундамент під колону масою 4,18т	2ФР2	8	8	16	1,67	26,72
3	Колона масою 1,7т	ЗКР48	8	8	16	0,63	10,08
4	Ригель масою 4,2т	Р-1	10	10	20	2,35	47
5	Плита покриття масою 1,2т	1П7	6	6	12	1,05	12,6
	Плита покриття масою 2,3т	1П3	57	57	114	1,9	216,6
	Всього:						466,84

3.2.2 Визначення об'ємів бетонних робіт

Виконується у табличній формі:

Таблиця 3.3

Об'єм опалубних робіт

Марка монолітної ділянки	Тип поверхні, яка покривається опалубним щитом	Розміри поверхні, мхм	Кількість поверхонь кожного типу, шт.	Площа одної поверхні, м ²	Площа опалубки за типом поверхні та загальна площа опалубки, м ²
УМ48-БГ1	1	1,59х4,28	2	6,80	13,60
	2	1,21х4,28	2	5,18	10,36
	3	0,28х4,28	1	1,98	1,98
Площа опалубки на одну монолітну ділянку, м ²					25,94
Площа опалубки на монтажну дільницю, м ²					103,76
Площа опалубки на споруду, м ²					207,52

Таблиця 3.4

Об'єм бетонних робіт

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

Таблиця 3.5

Об'єм арматурних робіт

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

3.2.3 Визначення об'ємів робіт із закладання стиків

Об'єми робіт із закладання стиків наводять у таблиці 3.6.

Об'єм робіт із закладання стиків

№ пор.	Назва процесу	Одиниця вимірювання	Об'єм робіт на ділянках			Об'єм робіт на споруду
			одиниці вимірювання	1	2	
1	Зварювання випусків арматури панелей стін	10 м шва	0,432	28 x 0,432 = 12,096	28 x 0,432 = 12,096	24,192
2	Закладання швів дна паза днища бетоном з ущільненням	1 м ³	0,03	0,03x2,98 x28=2,503 2	0,03x2,98 x28=2,503 2	5,0064
3	Заливання швів панелей стін бетоном механізовано	100 м	0,048	28 x 0,048 = 1,344	28 x 0,048 = 1,344	2,688
4	Замонолічування колон у стаканах фундаментів	1 стик	1	8	8	16
5	Електрозварювання ригеля з колоною	10 м шва	0,062	0,062x8=0 ,496	0,062x8=0 ,496	0,992
6	Електрозварювання ригеля із стіною панеллю	10 м шва	0,025	0,025x4=0 ,1	0,025x4=0 ,1	0,2
7	Електрозварювання плити з ригелем	10 м шва	0,024	0,024x57= 1,368	0,024x57= 1,368	2,736
8	Електрозварювання плити покриття із стіною панеллю при обпиранні довшою стороною	10 м шва	0,008	0,008x6=0 ,048	0,008x6=0 ,048	0,096
9	Заливка швів плит покриття розчином механізовано	100 м	7,06	7,06	7,06	14,12

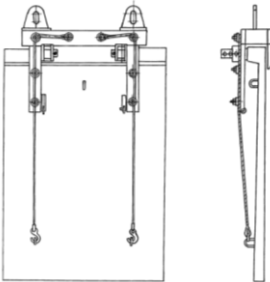
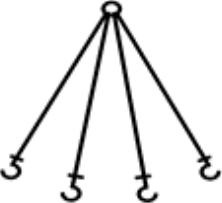
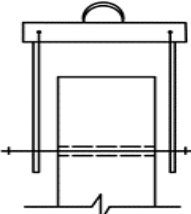

3.4 Вибір монтажних кранів

3.4.1 Вибір засобів для захоплення конструкцій і їх тимчасового закріплення



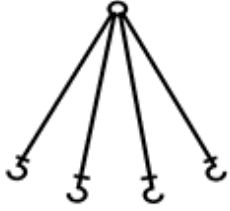
Засоби для захоплення конструкцій наведено у табл. 3.7.

Таблиця 3.7

Засоби для захоплення конструкцій

№	Найменування, коротка характеристика, посилання на довідник із зазначенням сторінки	Ескіз	Характеристика		
			вантажопідйомність, т	маса, т	розрахункова висота, м
1	2	3	4	5	6
1	Балансуюча траверса для захоплення стінових панелей		8	0,15	0,5
2	Строп чотирьохгілковий для захоплення збірних фундаментів		5	0,044	4
3	Стержневий захоплювач колон		8	0,135	0,5
4	Строп двогілковий для захоплення ригелів		5	0,05	4,3

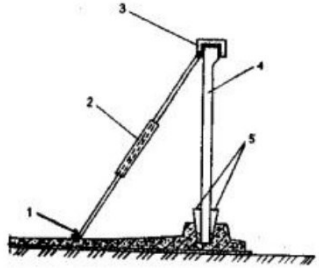
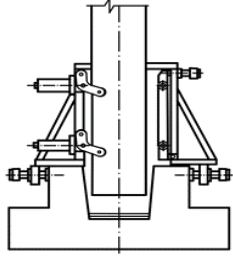
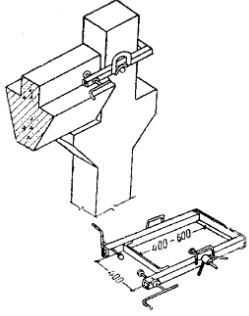
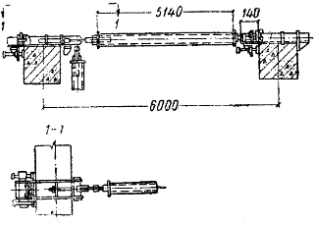
Закінчення таблиці 3.7

№	Найменування, коротка характеристика, посилання на довідник із зазначенням сторінки	Ескіз	Характеристика		
			вантажопідйомність, т	маса, т	розрахункова висота, м
1	2	3	4	5	6
4	Строп двогілковий для захоплення ригелів		5	0,05	4,3
5	Строп двогілковий для захоплення траверси		8	0,05	2,5
6	Строп чотирьохгілковий для захоплення плит покриття		5	0,048	5

Засоби для тимчасового закріплення конструкцій наведено у табл. 3.8.

Таблиця 3.8

Засоби для тимчасового закріплення і вивіряння конструкцій

№ п/п	Найменування, характеристика, посилання на довідник із зазначенням сторінки	Принципова схема засобу	Висота над нижньою конструкцією, м	Маса, т
1	2	3	4	5
1	Підкос із струбциною та металеві клини для тимчасового закріплення стінових панелей		-	0,05
2	Кондуктор для тимчасового закріплення колон та їх вивіряння		0,72	0,282
3	Кондуктор для тимчасового закріплення ригелів та їх вивіряння		-	0,026
4	Розчалка для тимчасового закріплення ригелів		-	0,078

3.4.2 Визначення монтажних характеристик конструкцій

Викорстовуємо схему II – монтажний кран та транспортні засоби рухаються днищем котловану за межами споруди та на брівці – при ширині споруди 16 – 30 м.

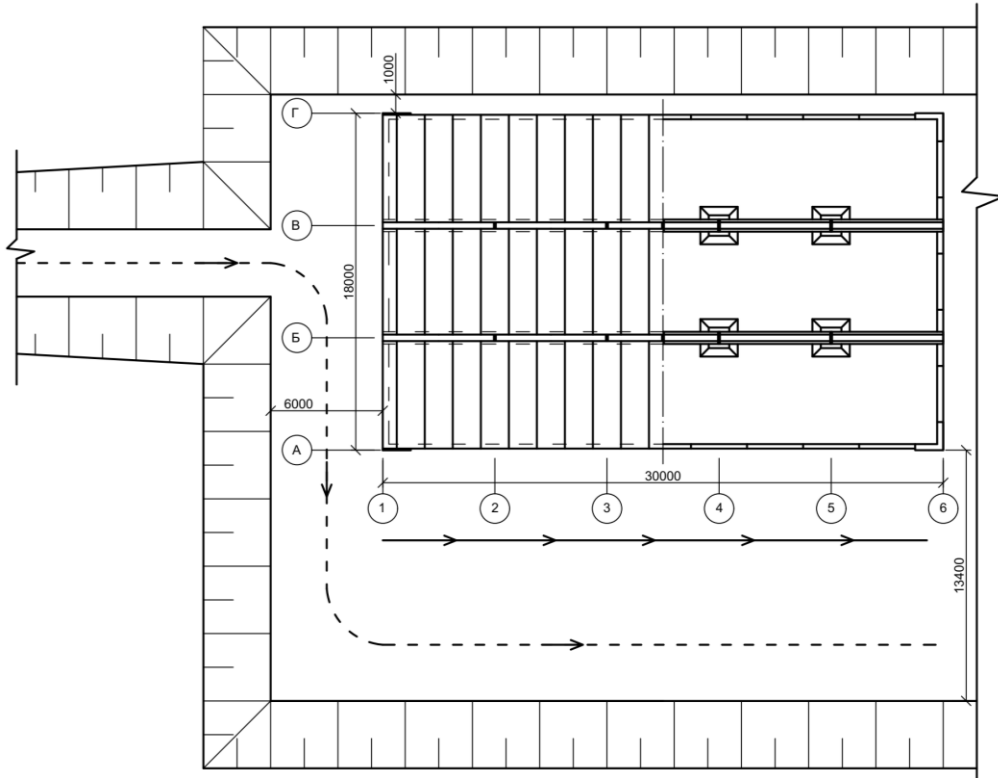


Рис. 3. Схема проходок монтажних кранів.

3.4.3 Технічний вибір монтажних кранів

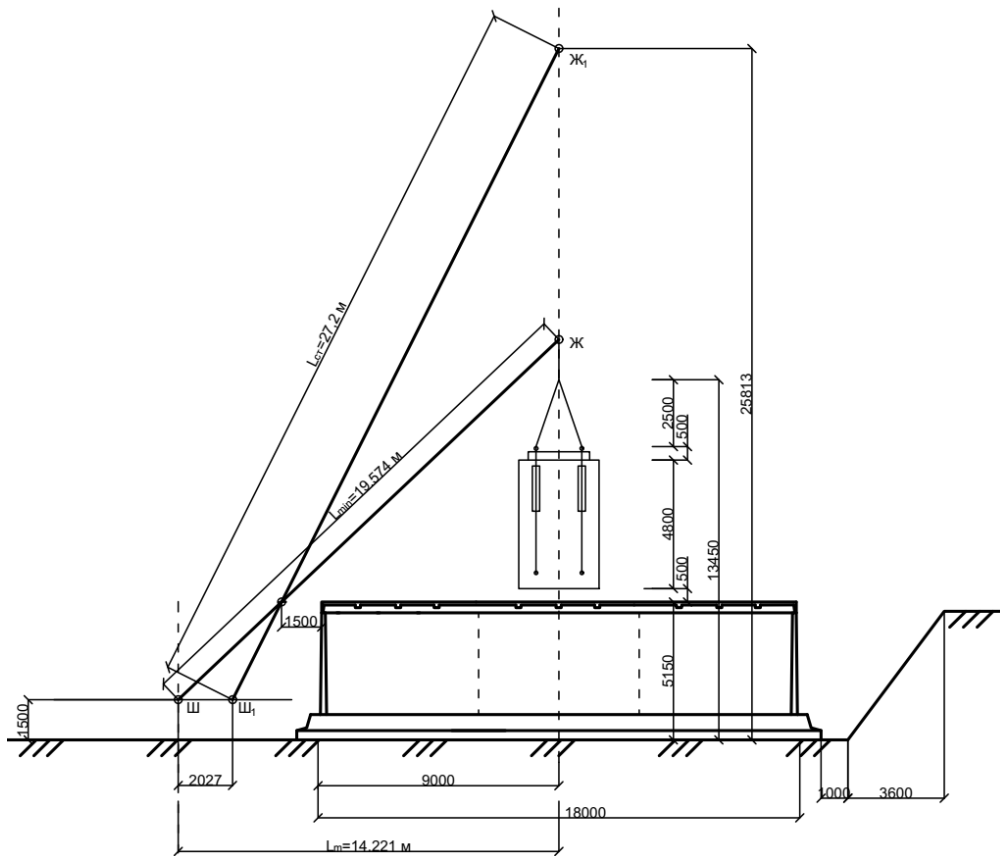


Рис. 3.4. Визначення монтажних характеристик стінових панелей:

$$Q_M^{СП} = 7,1 + 0,15 + 0,05 = 7,3 \text{ т. (266)}$$

$$H_M^{СП} = 5,15 + 0,5 + 4,8 + 0,5 + 2,5 = 13,45 \text{ м. (267)}$$

$$L_M = 14,221 \text{ м.}$$

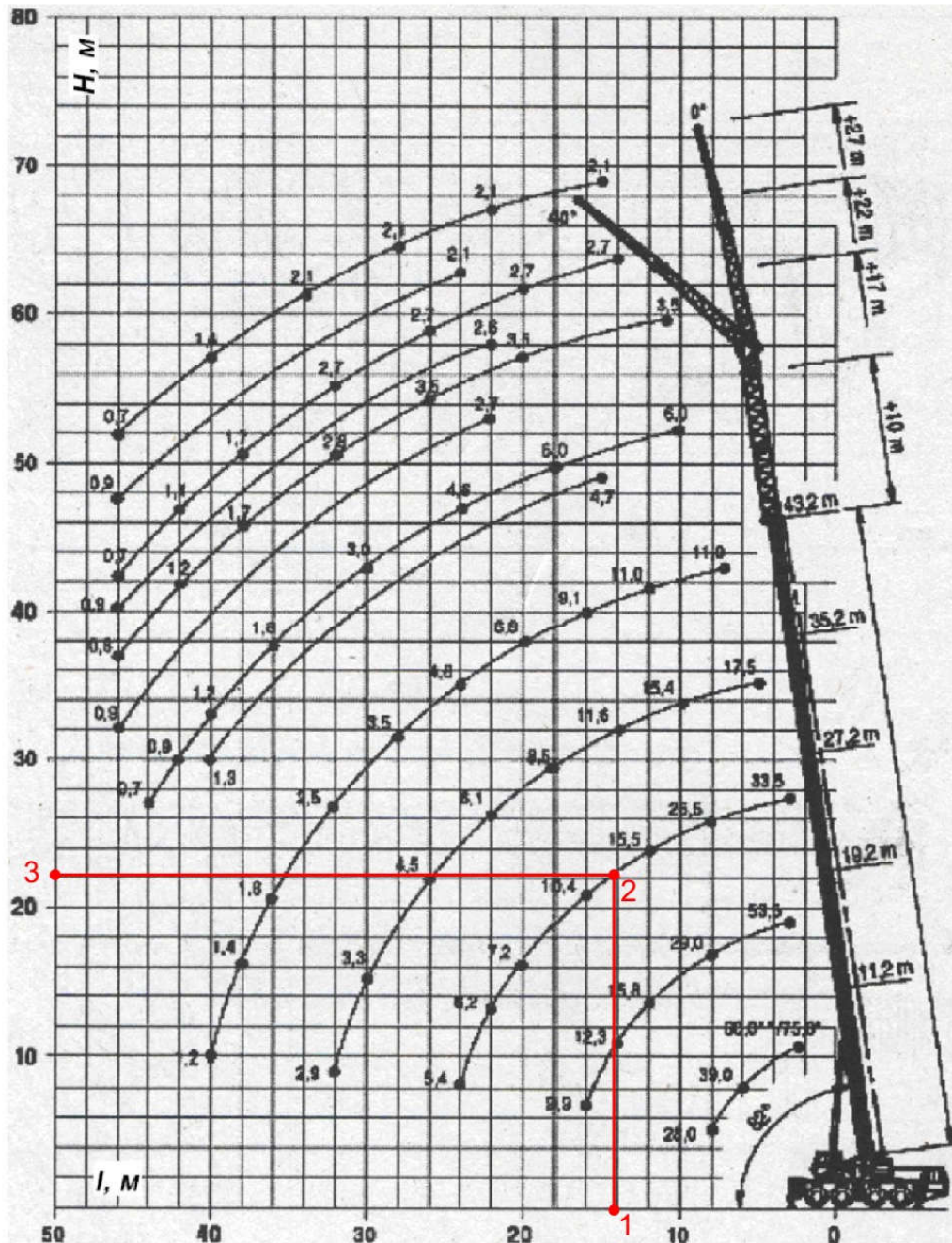


Рис. 3.5. Загальний вид та вантажовисотні характеристики автомобільного крана Grove GMK 4075-1 з стрілами 11,2 м, 19,2 м, 27,2 м, 35,2 м, 43,2 м: 1-3 – послідовність визначення технічних характеристик крана за монтажного вильоту 14,221 м і довжини стріли 27,2 м й придатність його для монтажу стінових панелей.

$$Q_{кр} = 13,3 \text{ т} > Q_{м}^{сп} = 7,3 \text{ т} \quad (268)$$

$$H_{кр} = 21,56 \text{ м} > H_{м}^{сп} = 13,45 \text{ м} \quad (269)$$

$$L_{м} = 14,221 \text{ м.}$$

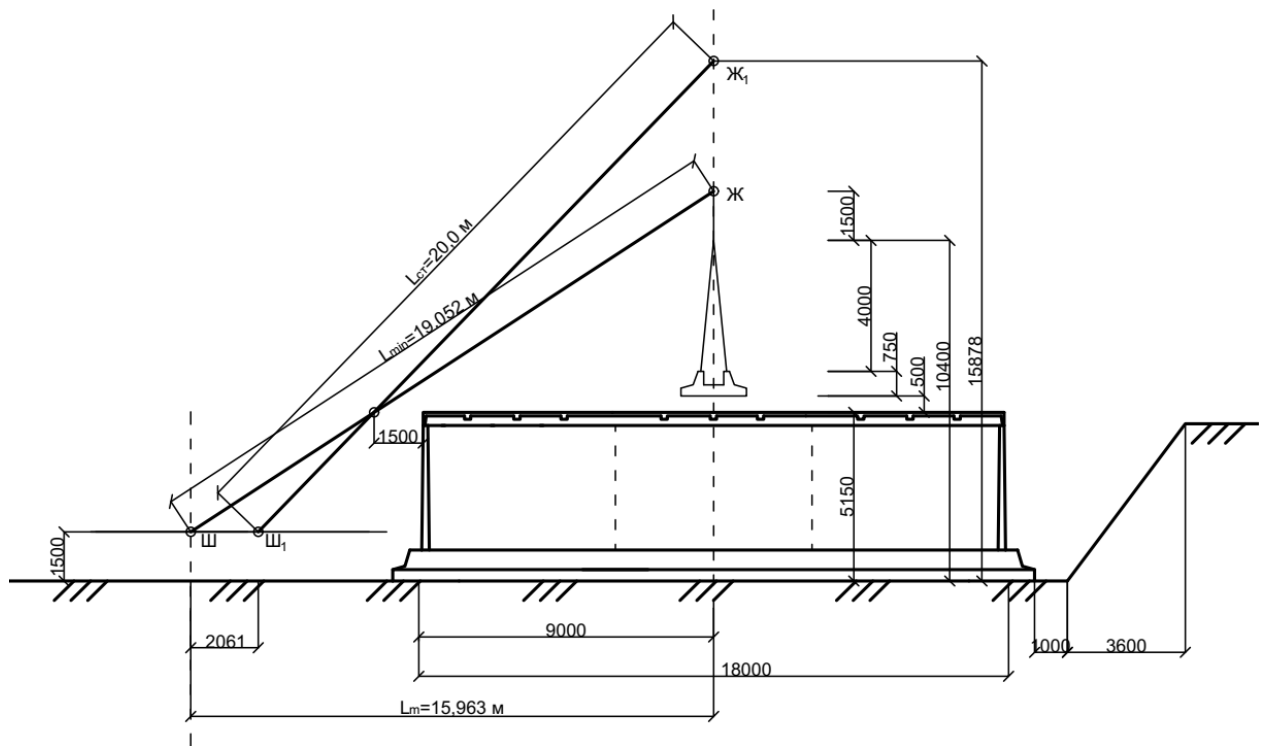


Рис. 3.6. Визначення монтажних характеристик фундаментів:

$$Q_M^\Phi = 4,18 + 0,044 = 4,32 \text{ т. (270)}$$

$$H_M^\Phi = 5,15 + 0,5 + 0,75 + 4,0 = 10,4 \text{ м. (271)}$$

$$L_M = 15,963 \text{ м.}$$

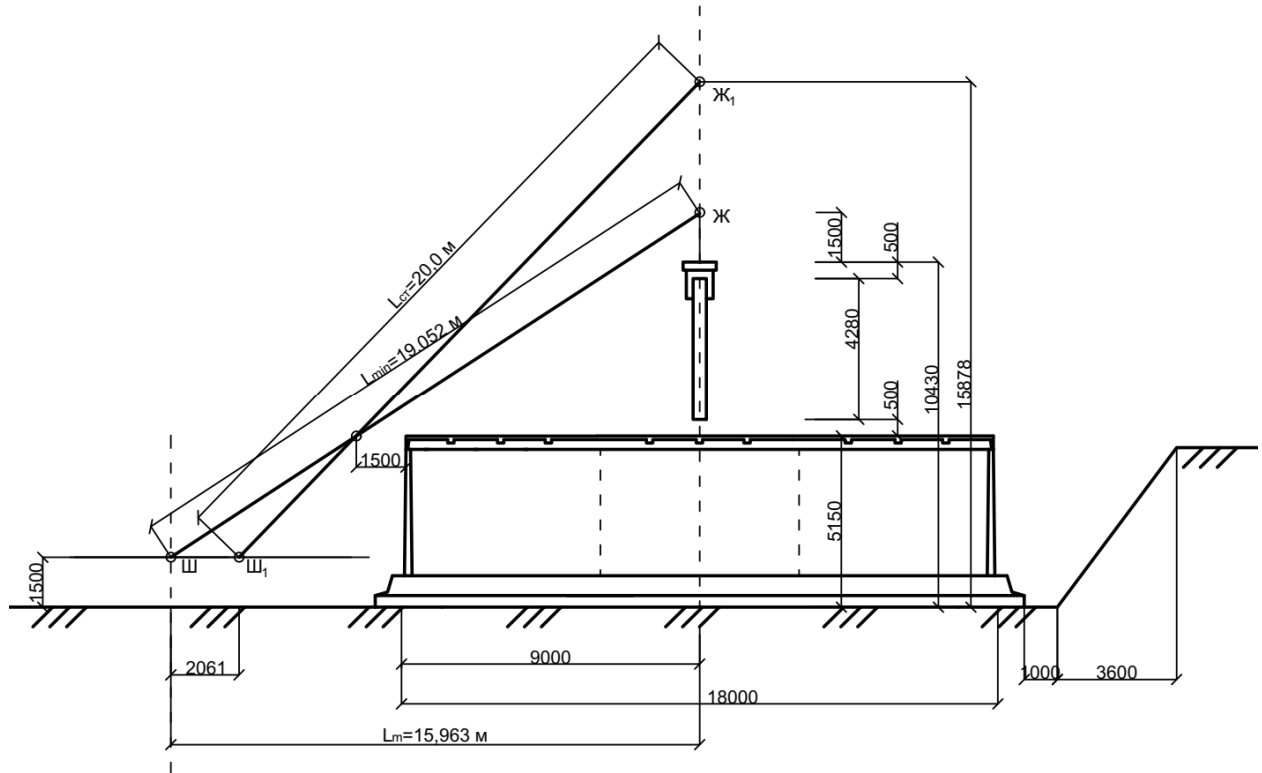


Рис. 3.7. Визначення монтажних характеристик колон:

$$Q_M^K = 1,7 + 0,135 = 1,84 \text{ т. (272)}$$

$$H_M^K = 5,15 + 0,5 + 4,28 + 0,5 = 10,43 \text{ м. (273)}$$

$$L_M = 15,963 \text{ м.}$$

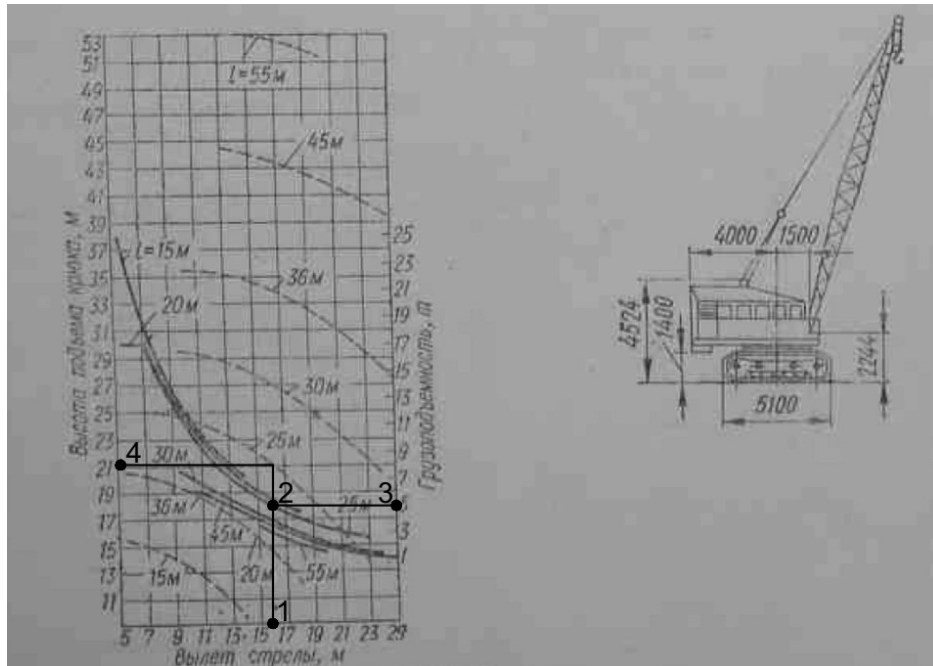


Рис. 10. Загальний вид та вантажовисотні характеристики гусеничного крана СКГ-25 з стрілою 25 м та його придатність для монтажу ригелів за монтажного вильоту 15,687 м.

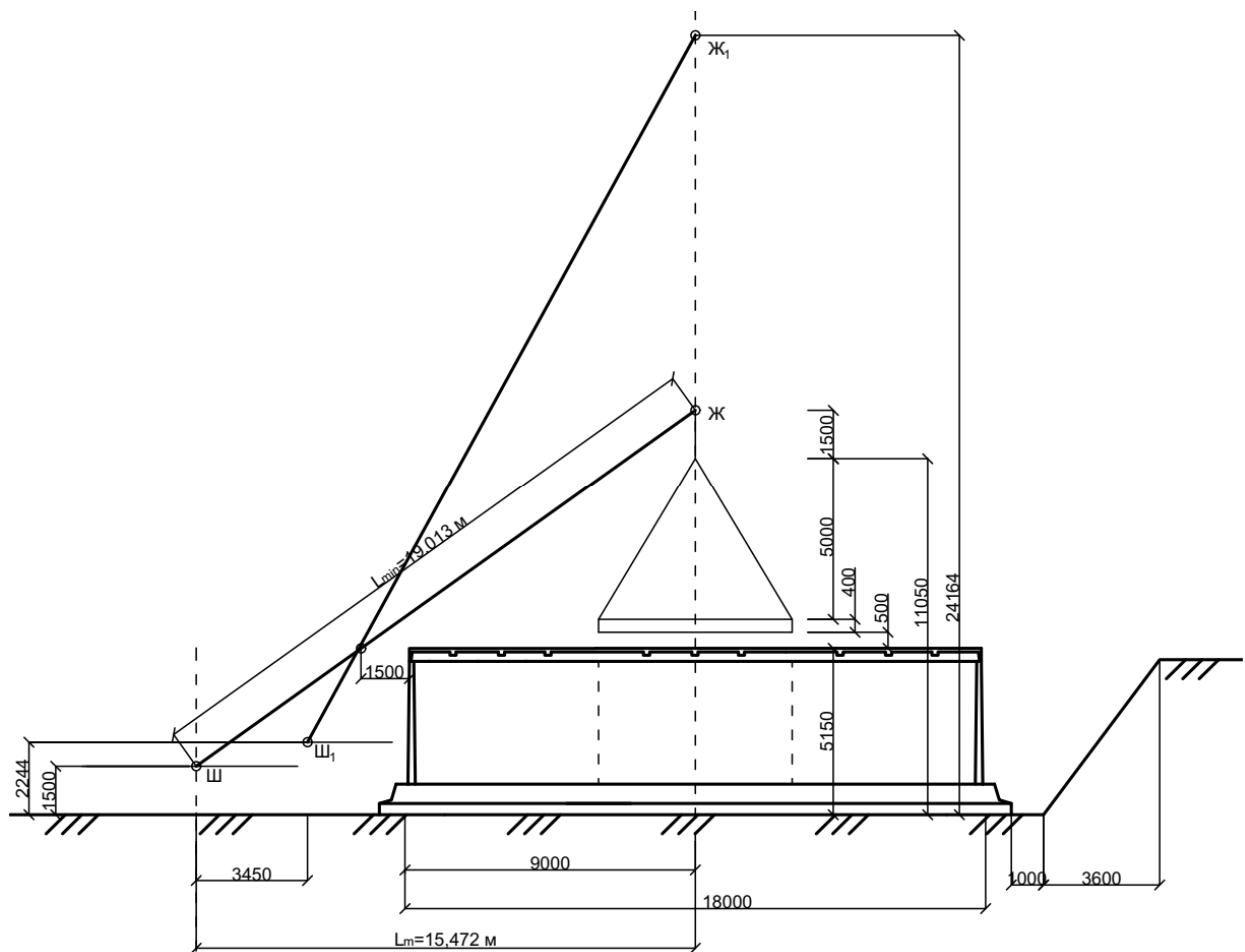


Рис. 11. Визначення монтажних характеристик плит покриття:

$$Q_M^{пл} = 2,3 + 0,0048 = 2,35 \text{ т. (278)}$$

$$H_M^{пл} = 5,15 + 0,5 + 0,4 + 5,0 = 11,05 \text{ м. (279)}$$

$$L_M = 15,472 \text{ м.}$$

Перевіряємо придатність гусеничного крана СКГ-25 зі стрілою 25м для монтажу плит покриття. Технічні характеристики якого становлять:

$$Q_{кр} = 5 \text{ т} > Q_M^{пп} = 2,35 \text{ т (280)}$$

$$H_{кр} = 21 \text{ м} > H_M^{пп} = 11,05 \text{ м (281)}$$

$$L_M = 15,472 \text{ м}$$

Марки обраних кранів заносимо в табл. 3.9.

Таблиця 3.9

Підібрані монтажні крани, які задовольняють вимогам монтажних характеристик конструкцій в елементарних потоках

№ поз.	Назва конструкції в елементарних монтажних потоках	Монтажні характеристики конструкцій			Гусеничні крани, придатні за технічними характеристиками
		$Q_M, \text{т}$	$H_M, \text{м}$	$L_M, \text{м}$	
1	2	3	4	5	6
1	Стінові панелі	7,3	13,45	148,221	Автомобільний кран Grove GMK 4075-1, стріла 27,2 м
2	Фундаментні блоки	4,32	10,4	15,963	Гусеничний кран СКГ-30/10, стріла 20 м механічний привід
3	Колони	1,84	10,43	15,963	
4	Ригелі	4,25	10,75	15,687	Гусеничний кран СКГ-25, стріла 25 м механічний привід

3.5 Складання калькуляції трудових витрат

Калькуляцію трудових витрат розроблено на одну ділянку і наведено в табл.3.10:

№ по р.	Найменування процесів	Об'єм робіт		Об'єднання за ГН, ЕНІР	Норма часу люд.-год. маш.-год.	Трудо-місткість люд.-год. маш.-год.	Склад ланки	
		Одиниця виміру	Кількість одиниць				Професія /розряд/	К-ть
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Установка панелей стін резервуара площею $4,8 \times 2,98 = 14,3$ м ²	1 шт	28	Е §4-1-8, табл. 2, п. 10а, б	-	$\frac{1,5 \times 2}{8} \times 0,37 \times 28 = 42$ 10,36	Монтажник, 5 р., 4 р., 3 р., 2р. Машиніст 6 р.	1 1 1 1 1
2	Зварювання випусків арматури панелей стін $28 \times 4,32 = 120,96$ м	10 м	12,096	Е §22-1-4, п. 4а	<u>7,1</u> -	<u>85,88</u> -	Зварювальник 5 р.,	1
3	Закладання швів дна паза днища бетонною сумішшю з ущільненням $((0,08 + 0,095) / 2) \times 0,33 \times 2,98 \times 28 = 2,41$ м ³	1 м ³	2,41	Е §4-1-51, п. 1	<u>5,8</u> -	<u>13,98</u> -	Монтажник 4р. 3р.	1 1
4	Заливання швів панелей стін бетонною сумішшю механізованим способом	100 м	$4,8 \times 28 / 100 = 1,344$	Е §4-1-26, п. 2а	<u>28</u> -	<u>37,63</u> -	Монтажник 4р. 3р.	1 1
5	Установка і в'язання арматури окремими стержнями монолітних ділянок стін резервуарів	1 т	1,458	Е §4-1-46, табл. 2, п. 12г	<u>24</u> -	<u>34,99</u> -	Арматурник: 6р. 2р.	1 1

Продовження табл. 3.10

№ пор.	Найменування процесів	Об'єм робіт		Обґрунтування за ГН, ЕНиР	Норма часу люд.- год. маш.- год.	Трудо- міст- кість люд.- год. маш.- год.	Склад ланки	
		Одиниця виміру	Кількість одиниць				Професія /розряд/	К-ть
6	Влаштування опалубки монолітних ділянок стін резервуарів	1 м ²	103,76	Е §4-1-36, табл. 2, п. 8а	<u>1,1</u> -	<u>114,14</u> -	Тесляр 5р. 3р.	1 1
7	Укладання бетонної суміші в монолітні ділянки стін резервуарів до 5 м ³	1 м ³	13,6	Е §4-1-49, табл. 3, п. 4д	<u>1,2</u> -	<u>16,32</u> -	Бетонник 4р. 2р.	1 1
8	Розбирання опалубки монолітних ділянок стін резервуарів	1 м ²	103,76	Е §4-1-36, табл. 2, п. 8б	<u>0,35</u> -	<u>36,32</u> -	Тесляр 5р. 3р.	1 1
9	Установка фундаментів масою до 5т	1 шт	8	Е §4-1-1, табл. 2, п. 8а, б	<u>2</u> 0,67	<u>16,00</u> 5,36	Монтажник 4 р., 3 р., 2 р., Машиніст 6 р.	1 1 1 1
10	Установка колон масою до 2т у стакани фундаментів за допомогою кондукторів	1 шт	8	Е §4-1-4, табл. 2, п. 2а, б	<u>2,4</u> 0,24	<u>19,20</u> 1,92	Монтажник 5 р., 4 р., 3 р., 2р. Машиніст 6 р.	1 1 2 1 1
11	Замонолічування колон у стаканах фундаментів	1 стик	8	Е §4-1-25, табл. 1, п. 1	<u>0,81</u> -	<u>6,48</u> -	Монтажник 4р. 3р.	1 1

Продовження табл. 3.10

№ пор.	Найменування процесів	Об'єм робіт		Обґрунтування за ГН, ЕНІР	Норма часу люд.- год. маш.- год.	Трудо- міст- кість люд.- год. маш.- год	Склад ланки	
		Одиниця виміру	Кількість одиниць				Професія /розряд/	К-ть
12	Установка ригелів масою до 5т	1 шт	10	Е §4-1-6, табл. 2, п. 4а, б	<u>2.4</u> 0,48	<u>24,00</u> 4,80	Монтажник 5 р., 4 р., 3 р., 2р. Машиніст 6 р.	1 1 2 1 1
13	Електрозварювання ригеля з колоною 0,62x8=4,96 м	10 м	0,496	Е §22-1-3, п. 1г	<u>6.8</u> -	<u>3.37</u> -	Зварювальник 5 р.	1
14	Електрозварювання ригеля із стіною панеллю 0,25x4=1 м	10 м	0,1	Е §22-1-3, п. 1г	<u>6.8</u> -	<u>0,68</u> -	Зварювальник 5 р.	1
15	Установка плит покриття площею до 10 м ² 1,5x6 = 9 м ²	1 шт	63	Е §4-1-7, п. 9а, б	<u>0,84</u> 0,21	<u>52,92</u> 13,23	Монтажник 4 р., 3 р., 2 р., Машиніст 6 р.	1 2 1 1
16	Електрозварювання плити з ригелем 0,24x57=13,68 м	10 м	1,368	Е §22-1-3, п. 1г	<u>6.8</u> -	<u>9,30</u> -	Зварювальник 5 р.	1
17	Електрозварювання плити покриття із стіною панеллю при обпиранні довшою стороною 0,08x6=0,48 м	10 м	0,048	Е §22-1-3, п. 1г	<u>6.8</u> -	<u>0,33</u> -	Зварювальник 5 р.	1
18	Заливка швів плит покриття розчином механізованим способом	100 м	7,06	Е §4-1-26, п. 3а	<u>4</u> -	<u>28,24</u> -	Монтажник 4р. 3р.	1 1

3.6 Складання таблиці технологічних розрахунків і побудова графіка виконання робіт
Технологічні розрахунки монтажу РЧВ (на ділянці)

Таблиця 3.11

№ процесу	Найменування процесів і посилання на пункти калькуляції	Об'єм робіт		Трудоємність люд.-зм. / маш.-зм.		Прийнятий склад ланок та бригади	Трива-лість робіт, змін	Виконання норм, %
		Одиниця вимірювання	Кількість одиниць	за нормою	прийнята			
1	2	3	4	5	6	7	9	10
1	Установка панелей стін резервуара площею (п. 1)	1 шт	28	$\frac{42,7}{10,36:8} = \frac{5,25}{1,295}$	$\frac{1,3 \times 4 = 5,2}{1,3 \times 1 = 1,3}$	Монтажник 5р., 4 р., 3 р., 2 р. Машиніст 6 р.	5,25:4=1,31 або 1,295:1=1,295 ПРИЙНЯТО 1,3	10 ДЛЯ МОНТ. 5,2:5,25x100 =99,05 ДЛЯ МАШ. 1,3:1,295x 100=100,38
2	Зварювання випусків арматури панелей стін (п. 2)	10 м	12,096	$\frac{85,88:8=10,74}{-}$	$\frac{1,3 \times 8 = 10,4}{-}$	Зварювальник 5 р.	10,74:8=1,3	96,74
3	Закладання швів дна паза днаща і панелей стін бетонною сумішшю (п. 3-4)	1 м ³ 100 м	2,41 1,344	$\frac{13,98}{8} = \frac{1,7475}{-}$	$\frac{1,6 \times 4 = 6,4}{-}$	Монтажник 4р., 3 р.	6,45:4=1,6	99,22
4	Бетонування монолітних ділянок стін резервуару (п. 5-8)	1 т 1 м ² 1 м ³ 1 м ²	1,458 103,76 13,6 103,76	$\frac{201,76}{25,22} = \frac{7,999}{-}$	$\frac{4 \times 6 = 24}{-}$	Арматурник 6р., Тесляр 5р., Бетонник 4р., 2 р., 3 р., 2 р.	25,22:6=4	95,16
5	Установка фундаментів, колон, замоноличування колон у стаканах фундаментів (п. 9-11)	1 шт 1 шт 1 стик	8 8 8	$\frac{41,68}{7,28/8} = \frac{5,72}{0,91}$	$\frac{1 \times 5 = 5}{1 \times 1 = 1}$	Монтажник 5р., 4 р., 3 р., 2 р. Машиніст 6 р.	5,21:5=1,042 або 0,91:1=0,91 ПРИЙНЯТО 1	ДЛЯ МОНТ. 95,9 ДЛЯ МАШ. 109,89
6	Установка ригелів, плит покриття (12, 15)	1 шт 1 шт	10 63	$\frac{76,92}{18,03/8} = \frac{9,62}{2,25}$	$\frac{2 \times 5 = 10}{2 \times 1 = 2}$	Монтажник 5р., 4 р., 3 р., 2 р. Машиніст 6 р.	9,62:5=1,924 або 2,25:1=2,25 ПРИЙНЯТО 2	ДЛЯ МОНТ. 103,95 ДЛЯ МАШ. 88,88
7	Електрозварювання ригелів колонами і стіновими панелями, плит покриття з ригелями і стіновими панелями (13-14, 16-17)	10 м 10 м 10 м 10 м	0,496 0,1 1,368 0,064	$\frac{13,68}{8} = \frac{1,71}{-}$	$\frac{2 \times 1 = 2}{-}$	Зварювальник 5 р.	2	116,95
8	Заливка швів плит покриття розчином механізованим способом (п. 18)	100 м	7,06	$\frac{28,24}{8} = \frac{3,53}{-}$	$\frac{2 \times 2 = 4}{-}$	Монтажник 4р., 3 р.	3,53:2=2	113,63
	Всього:			$\frac{67,72}{4,455}$	$\frac{67,00}{4,30}$			

Таблиця 3.12

Графік виконання робіт (на споруду)

№	Найменування процесів	Одиниця виміру	Обсяг робіт	Прийнята трудомісткість, машиномісткість люд.-зм/маш.-зм		Склад бригади (ланки)	Тривалість змін		Робочі зміни
				На дільниці 1	На дільниці 2		На дільниці 1	На дільниці 2	
1	Установка панелей стін резервуара площею (п. 1)	1 шт	28	$\frac{5,2}{1,3}$	$\frac{5,2}{1,3}$	Монтажник 5р., 4р., 3р., 2р. Машиніст 6р.	1,3	1,3	
2	Зварювання випусків арматури панелей стін (п. 2)	10 м	12,096	$\frac{10,4}{-}$	$\frac{10,4}{-}$	Зварювальник 5р.	1,3	1,3	
3	Закладання швів дна паза днища і панелей стін бетонною сумішшю (п. 3-4)	1 м^3 100 м	2,41 1,344	$\frac{6,4}{-}$	$\frac{6,4}{-}$	Монтажник 4р., 3р.	1,6	1,6	
3а	<i>Технічна перерва - 6 дів</i>								
4	Бетонування монолітних ділянок стін резервуару (п. 5-8)	1 Т 1 м^2 1 м^3 1 м^2	1,458 103,76 13,6 103,76	$\frac{24}{-}$	$\frac{24}{-}$	Арматурник 6р., 2р., Тесляр 5р., 3р., Бетонник 4р., 2р.	4	4	
4а	<i>Технічна перерва - 6 дів</i>								
5	Установка фундаментів, колон, замоноличування колон у стаканах фундаментів (п. 9-11)	1 шт 1 шт 1 стік	8 8 8	$\frac{5}{1}$	$\frac{5}{1}$	Монтажник 5р., 4р., 3р., 2р. Машиніст 6р.	1	1	
5а	<i>Технічна перерва - 6 дів</i>								
6	Установка ригелів, плит покриття (12, 15)	1 шт 1 шт	10 63	$\frac{10}{2}$	$\frac{10}{2}$	Монтажник 5р., 4р., 3р., 2р. Машиніст 6р.	2	2	
7	Електрозварювання ригелів з колонами і стінними панелями, плит покриття з ригелями і стінними панелями (13-14, 16-17)	10 м 10 м 10 м 10 м	0,496 0,1 1,368 0,064	$\frac{2}{-}$	$\frac{2}{-}$	Зварювальник 5р.	2	2	
8	Заливка швів плит покриття розчином механізованим способом (п. 18)	100 м	7,06	$\frac{4}{-}$	$\frac{4}{-}$	Монтажник 4р., 3р.	2	2	

Визначення техніко-економічних показників

Техніко-економічні показники:

- обсяг монтажу залізобетонних конструкцій (табл.3.2) 466,84 м³;
- тривалість будівництва (табл. 3.12) 21 змін;
- трудомісткість роботи монтажних кранів (табл. 11) 6,0х2=12 маш.-змін;
- затрати праці робітників (табл. 3.11) 67,0 х2=134 люд.-змін;
- виробіток у м3 на 1маш.-зм. 466,84/4,3 =108,57 м3/маш.-зм.;
- виробіток у м3 на 1люд.-зм. 466,84/134 = 3,35 м3/люд.-з

3.7 Визначення потреби в матеріально-технічних ресурсах

Таблиця 3.13

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

№ пор.	Будівельні конструкції, деталі, напівфабрикати, матеріали та устаткування	Марка	Одиниця вимірювання	Кількість
1	Стінова панель	ПС2-48-БГ1	шт.	36
2	Стінова панель	ПС1-48-БГ1	шт.	20
3	Фундамент під колони	2ФР2	шт.	16
4	Колона	ЗКР48	шт.	16
5	Ригель	Р-1	шт.	20
6	Плита покриття	1П7	шт.	12
7	Плита покриття	1ПЗ	шт.	114
8	Бетон	С 10/15	м ³	26,62+0,48+ 5,62=32,72
9	Розчинна суміш	М 100	м ³	3,7+0,51 =4,21
10	Вироби монтажні	-	т	0,22
11	Пісок	-	м ³	13,85
12	Бруски 75 мм	IV сорт	м ³	0,71+1,57= 2,28
13	Дошки 25 – 32 мм	IV сорт	м ³	0,66+0,55 +14,17= 15,38
14	Дошки 40 мм	IV сорт	м ³	0,45+0,34+4,18= 4,97
15	Гвіздки 100 мм	-	кг	16,92
16	Електроди	Е-42	кг	23,54+11,75 =35,29
17	Дріт 4 мм	Вр-І	кг	4,8
18	Бетон для монолітних ділянок	С 15/20	м ³	27,2
19	Арматура діаметром 6 мм	A240С	кг	24,0
20	Арматура діаметром 8 мм	A400С	кг	370,4
21	Арматура діаметром 14 мм	A400С	кг	208,8
22	Арматура діаметром 16 мм	A400С	кг	2312,8
23	Гвіздки 120 мм	-	кг	40,26
24	Тісто вапняне	-	кг	159,936

Таблиця 3.14

Потреба в машинах, устаткуванні, інструменті, інвентарі і пристроях

№ пор.	Машина, устаткування, інструмент, інвентар і пристрої	Марка	Одиниця вимірювання	Кількість
I. Машина та пристрої				
1	Кран автомобільний	Grove GMK 4075-1 стріла 27,2м	шт.	1
2	Кран гусеничний	СКГ-30/10 стріла 20 м	шт.	1
3	Кран гусеничний	СКГ-25 стріла 25 м	шт.	1
4	Бортовий автомобіль	ЗиЛ-433440	шт.	1
5	Тягач з напівприцепом-панелевозом	КамАЗ-5410 ПП-1307А	шт.	1
6	Автобетоновоз СБ-113 на базі ЗиЛ-13Д	СБ-113	шт.	1
7	Неповоротний бункер місткістю 0,5 м ³	БНВ-0,5	шт.	1
8	Балансуюча траверса для захоплення стінових панелей	-	шт.	1
9	Строп чотирьох гілковий для захоплення фундаментів	4СК-5,0-4000	шт.	1
10	Стержневий захоплювач колон	-	шт.	1
11	Строп двогілковий для захоплення ригелів	2СК-5,0-4300	шт.	1
12	Строп двогілковий для захоплення траверси	2СК-8,0-2500	шт.	1
13	Строп чотирьохгілковий для захоплення плит покриття	4СК-5,0-5000	шт.	1
14	Підкос зі струбциною	-	шт.	$(36+20)*2=112$
15	Металеві клини	-	шт.	$(36+20)*6=336$
16	Кондуктор для тимчасового закріплення колон та їх вивіряння	-	шт.	8
17	Кондуктор для тимчасового закріплення ригелів та їх вивіряння	-	шт.	20
18	Кондуктор для тимчасового закріплення ригелів	-	шт.	30

№ пор.	Машини, устаткування, інструмент, інвентар і пристрої	Марка	Одиниця вимірювання	Кількість
II. Ручний будівельний інструмент				
19	Вібратор глибинний	ІВ-113	шт.	2
20	Лопата для розчину	ЛР	шт.	10
21	Зубило слюсарне 20х60°	ЗС	шт.	1
22	Скребок	-	шт.	2
23	Розшивка стальна	РВ-1	шт.	1
		РВ-2	шт.	1
24	Лом монтажний	ЛМ-20	шт.	2
		ЛМ-24	шт.	3
25	Киянка кругла	КК	шт.	1
26	Сокира будівельна	А-2	шт.	1
27	Маяк причальний	-	шт.	3
28	Каска пластмасова	-	шт.	10
29	Пояс запобіжний	-	шт.	9
30	Відро	-	шт.	4
III. Засоби вимірювання і контролю				
31	Висок будівельний 600 г	ОС-600	шт.	4
32	Рейка з виском	-	шт.	4
33	Рулетка	РЗ-20	шт.	3
34	Метр складний металевий	МС	шт.	9
35	Кутник дерев'яний	УД	шт.	4
36	Правило	-	шт.	4
37	Рівень будівельний	УС-300	шт.	3
IV. Інвентар				
38	Ящик для розчину металевий	-	шт.	2
39	Клиновий вкладиш	-	шт.	18
40	Риштування монтажні	-	шт.	4
41	Драбина монтажна	-	шт.	4
42	Підкіс із струбциною	-	шт.	10
43	Щити опалубки PERI	PERI		
	1200х3300 мм		шт.	8
	600х3300 мм		шт.	4
	300х3300 мм		шт.	6
	1200х1200 мм		шт.	8
	600х1200 мм		шт.	4
300х1200 мм	шт.	6		

3.8 Операційний контроль якості робіт

Таблиця 3.15

Схема операційного контролю якості робіт

Операції, які підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
виконавцем	майстром	склад	спосіб	строки	залучені служби
1	2	3	4	5	6
-	Монтаж панелей резервуара	Відповідність послідовності монтажу розробленій ТК. Точність установки панелей резервуара. Контроль якості заробляння стиків	Візуально, рулеткою	В процесі монтажу	-
Монтаж панелей резервуара	-	Правильність і надійність стропування. Вертикальність встановлених панелей. Надійність тимчасового кріплення. Правильність прив'язки панелей резервуара в плані	Візуально, рулеткою	В процесі монтажу	-
-	Монтаж фундаментів	Суміщення осей фундаменту відносно осей. Відхилення відміток вирівнюючого шару під блоки і опорні поверхні дна стаканів від проектних. Щільність примикання підшви фундаменту до поверхні основи.	Візуально, рулеткою	В процесі монтажу	Геодезична служба
Монтаж фундаментів	-	Відхилення відміток опорних поверхонь дна стаканів від проектних. Відповідність положення змонтованих фундаментів в плані.	Візуально, рулеткою	В процесі монтажу	Геодезична служба

Операції, які підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
виконавцем	майстром	склад	спосіб	строки	залучені служби
1	2	3	4	5	6
-	Монтаж колон, ригелів, плит покриття	Установку конструкцій в проектне положення. Надійність тимчасового кріплення. Якість бетонних робіт при замоноличуванні колон. Глибину обпирання плит.	Візуально, рулеткою	В процесі монтажу	-
Монтаж колон, ригелів, плит покриття	-	Фактичне положення змонтованих конструкцій. Відповідність закріплення конструкцій проектним	Візуально, рулеткою	В процесі монтажу	Геодезична служба
-	Зварювання закладних деталей	Відповідність порядку зварювання і типа використовуємих електродів Проекту. Розміри швів, якість зачистки	Візуально	В процесі зварювання	Лабораторія
Зварювання і антикорозійний захист	-	Якість зварювання, наявність і правильність ведення журналу зварювальних робіт. Якість антикорозійного покриття.	Візуально	В процесі зварювання	Лабораторія

Операції, які підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
виконавцем	майстром	склад	спосіб	строки	залучені служби
1	2	3	4	5	6
-	Закладення стиків	Дотримання технологічної послідовності операції. Якість закладення стиків. Температурно-вологий режим твердіння розчину. Фактичну міцність бетону і розчину і терміни розбирання опалубки	Візуально	В процесі закладення стиків	Лабораторія
Закладення стиків	-	Якість герметизації зовнішніх стін. Фактичну міцність бетону і розчину. Зовнішній вигляд закладених стиків	Візуально	В процесі закінчення роботи	Лабораторія
Бетонування монолітних ділянок	-	Порядок збирання опалубки. Установка кріплень. Засоби підмащення і закладних елементів. Забезпечення геометричних розмірів та проектних нахилів площин опалубки.	Візуальний, інструментальний	В процесі виконання робіт	-
-	Бетонування монолітних ділянок	Положення опалубки відносно розбивочних осей. Позначення проектних відміток верха монолітних ділянок. Контролює відповідність геометричних розмірів опалубки проекту.	Візуальний, інструментальний	В процесі виконання робіт	-

Операції, які підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
виконавцем	майстром	склад	спосіб	строки	залучені служби
1	2	3	4	5	6
Арматурні роботи	-	Порядок збирання арматурного каркасу. Якість зварювання. Точність установки в плані і по висоті. Величина захисного шару бетону.	Візуальний, інструментальний	В процесі виконання робіт	-
-	Арматурні роботи	Відповідність положення арматурного каркасу проектному. Якість виконання зварювання.	Візуальний, інструментальний	В процесі виконання робіт	-
Бетонні роботи	-	Висота скидання бетонної суміші. Товщина шарів. Крок перестановки вібраторів. Тривалість вібрування. Правильність робочих швів. Фактична міцність бетону.	Візуальний, інструментальний	В процесі виконання робіт	Лабораторія
-	Бетонні роботи	Фактична міцність бетону. Якість поверхні. Геометричні розміри. Відповідність проектному положенню всіх конструкцій.	Візуальний, інструментальний	В процесі виконання робіт	Лабораторія

Розділ 4
Охорона навколишнього середовища

Консультант : Хомутецька Т.П.

						Атестаційна робота	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

4.1 Водні ресурси землі

Вода займає 70% земної поверхні. Вода може знаходитись як у повітрі, так і на землі, утворює океани, річки і озера, без неї неможливе існування рослин, тварин і людей. Вода завжди перебуває у русі, кількість і якість якої змінюються з часом і в просторі. Водні ресурси характеризуються віковими запасами та відновлюваними ресурсами. Прісна води, які входять до вікових природних запасів, знаходиться в озерах, річках, льодовиках та в підземних водоносних шарах гірських порід. Поновлювані водні ресурси охоплюють води, які щорічно поновлюються в процесі кругообігу води на Землі, включаючи водний обмін між сушею і океаном.

Водні ресурси України формуються за рахунок атмосферних опадів і транзитних вод. Головним джерелом - є атмосферні опади. Їх кількість та режим опадів, втрати вологи через випаровування, залежать від кліматичних умов. Кліматичні та гідрогеологічні фактори впливають на утворення стоку води, процеси просочування у глибину ґрунту та розподіл опадів на поверхні водозборів. У середньому, на території України, щороку випадає 609 мм опадів. З них лише 83 мм перетворюються на стік, а решта випаровується.

Середня багаторічна величина річного стоку є основним показником водних ресурсів. В Україні, цей показник зменшується з півночі на південь, починаючи від Подільської, Придніпровської, Донецької і Приазовської височин. У горах Українських Карпат та Кримських горах, значення стоку закономірно збільшується зі зростанням висоти.

4.2 Проблеми водозабезпечення

Першою проблемою в сфері водозабезпечення - є обмежена кількість води, яка може бути використана. Вона свідчить про те, що запаси прісної води не безмежні. Майже 97,5% - це солоні води океанів, морів, солоних озер та підземних горизонтів. Решта вод - прісні і майже повністю знаходяться в полярних кригах, льодовиках та під землею.

Другою проблемою - є нерівномірність розподілення прісної води на планеті. Стік усіх річок Світу становить близько 45 тис. км³. Цієї кількості води

вистачить з надлишком, аби задовольнити потреби всього живого на поверхні землі, але вона не завжди знаходиться в потрібному регіоні. Тому необхідне перекидання великих об'ємів води з одних регіонів в інші.

Третьою проблемою - є те, що основне джерело прісних вод – річковий поверхневий стік, що постійно суттєво змінюється. Це не відповідає режимам споживання води. Тому необхідне в регулювання стоку, створення запасів води у водосховищах.

Найголовнішою проблемою - є швидке забруднення природних вод внаслідок скиду у водні об'єкти неочищених або погано очищених промислових, сільськогосподарських і комунальних стічних вод. Тому якість води в природних водних об'єктах погіршується внаслідок зливу дощовими і талими водами добрив, гербіцидів та пестицидів з сільськогосподарських полів, нафтопродуктів та інших забруднень з територій населених пунктів, це робить проблематичним використання забруднених природних вод для подальшого споживання, погіршує екологічний стан водного об'єкта, умови відпочинку населення біля води тощо. Глибоке очищення та зменшення кількості скидаємих стічних вод є шляхами вирішення цієї проблеми.

4.3 Забруднення природних вод

Відповідно до основ водного законодавства - всі води підлягають охороні від забруднення, засмічення і виснаження, що спричиняють шкоду здоров'ю людей, зменшують рибні запаси, погіршують умови водопостачання і призводять до інших явищ в результаті зміни фізичних, хімічних і гідробіологічних властивостей води та зниження її властивості самоочищення.

Під забрудненням розуміють зміну складу та властивості води під прямим чи побічним впливом виробничої діяльності людини чи побутового використання, при якому вода стає непридатною для використання.

Основні джерела забруднення природних вод є: Промислові стоки; Комунальні стоки; Хімізація сільського господарства; Стоки тваринницьких господарств; Продукти розпаду синьо-зелених; Теплове забруднення; Радіоактивні відходи; Забруднена атмосфера.

Промислові стоки - це води, що скидаються з промислових джерел, фабрик, заводів, підприємств тощо. В них містяться різні забруднюючі речовини, що можуть бути небезпечними для навколишнього середовища і здоров'я людей. Вони можуть містити хімічні розчинники, отруйні речовини, нафтопродукти, токсичні метали, важкі метали, органічні сполуки та інші забруднюючі речовини, що значно погіршують якість водних ресурсів, спричиняють забруднення води, загрозу для екосистеми та здоров'я людей.

Комунальні стоки - води, що утворилися в процесі господарсько-побутової і виробничої діяльності, а також відведені з забудованої території, на якій вони утворилися внаслідок випадання атмосферних опадів. До комунальних стоків входять органічні відходи, бактерії, хімічні речовини, ліки, важкі метали та інші забруднюючі речовини, які впливають на якість водних ресурсів та загрожують здоров'ю людей і навколишньому середовищу.

Хімізація сільського господарства – це застосування у сільському господарстві різних мінеральних добрив, пестицидів, хімічних засобів для захисту та утворення гарного середовища для швидкого росту рослин. Головною небезпекою забруднення вод добривами та пестицидами – є неможливість пропустити стоки з полів через очисні споруди водопостачання.

Стоки тваринницьких господарств – це суміш, що утворюється на фермах де утримуються тварини для сільськогосподарського виробництва, таких як худоба, птиця або свині, яка складається з різних забруднюючих речовин, фекалій, удобрень, хімічних речовин та інших відходів, що супроводжують утримання тварин. Складність проблеми охорони води від стоків ферм полягає в трудності санітарної нейтралізації накопичувачів бруду і утилізації відходів.

Продукти розпаду синьо-зелених – результат розпаду водоростей, що належать до групи ціанобактерій. Деякі ціанобактерії можуть виділяти токсини, що можуть бути шкідливими для інших організмів, включаючи рибу, водних безхребетних та інші водні організми, можуть сприяти зменшенню кількості кисню у водоймі, викликають цвітіння води.

Теплове забруднення – збільшення температури, мінералізації та випаровування води, внаслідок скиду вод з ТЕС та АЕС.

Радіоактивні відходи - В останні десятиріччя в ряді країн світу з'явилися радіоактивні відходи, які мають велику небезпеку для природних вод. В організмах рослин, риб і тварин проходять процеси біологічної концентрації радіоактивних речовин. Мілкі організми поглинаються більш крупними, де виникає вже небезпечна концентрація. Тому окремі прісноводні риби в декілька тисяч разів радіоактивніші водного середовища, де вони проживають.

Забруднена атмосфера - тверді частинки викидів сучасної індустрії переміщуються повітряними потоками на великі відстані потрапляють на поверхню суші та поверхневі води - це призводить до випадіння кислотних дощів та забруднення природних водойм.

4.4 Заходи захисту природних вод від забруднення

При відсутності належних заходів із зниження забруднення води, природне розбавлення і самоочищення стає недостатньою. Великі концентрації шкідливих домішок перешкоджають самоочищенню води і її забруднення інтенсивно прогресує.

Заходи збереження чистоти водних об'єктів:

- забезпечена повної очистки комунально-побутових і промислових стоків;
- вдосконалювання і змінювання технології промислового виробництва;
- розроблювання і впровадження маловодної і безводної технології;
- впровадження оборотного водопостачання, розширювання повторного використання очищених стічних вод;
- застосовування раціональних способів і прийому використання добрив і пестицидів;
- розроблення і здійснення державних планів водоохоронних заходів в масштабах басейнів річок і водойм з урахуванням перспективного розташування продуктивних сил і засобів виробництва.

Способи очищення стічних вод:

- механічна очистка;

- фізико-хімічна очистка;
- хімічна очистка;
- біохімічна очистка.

При механічній очистці служать вилучають нерозчинні речовини з стічних вод шляхом проціджування, відстоювання, фільтрування і центрифугування. Її застосовують, як первинну очистку перед іншими очистками. Далі, воду, що пройшла механічну очистку - хлорують.

При хімічному і фізико-хімічному способах вилучають колоїдні і розчинні речовини. Для цього, у воду вводять реагенти, пропускають повітря чи пару, використовують електроліз та іонообмінні матеріали.

Біохімічна очистка дозволяє видалити забруднення органічного походження. Біохімічну очистку проводять в природних умовах на полях зрошення, а також в штучних умовах в біологічних фільтрах.

Висновок

У дипломному проекті розроблено систему водопостачання населеного пункту для забезпечення потреб у воді 73 тисяч мешканців міста та трьох промислових підприємств, а також здійснення поливу території та подачі води на випадок пожежі при максимальному водоспоживанні із врахунковою максимальною добовою витратою води - 27882,71 м³/добу, та її погодинним розподілом. Для оптимізації системи водопостачання у пікові години проектом передбачені регулюючі споруди та визначено їх об'єми.

У проекті запроектовано водопровідні мережу з прохідною баштою. Проведено гідравлічний розрахунок для двох режимів максимального водоспоживання та пожежогасіння під час максимального водоспоживання, побудовано графіки потрібних та фактичних вільних напорів водопровідної мережі.

Забір води здійснюється з поверхневого джерела, береги річки досить пологі, тому в проекті прийнято русловий водозабір роздільного типу. Для поліпшення якості води та її очищення, запроектовано водоочисну станцію, проведено розрахунки споруд, які до неї входять.

Після аналізу графіка погодинного водоспоживання була прийнята двоступенева робота насосної станції II підйому, визначена подача кожного ступеня. Гідравлічним розрахунком водопровідної мережі і водоводів були встановлені необхідні напори, підібрано відповідне насосне обладнання.

Для 14-поверхової житлової будівлі було здійснено проектування та розрахунок гарячої та холодної систем водопостачання з побудовою планів типового поверху та розміщенням необхідних комунікацій і санітарно-технічного обладнання.

У проекті наведено розділ з організації та будівництва резервуару чистої води, проведено технологічні розрахунки, побудовано графік виконання будівельних робіт. Також розроблений розділ з охорони навколишнього середовища, зазначені проблеми водозабезпечення та методи їх вирішення, наведено заходи захисту природних вод від забруднення.

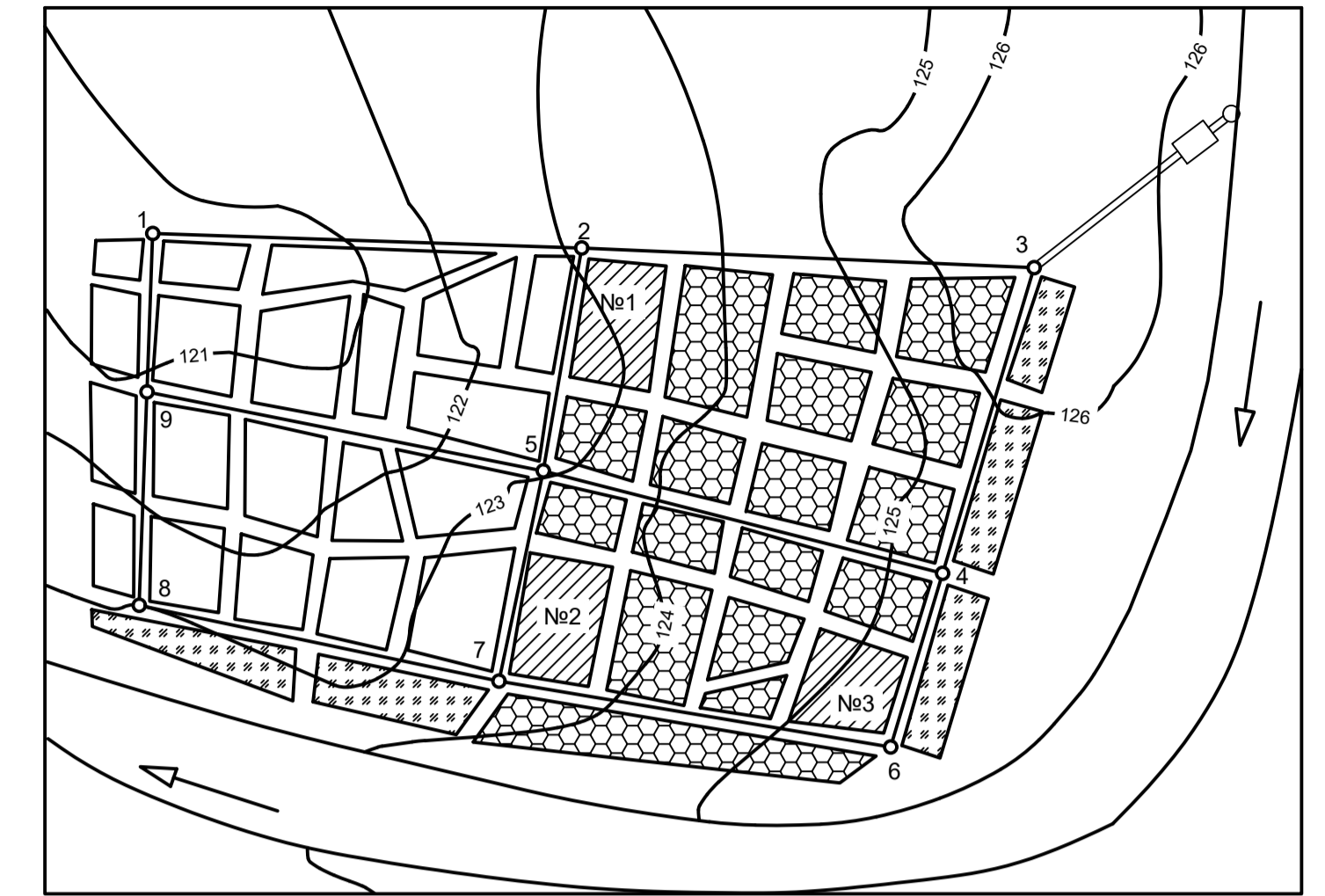
Список літератури

1. ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 180 с.
2. Кожинів В.Ф. Очистка питної та технічної води. - М.: Видавництво літератури по будівництву, 1971. - 300 с.
3. Журба М.Г., Соколов Л.И., Говорова Ж.М. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений: учеб. пособие. В 3-х томах. – Т1. -Изд. 2-е перераб. и доп. –М.: Издательство АСВ, 2003.
4. СНіП 2.06.07-87. Будівельні норми і правила. Підпірні стіни, судноплавні шлюзи, рибопропускні та рибозахисні споруди.
5. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблиці для гідравлічного розрахунку водопровідних труб Довідковий посібник. М., Будвидав, 1984. - 116 с.
6. А.М.Тугай, В.О.Орлов, В.О.Шадура, С.Ю.Мартинов. Міські інженерні мережі та споруди. Підручник. – Київ: Укртеліотех, 2010. – 256с.
7. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання: Навчальний посібник. – КНУБА, 2001. – 256с.
8. Хоружий П.Д., Хомутецька Т.П., Хоружий В.П. Ресурсозберігаючі технології водопостачання. – К: Аграрна наука, 2008 – 534 с.
9. Хоружий П.Д., Ткачук О.А. Водопровідні системи і споруди: Навч. посібник. – К.: Вища шк., 1993. – 230 с.: іл.
10. Фрог Б.Н. Водопідготовка. - М.: 2001. - 677с.
11. Клячко В.А, Апелцин І.Е. Очищення природних вод. - М: 1971. 571с.
12. Тугай А.М., Орлов В.О. Водопостачання. Рівне. РДТУ, 2001. – 429 с.
13. Москвитін А.С. Довідник монтажника Устаткування водопровідно-каналізаційних споруд. - М.: Будвидав, 1979. - 430 с.
14. "Кравчук А.М., Кравчук О.Я. Водопостачання і каналізація: навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2012. – 180 с."
15. Константинов Ю.М., Василенко О.О., Сапухін О.О. Гідравлічний розрахунок мереж водовідведення. Розрахункові таблиці. - К.: Будівельник, 1987. - 120 с

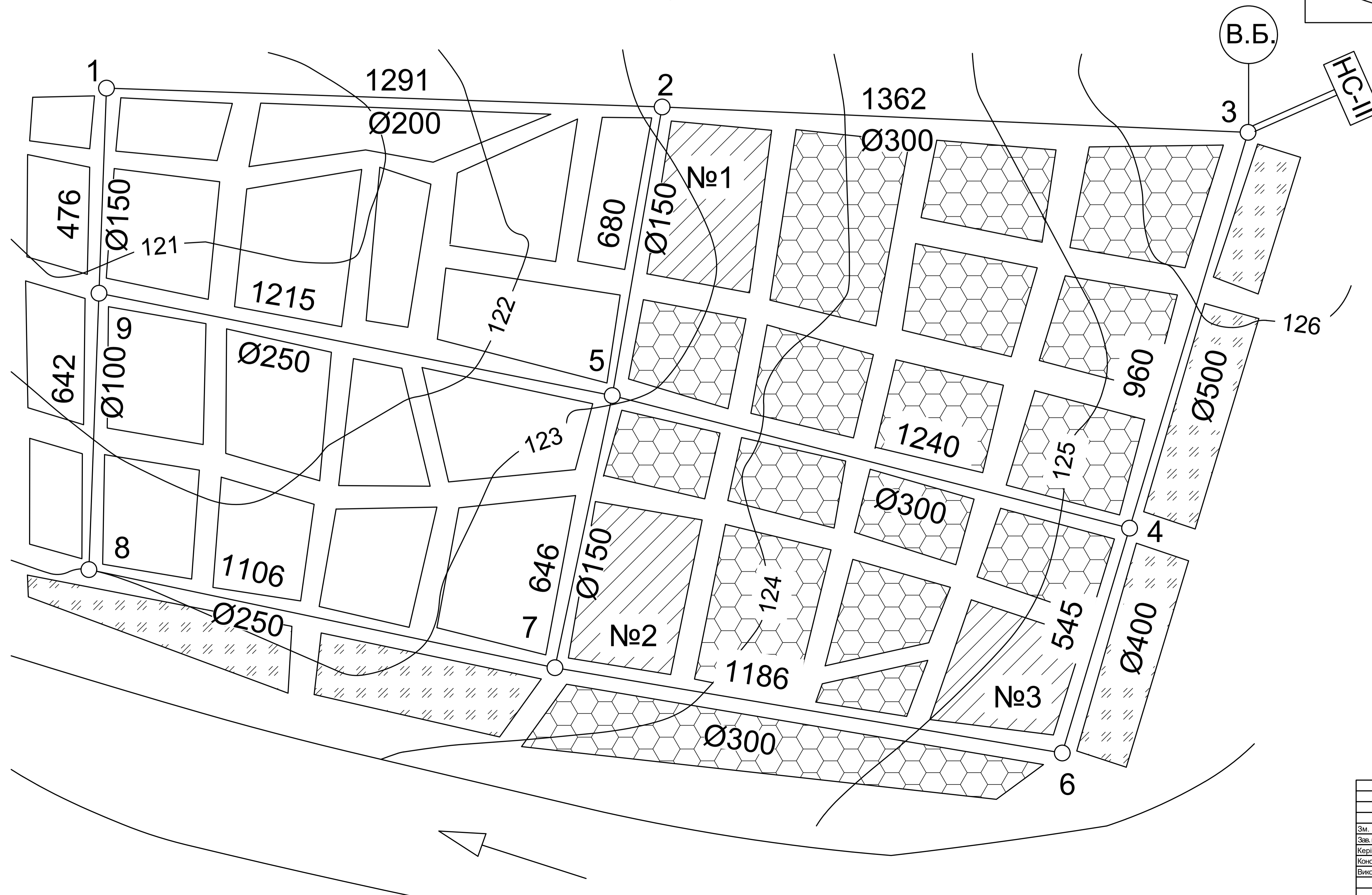
16. Каганов І.І. Монтаж внутрішніх санітарно-технічних систем. М.: Будвидав, 1979. - 224 с."
17. Технологія будівельного виробництва: підручник / [В. К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г. М. Батура та ін.; за ред. В. К. Черненка, М.Г. Ярмоленка]. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.: іл.
18. Технологія будівельного виробництва : методичні вказівки до виконання курсової роботи / уклад.: І.М. Уманець, В.В. Чепурний. – К.: КНУБА, 2018. - 28 с.
19. Рубанов А.В. Технологія монтажу залізобетонних ємнісних споруд водопостачання та водовідведення: навчальний посібник / О.В. Рубанів. - Томськ: Вид-во Том. держ. архіт.-будує. ун-ту, 2013. - 168 с.
20. Лубенець В.Г., Зельцер Р.Я., Титок В.В. Будівельні крани: посібник. – К.: КНУБА, 2012. – 204 с.
21. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. – [Чинний від 2016-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 34 с.
22. ДБН А.3.2.-2-2009. Охорона праці та промислова безпека у будівництві. – [Чинний від 2013-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 94 с.
23. Барч І.З. Будівельні крани Довідковий посібник. Вид. 2-ге перер. та доп./І.З. Барч. - К.: Будівельник, 1974. - 336 с
24. Типові будівельні конструкції, вироби та вузли. Серія 3900-1-10. Конструкції залізобетонних прямокутних ємнісних споруд для водопостачання та каналізації. – [Введено 1990-10-01]. - М.: ЦНИИпромзданий, 1990.
25. Гавриленко О.Г. Управління якістю в будівництві: навч. посібник / О. Г. Гавриленко, О.В. Довгальва, А.М. Югов та ін. під заг. редакцією В.В. Дорофійенко/. – Донецьк, Вид-во «Наулідж», 2010. – 419 с.
26. ДБН А.3.2.-2-2009. Охорона праці та промислова безпека у будівництві. – [Чинний від 2013-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 94 с
27. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. – [Чинний від 2016-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 34 с.

28. Єдині норми та розцінки на будівельні, монтажні та ремонтно-будівельні роботи. Збірник Е 22. Зварювальні роботи. - М.: Будвидав, 1987. - 36 с.
29. Єдині норми та розцінки на будівельні, монтажні та ремонтно-будівельні роботи. Збірник Е 4. Монтаж збірних та влаштування монолітних залізобетонних конструкцій. Вип. 1. Будівлі та промислові споруди. - М.: Будвидав, 1987. - 64 с.
30. Левківський С.С., Падун М.М. Раціональне використання і охорона водних ресурсів: Підручник. – К.: Либідь, 2006. – 280 с.
31. І.М. Трус, Я.В. Радовенчик, М.Д. Гомеля. Екологічні аспекти керування якістю навколишнього середовища: підручник. – К.: КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2019. – 205 с.
32. І.М. Трус, Я.В. Радовенчик, М.Д. Гомеля. Екологічні аспекти керування якістю навколишнього середовища: підручник. – К.: КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2019. – 205 с.

Ситуаційний план М 1:20 000



План водопровідної мережі міста М 1:5 000



Умовні позначення

- Житлова забудова I району
- Житлова забудова II району
- Хлібзавод
- Завод чавунного лиття
- Содовий завод
- Парки, зелені насадження

						Дипломний проект			
						Кафедра водопостачання та водовідведення			
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата	Водопостачання населеного пункту з чисельністю мешканців 73 тисячі осіб	Стадія	Аркуш	Аркушів
Зав. кафедрой	Хомуцька В.П.						ДП	1	5
Керівник	Хомуцька Т.П.								
Консультант	Хомуцька Т.П.								
Виконав	Дзюцька Є.Я.					План водопровідної мережі міста М1:5000; Ситуаційний план М1:20000	КНУБА, ФІСЕ ВВ-41 2023 р.		

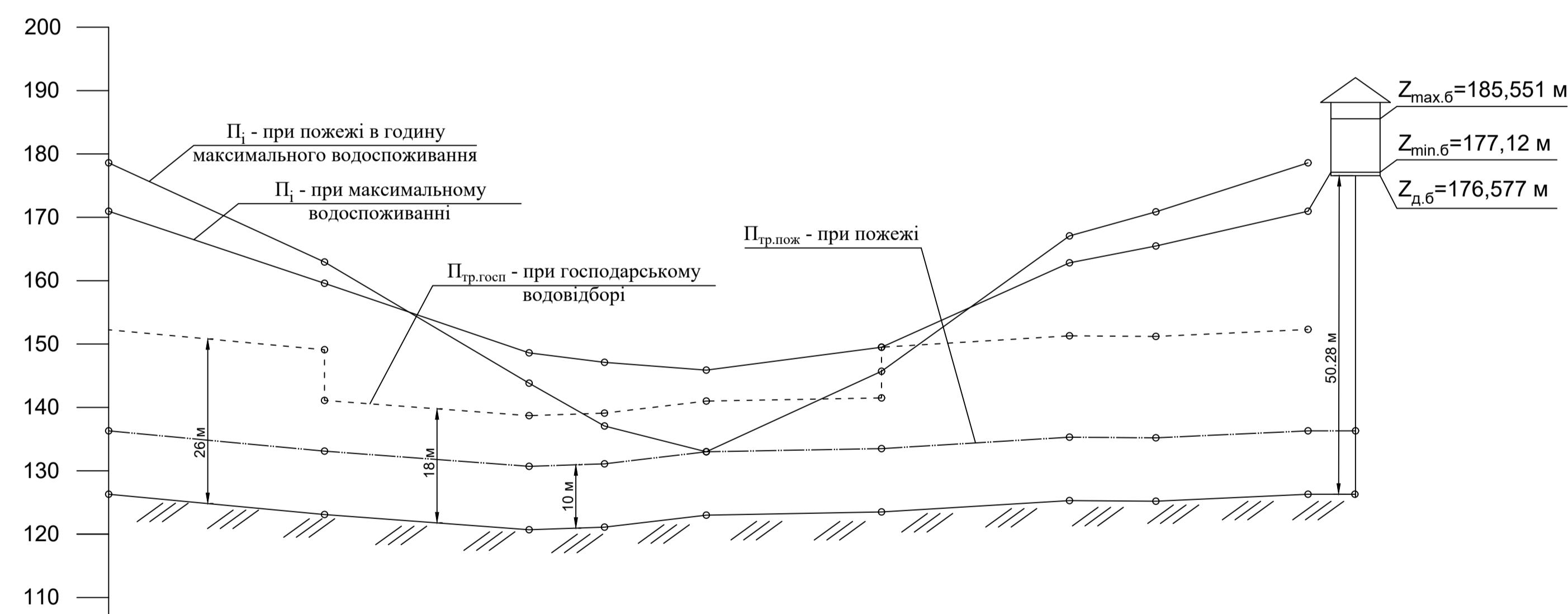
Графік добового водоспоживання міста і подачі води насосними станціями



Розрахункова схема мережі для режиму максимального водоспоживання



Графік потрібних та фактичних п'єзометричних напорів



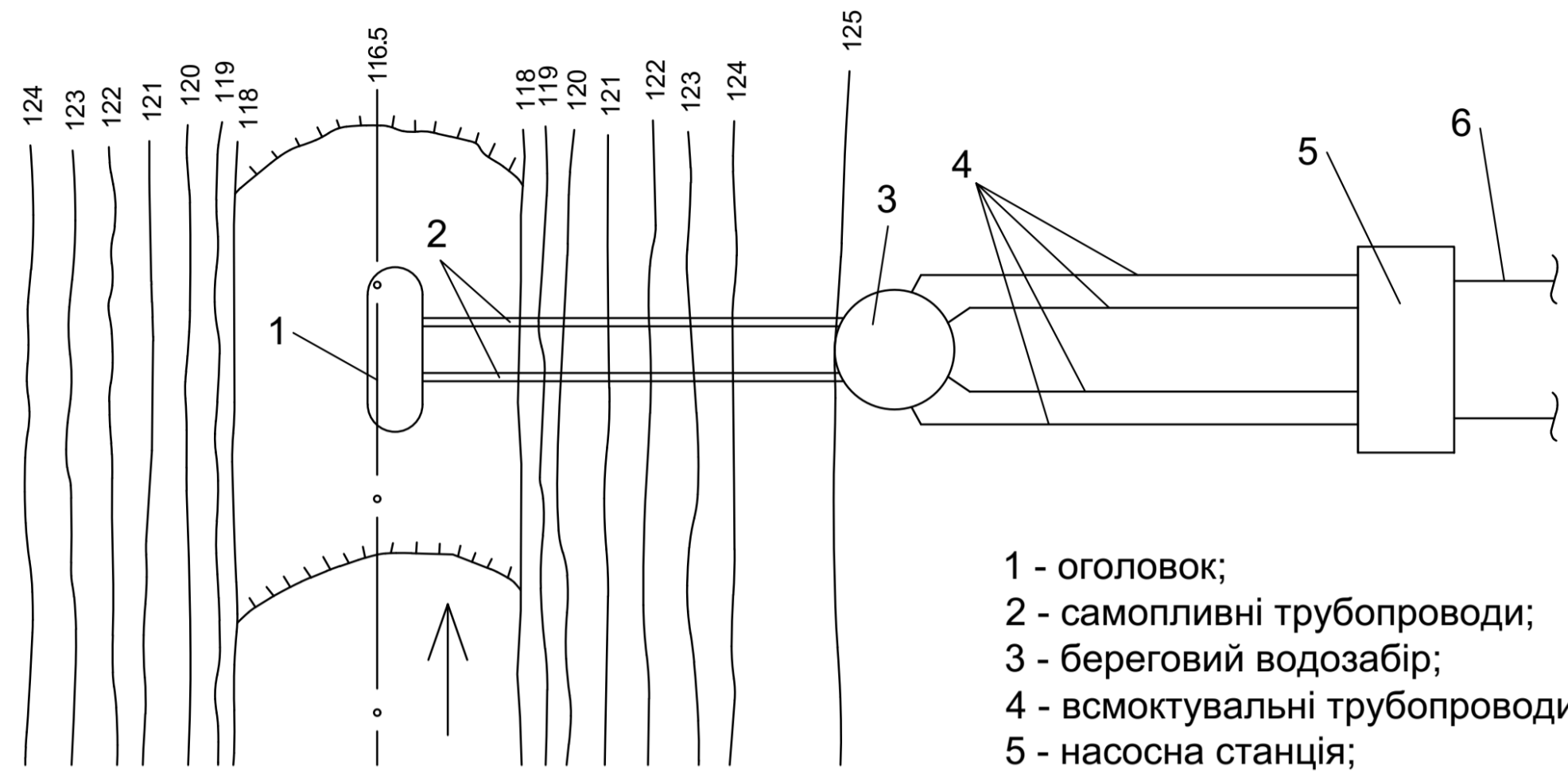
№ вузла	3	2	1	9	8	7	6	4	3	ВБ
L, м	1362	1291	476	642	1106	1186	545	960	250	-
Z _{землі} , м	126,3	123,1	120,7	121,1	123	123,5	125,3	125,2	126,3	126,3
P _{i,max} , м	170,96	159,58	148,61	147,11	145,89	149,5	162,82	165,47	170,96	177,12
P _{i,пож} , м	178,6	162,94	143,82	137,07	133	145,7	167,07	170,86	178,6	
P _{тр,госп} , м	152,3	141,1	138,7	139,1	141	149,5	151,3	151,2	152,3	
P _{тр,пож} , м	136,3	133,1	130,7	131,1	133	133,5	135,3	135,2	136,3	

Розрахункова схема мережі для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання



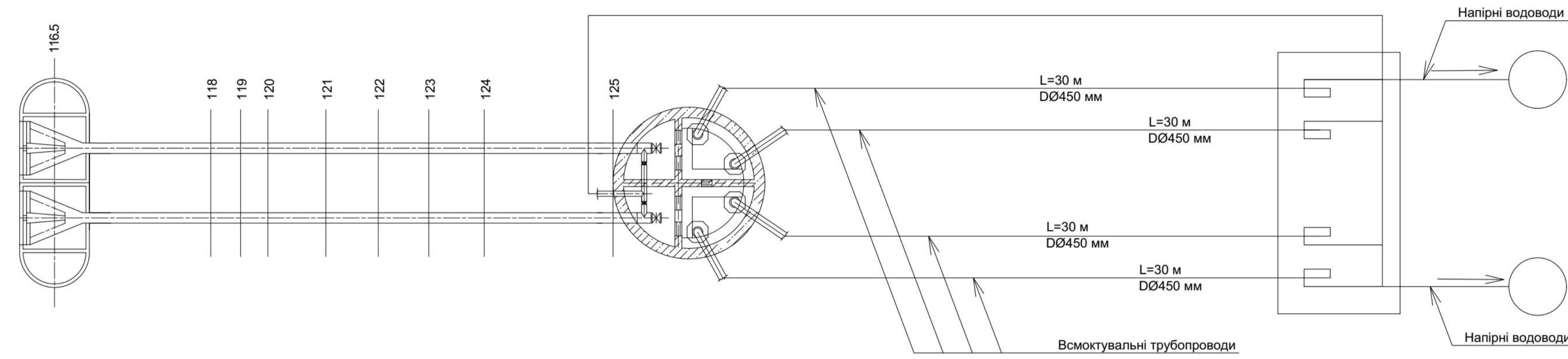
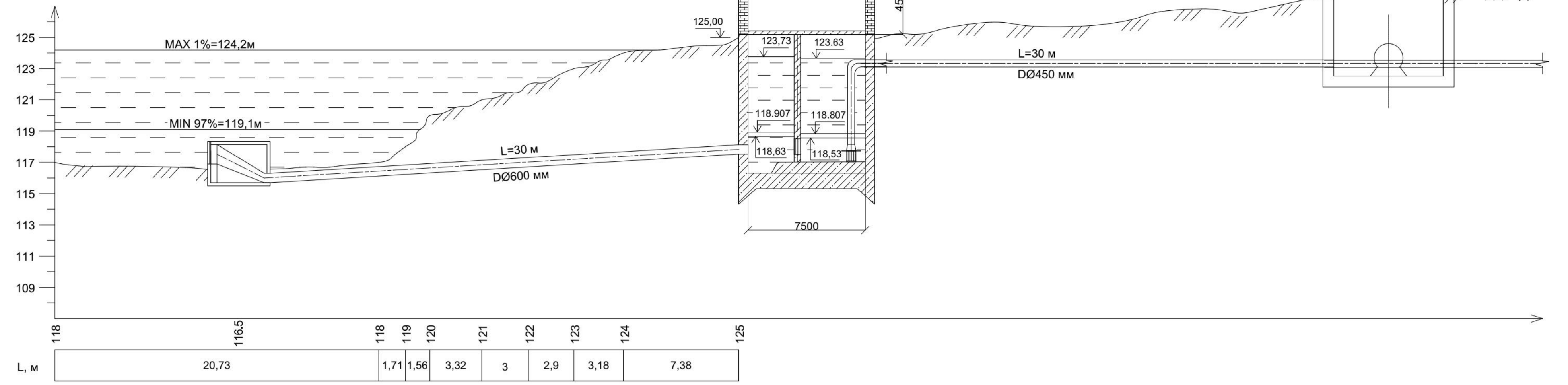
Дипломний проект					
Кафедра водопостачання та водовідведення					
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док	Підпис	Дата
Зав. кафедри	Хоружий В.П.				
Керівник	Хмільська Т.П.				
Консультант	Хмільська Т.П.				
Виконав	Дзюця С.Я.				
Водопостачання населеного пункту з чисельністю мешканців 73 тисячі осіб				Стадія	Аркуш
				ДП	2
				Аркушів	5
				КНУБА, ФІСЕ	
				ВВ-41	
				2023 р.	

Ситуаційний план

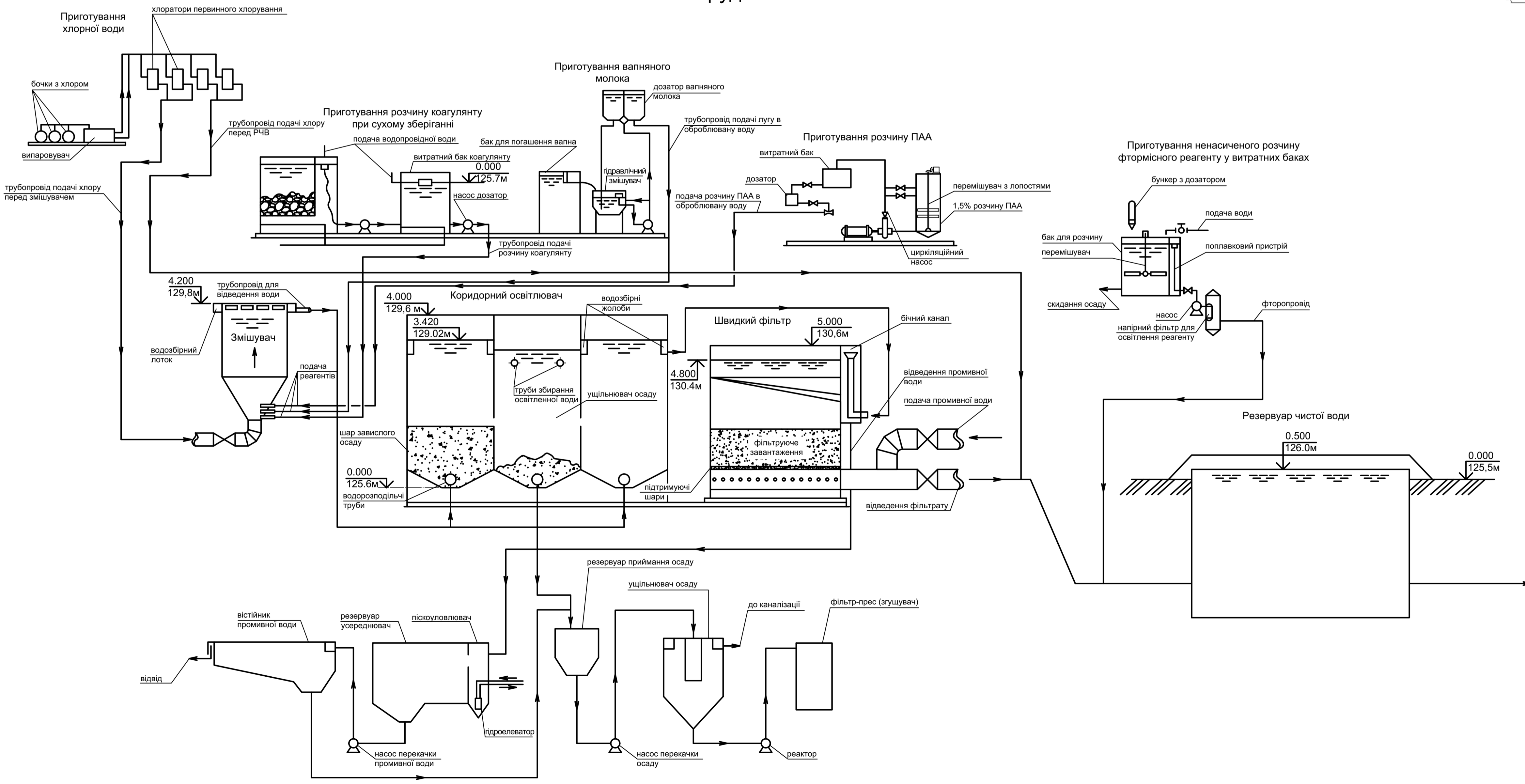


- 1 - оголовок;
- 2 - самопливні трубопроводи;
- 3 - береговий водозабір;
- 4 - всмоктувальні трубопроводи;
- 5 - насосна станція;
- 6 - напірні трубопроводи.

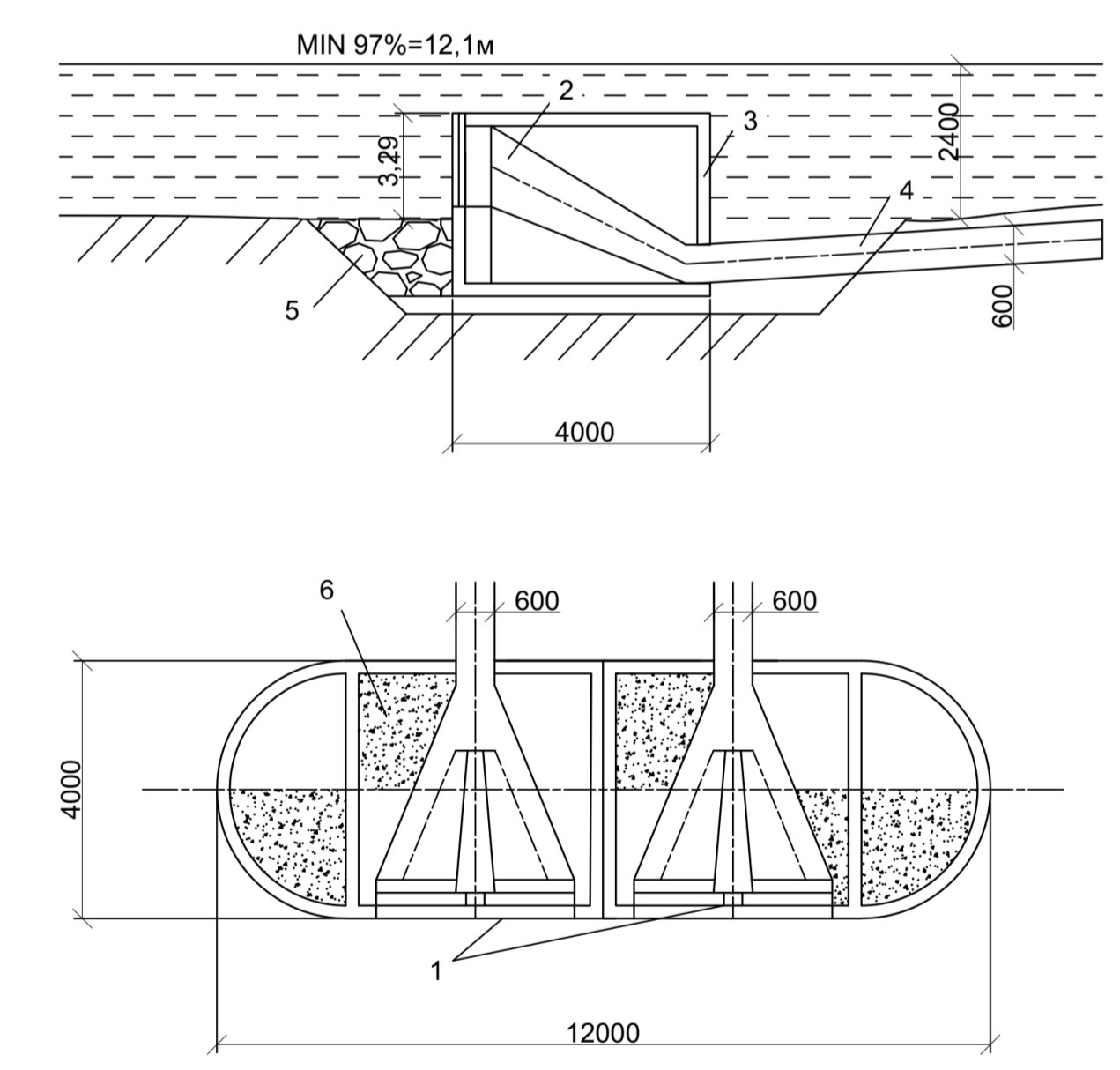
Схема руслового водозабору



Висотна схема очисних споруд



Оголовок

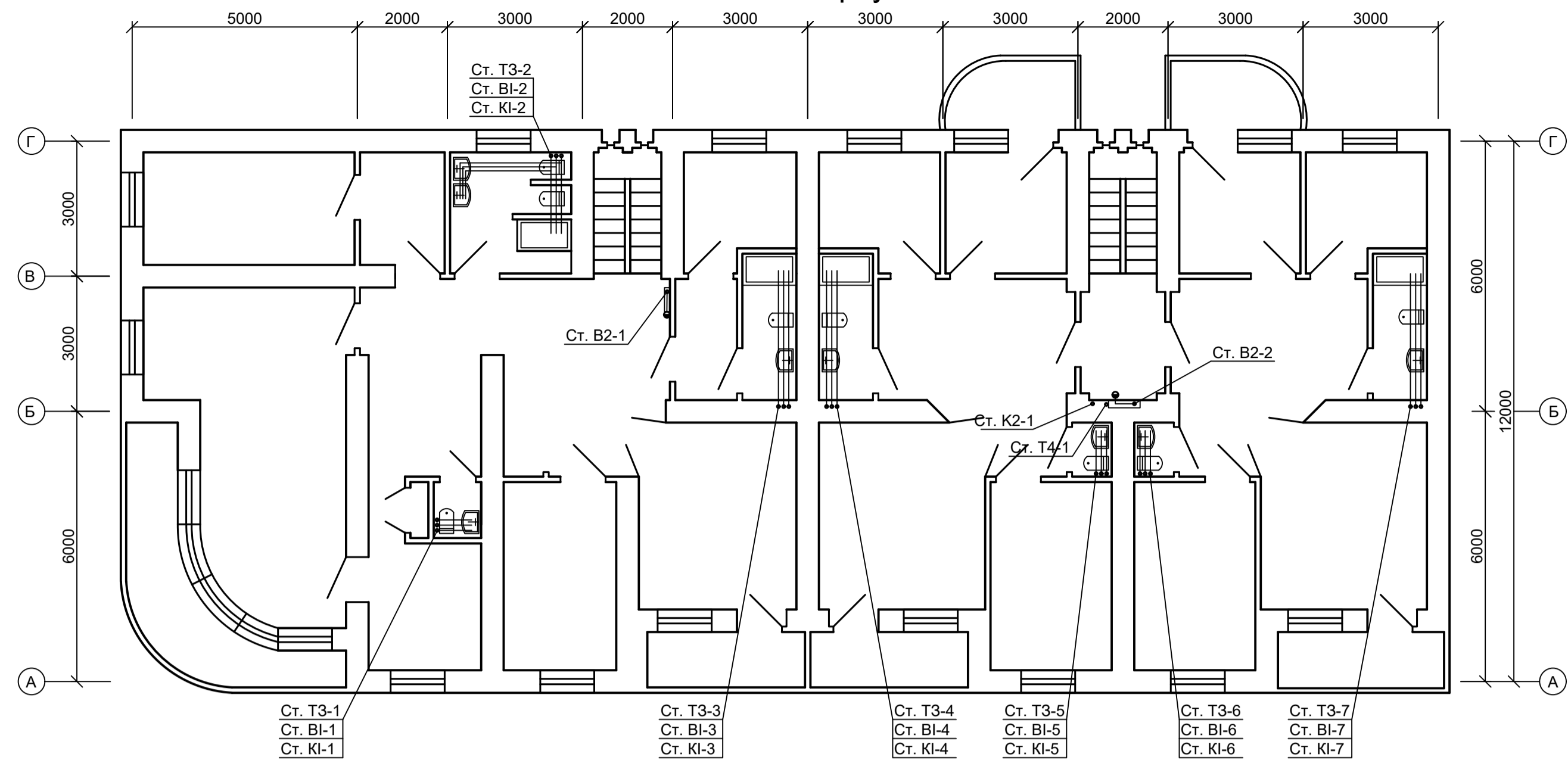


Залізобетонний розтрубний захищений оголовок з боковим прийомом води:

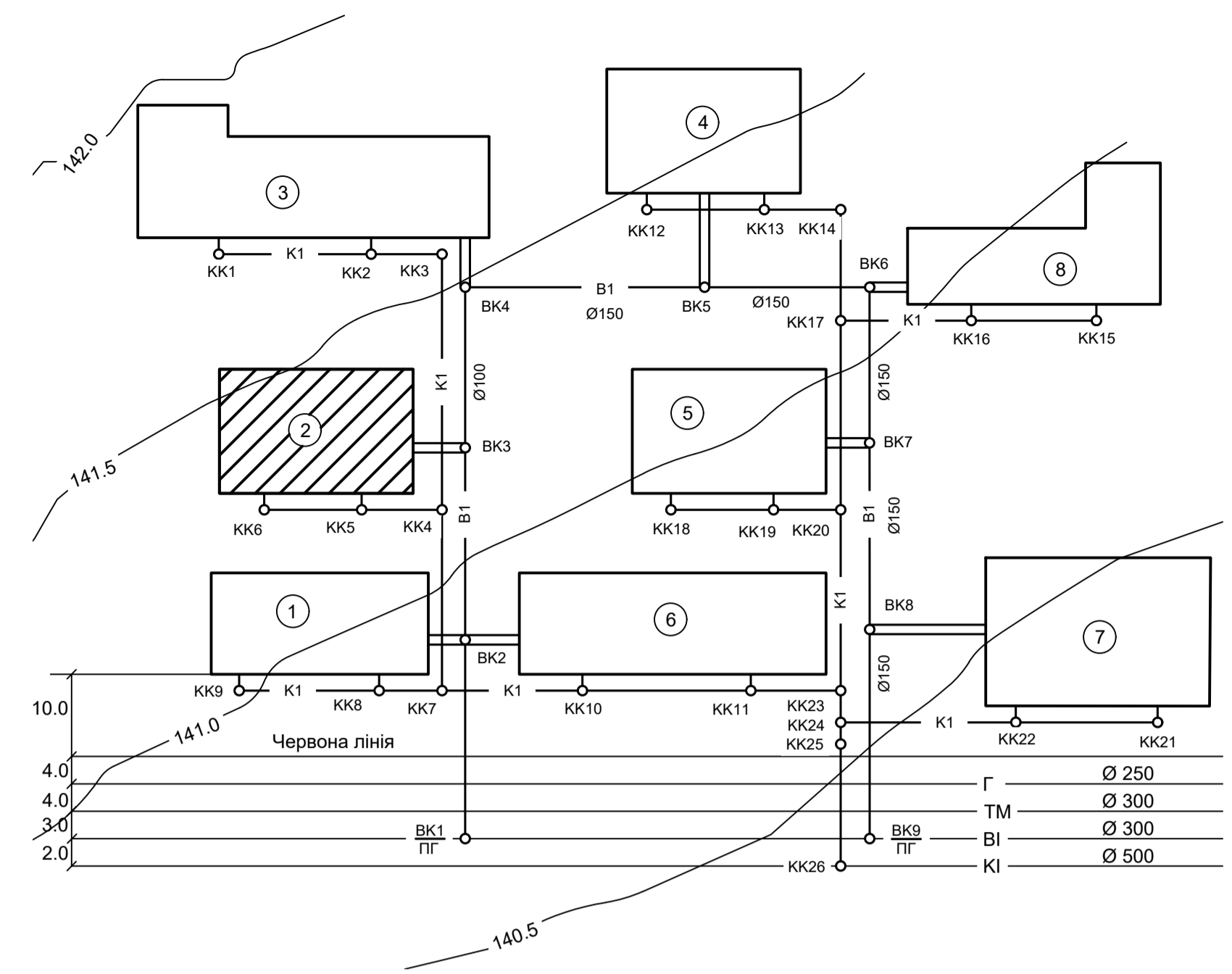
- 1 - сміттєзатримуюча решітка;
- 2 - розтруб;
- 3 - залізобетонний корпус оголовка;
- 4 - самопливний водовід;
- 5 - кріплення русла каменем;
- 6 - завантаження щебенем або бетоном;

Дипломний проект					
Кафедра водопостачання та водовідведення					
Зав. кафедри	Хоружий В.П.	Водопостачання населеного пункту з чисельністю мешканців 73 тисячі осіб		Стадія	Аркуш
Керівник	Хомуцька Т.П.	Дп	3	5	
Консультант	Хомуцька Т.П.	Ситуаційний план. Схема руслового водозабору. Висотна схема очисних споруд. Залізобетонний розтрубний оголовок з боковим прийомом води.			
Керівник	Джодзя Є.Я.	КНУБА, ФІСЕ ВВ-41 Київ 2023 р.			

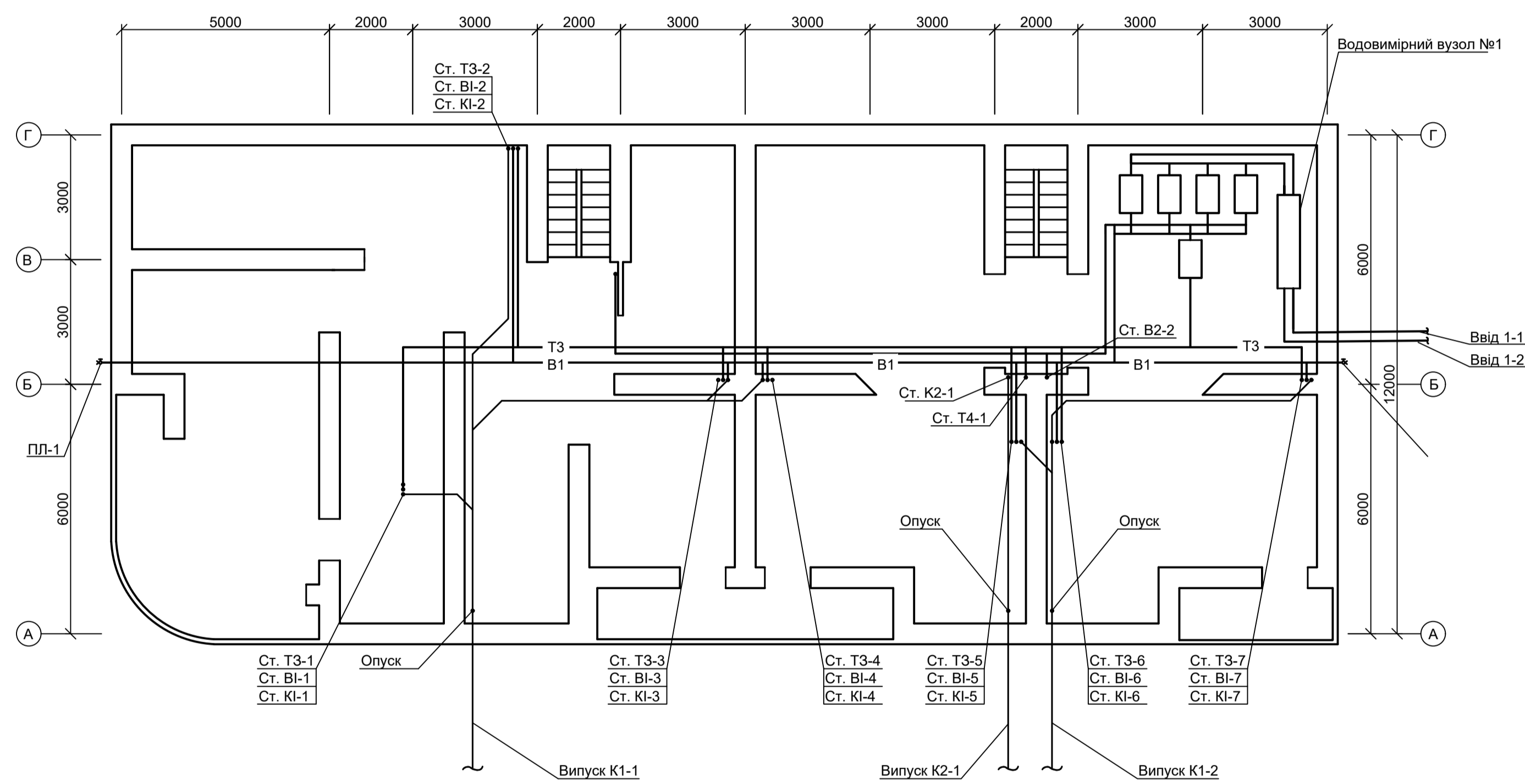
План типового поверху М1:100



Генплан М1:1000



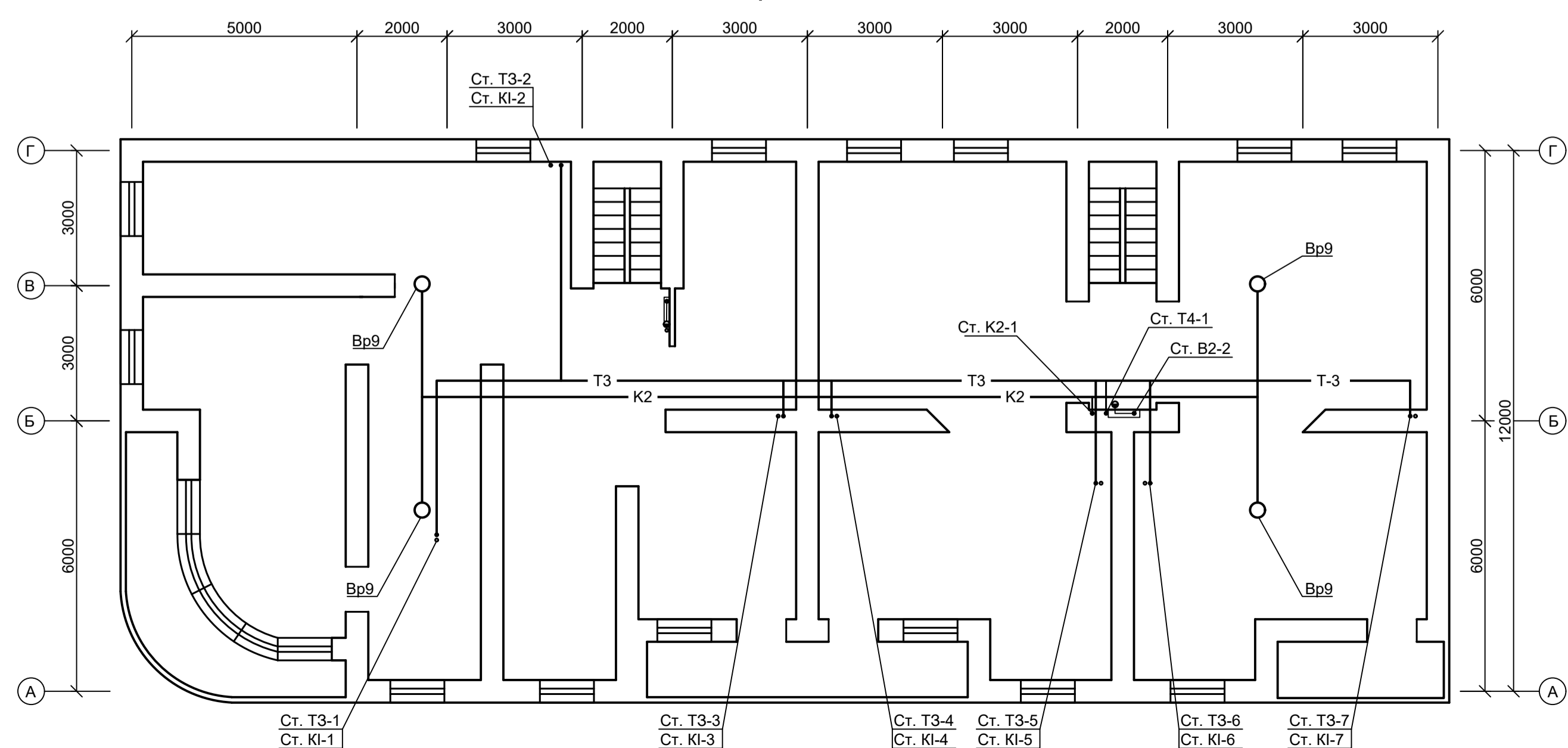
План підвального приміщення М1:100



Аксонометрична схема системи В1



План горіща М1:100



Аксонометрична схема системи Т3-Т4



КУРСОВИЙ ПРОЕКТ					
Кафедра водопостачання та водовідведення					
Зн.	Кіп.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата
Зав. кафедри			Хоружий В.П.		
Керівник			Хамуляца Т.П.		
Консультант			Хамуляца Т.П.		
Виконав			Джодізя Є.Я.		
Водопостачання населеного пункту з числом мешканців 73 тисячі осіб				Стадія	Аркуші
Дп				4	5
План типового поверху, підвального приміщення, Генплан, Аксонометричні схеми систем В1 та Т3-Т4.				КНУБА, ФІСЕ ВВ-41 Київ 2023 р.	

