

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

**Факультет інженерних систем та екології
Кафедра водопостачання та водовідведення**

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри
водопостачання та водовідведення

Віктор ХОРУЖИЙ

«__» _____ 2025 року

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

здобувача ступеня вищої освіти «бакалавр»

**Водопостачання населеного пункту
з підземного джерела**

Галузь знань:

19 «Архітектура та будівництво»

Спеціальність:

192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітньо-професійна програма:

«Водопостачання та водовідведення»

IV курс, група ВВ-21

Здобувач:

Піддубний В.В.

Керівник

к.т.н., доцент Терновцев О.В.

Рецензент

(підпис)

(підпис)

(підпис)

(прізвище та ініціали)

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: інженерних систем та екології

Кафедра: водопостачання та водовідведення

Ступінь вищої освіти: бакалавр

Рівень вищої освіти: перший (бакалаврський)

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма: «Водопостачання та водовідведення»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Віктор ХОРУЖИЙ, д.т.н., проф.

“ ____ ” _____ 2025 року

**З А В Д А Н Н Я
НА ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
Здобувача ступеня вищої освіти «бакалавр»**

Здобувач **Піддубний Володимир Володимирович**

1. Тема кваліфікаційної роботи

Водопостачання населеного пункту з підземного джерела

Керівник роботи Терновцев Олексій Віталійович к.т.н., доцент

затверджені наказом КНУБА № 424/24/25 від 24.03. 2025 року

2. Термін подання здобувачем роботи 08.12.2025р

3. Вихідні данні: генеральний план міста, данні споживачів води, висотність забудови, данні з благоустрою, геологічні і гідрогеологічні показники, данні фізико-хімічного і мікробіологічного аналізу води джерела водопостачання

4. Перелік розділів основної частини кваліфікаційної роботи:

Р.1. Визначення розрахункових витрат. Проектування водопровідної мережі

Р.2. Водозабірні споруди

Р.3. Очисна станція

Р.4. Розрахунок споруд на мережі, проектування НС(II)

Р.5. Розрахунок будівельних конструкцій

6. Графічний матеріал за розділами

Р.1. Генеральний план міста з мережами

Р.2. Вільні напори

Р.3. Геологічний розріз і конструкція свердловини

Р.4. Облаштування свердловини, показники якості води по свердловинам

Р.5. Водопровідна очисна станція, НСП

Р.6. Технологія виконання будівництва очисної станції

7. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1	
Розділ 2	
Розділ 3	
Розділ 4	
Розділ 5	
Остаточне оформлення роботи	
Направлення роботи для перевірки на плагіат	
Попередній захист роботи на кафедрі	
Направлення роботи на рецензування	

8. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	ПІБ та посада консультанта	Перевірив	
		дата	підпис
Розділ 1			
Розділ 2			
Розділ 3			
Розділ 4			
Розділ 5			

9. Дата видачі завдання 01.09.2025 р.

Керівник

(підпис)

(власне ім'я та прізвище)

Здобувач

(підпис)

(власне ім'я та прізвище)

РЕЗЮМЕ (SUMMARY) до атестаційної випускної роботи здобувача:	Піддубний Володимир Володимирович Piddubny Volodymyr Volodymyrovych		
ЗВО	Київський національний університет будівництва і архітектури		
Тема (українською та англійською)	Водопостачання населеного пункту з підземного джерела Water supply of the settlement from an underground source		
Освітній ступінь	бакалавр		
Факультет	інженерних систем та екології		
Випускова кафедра	водопостачання та водовідведення		
Спеціальність	192 – Будівництво та цивільна інженерія		
Освітня програма	Водопостачання та водовідведення		
Керівник	к.т.н., доцент Терновцев О.В.		
Обсяг роботи:	пояснювальна записка, стор.	розділів	креслень формату А1
	68	5	6
Вступ	Загальна характеристика об'єкту проектування.		
Розділ 1	Проектування водопровідної мережі		
Розділ 2	Водозабірні споруди		
Розділ 3	Очисна станція		
Розділ 4	Розрахунок споруд на мережі, проектування НС(II)		
Розділ 5	Розрахунок будівельних конструкцій		
Висновки по роботі:	Запроектовано систему водопостачання з врахуванням особливостей населеного пункту		
Ключові слова:	Водопостачання, питна вода, свердловина, насос, фільтр		
Keywords:	Water supply, drinking water, well, pump, filter		

Здобувач _____
(підпис)

_____ (власне ім'я та прізвище)

Керівник _____
(підпис)

_____ (власне ім'я та прізвище)

“ _ ” _____ 2025 р.

ЗМІСТ

1. Вступ	6
2. Визначення розрахункових витрат	8
Визначення погодинних витрат	9
Визначення об'єму регулюючих споруд	11
Гідравлічний розрахунок водопровідної мережі	15
Монтажна схема водопровідної мережі	26
3. Розрахунок водозабірної споруди	27
Геологічна та гідрогеологічна будова свердловини	28
Добір насосних агрегатів	30
Розрахунок і конструкція фільтру для свердловини	32
Обґрунтування способу буріння свердловини	34
Розрахунок і обґрунтування зон санітарної охорони свердловини	35
4. Очисна станція	36
Вибір і обґрунтування технологічної схеми та складу споруд очисної Станції	37
Розрахунок продуктивності водоочисної станції	37
Розрахунок швидких фільтрів	37
Споруди для повторного використання промивної води та обробки осаду	43
Знезараження води і регенерація фільтруючого завантаження	45
5. Насосна станція II підйому	49
Насосна станція. Подача насосів	50
Визначення розрахункових напорів	50
Підбір водомірів	55
Підйомно-транспортне обладнання	56
6. Розрахунок будівельних конструкцій	57
Розрахунок залізобетонного прямокутного резервуару для води	58
Розрахунок стін резервуара	62
Розрахунок днища	65
7. Література	68

ВСТУП

Консультант / _____ /

Здобувач(ка) / _____ /

								Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА		

Місто розташоване у північній частині України на неподалік міста Київ. Рельєф місцевості має загальний ухил з півночі до півдня. Відповідно до проекту планування і забудови передбачено два райони водопостачання.

У 1-ому районі щільність населення складає 12000 чол/км² та норма споживання води 280 л/ос.доб; у 2-му районі щільність населення – 17000 чол/ км² та норма споживання води 280 л/ос.доб.

Крім житлових будинків водопостачанню підлягають 3 промислових підприємств. Витрати води підприємствами наведені у таблиці №2. Підприємства упоряджені. Для підприємств передбачені заходи, що забезпечують охорону водойм й атмосферного повітря та заходи раціонального використання води в промисловості.

При будівництві мереж і споруджень передбачена рекультивація землі.

Місцевість, у якій розташований населений пункт, в санітарно-епідеміологічному відношенні цілком благополучна, оточена хвойними і листяними лісами. Грунтові води нейтральні по відношенню до бетону і металу.

Забір води на господарчо-питне та виробниче водокористування здійснюється групою свердловин з Сеноманського водоносного горизонту.

При розробці проекту враховані вимоги ДБН В.2.5-74:2013 “Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування”, а також інші будівельні норми і правила.

Проектом передбачена механізація трудомістких робіт, автоматизація технологічних процесів, максимальна індустріалізація за рахунок застосування збірних конструкцій, стандартних і типових виробів і деталей, що виготовляються на заводах і в заготівельних майстернях.

Завданням проекту була розробка системи водопостачання міста і промислових підприємств які в ньому розташовані з підземних джерел.

ВОДОПРОВІДНА МЕРЕЖА

Консультант / _____ /

Здобувач(ка) / _____ /

									Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА			

Визначення розрахункових витрат води.

Добовий об'єм водоспоживання міста населенням на господарсько-питні потреби розраховуємо за формою таблиці 1.

Розрахункова добова витрата (в середньому за рік):

$$Q_{\text{доб. max}} = \sum \frac{q_{\text{жс}} * N_{\text{жс}}}{1000}$$

де $N_{\text{жс}}$ - розрахункова кількість мешканців I - го району міста;

$q_{\text{жс}}$ - норма водоспоживання на господарсько-питні потреби населення I - го району.

Норма водоспоживання визначається за таблицею 1 [3], в залежності від ступеню благоустрою, санітарно-технічного обладнання будинків та від географічного місцезнаходження об'єкта водопостачання.

Для першого району приймаємо $q_{\text{жс}} = 280 \text{ л/доб}$ на 1 людину; ступінь благоустрою - з централізованим гарячим водопостачанням.

Для другого району приймаємо $q_{\text{жс}} = 280 \text{ л/доб}$ на 1 людину; ступінь благоустрою - з централізованим гарячим водопостачанням.

Оскільки витрата води на господарсько-питні потреби не є постійною і змінюється протягом доби, при проектуванні необхідно визначати розрахункові витрати води в добу найбільшого водоспоживання.

$$Q_{\text{доб. max}} = k_{\text{доб. max}} * Q_{\text{доб. ср.}}$$

де $k_{\text{доб. max}} = 1,1 \div 1,3$ - максимальний коефіцієнт добової нерівномірності, який враховує ступінь благоустрою будинків, режим роботи підприємств, уклад життя населення, зміну водоспоживання за сезонами року та днями тижня.

Результати розрахунку зводимо в таблицю 1.

Водоспоживання населенням міста

Таблиця 1.

Район міста	Кількість мешканців, чол	Питоме водоспоживання, $q_{\text{жс}} \text{ л/добу}$	Розрахункова (середня за рік) добова витрата, $\text{м}^3/\text{добу}$	Розрахункова витрата води за добу найбільшої потреби у воді, $\text{м}^3/\text{добу}$
1	2	3	4	5
I-й	31960	280	8948,8	10738,56
II-й	42280	280	11838,4	14206,08
	74240			24944,64

Розраховуємо водоспоживання на господарсько-питні і виробничі потреби промислових підприємств. Результати показано в таблицях 2 і 3.

Об'єм водоспоживання підраховано по змінам, результати заносено до таблиці 2.

Водоспоживання на виробничі потреби підприємств міста Таблиця 2.

Підприємство	Номер зміни	Одиниці продукції	Витрата води на одиницю продукції, м ³	Кількість продукції по змінах	Об'єм водоспоживання, м ³
М'ясокомбіна Т	1	т	24	11	265
	2			11	265
	3			10	250
					780
Молочний завод	1	т	6.33	75	465
	2			75	465
	3			50	450
					1280
Склозавод	1	т.м ²	85.8	10	858.85
	2			10	858.85
					1717.7
Всього по підприємствах					2997,7м ³

Норма витрати води на господарсько-питне водопостачання:

* в цехах із підвищеним тепловиділенням складає 45 л на одного працівника при коефіцієнті погодинної нерівномірності $k = 2,5$;

* в звичайних цехах - 25 л при $k = 3$.

Кількість душових сіток приймаємо за числом працівників у максимально тривалу робочу зміну в залежності від виду виробничих процесів.

$$n_{\partial} = \frac{N_{\partial}}{N_{\partial 1}}$$

де n_{∂} - кількість душових сіток, що використовується протягом доби;

N_{∂} - загальна кількість робітників, що користуються душем;

$N_{\partial 1}$ - кількість співробітників, що користуються однією душовою сіткою після закінчення зміни за таблицею.

Об'єм добового водоспоживання на поливання зелених насаджень і миття вулиць складає:

3 розрахунку на одного мешканця міста - 58 л/доб

У перерахунку на все місто - $58 \cdot (3 \cdot 1960 + 42280) = 4305920 \text{ л/доб}$
 $= 4305,92 \text{ м}^3/\text{доб}$

Добове водоспоживання міста

Таблиця 4

№ п/п	Споживач	Витрата води, м ³ /добу	
		середньодобова	максимальна
1	Населення I району	8948,8	10738,56
	Невраховані витрати (10-20%)	626,42	751,7
	Полив вул. та зел. нас.	374,5	759
	Всього:	9954,72	12249,26
2	Населення II району	11838,4	14206,08
	Невраховані витрати (10-20%)	828,69	994,43
	Полив вул. та зел. нас.	323,5	627
	Всього:	12980,59	15827,51
3	Підприємства		
	виробничі потреби	2997,7	2997,7
	господарсько-питні потреби	70,8	70,8
	Всього:	3068,5	3068,5
Всього по місту:		18003,81	26004,22

Визначення погодинних витрат.

Для розрахунку водопровідної мережі та споруд які на ній встановлено (насосні станції, водонапірні башти, резервуари) визначення вихідної добової розрахункової витрати є необхідною але недостатньою умовою, оскільки витрати води протягом доби йде зі значними коливаннями в різні години. Для врахування цих коливань та визначення максимальної і мінімальної годинної витрати, складено графік водоспоживання протягом доби.

Для визначення витрат води за годинами доби на господарчо-питні потреби населення міста необхідно визначити коефіцієнт погодинної нерівномірності. За табл. 2 визначаємо, що для цього міста $k_{год\max} = 1,2$.

Сумарну погодинну витрату визначено у формі таблиці 5.

Витрати на виробничі потреби приймається рівномірною протягом зміни.

Розподіл витрат на господарсько-питні потреби на підприємствах по годинам у різні зміни розраховуємо з врахуванням коефіцієнтів нерівномірності в годину максимальної витрати:

- В цехах з підвищеним тепловиділенням – 2.5;
- В звичайних цехах - 3.0.

Приймаємо 8-ми годинну зміну з початком першої зміни о 8 годині ранку.

Вода на прийняття душу витрачається протягом 45 хвилин після закінчення кожної зміни.

Витрата води на поливання зелених насаджень, миття площ і вулиць розподіляється таким чином:

- 60...70% на ранкові та вечірні години (з 6:00 до 10:00 і з 16:00 до 22:00)
- 40...30% на денні години (з 10:00 до 16:00).

В годину максимального споживання води населенням і промисловістю поливання зелених насаджень і миття вулиць не здійснюється.

За даними таблиці побудовано погодинний графік витрат води в місті (Рис.1)

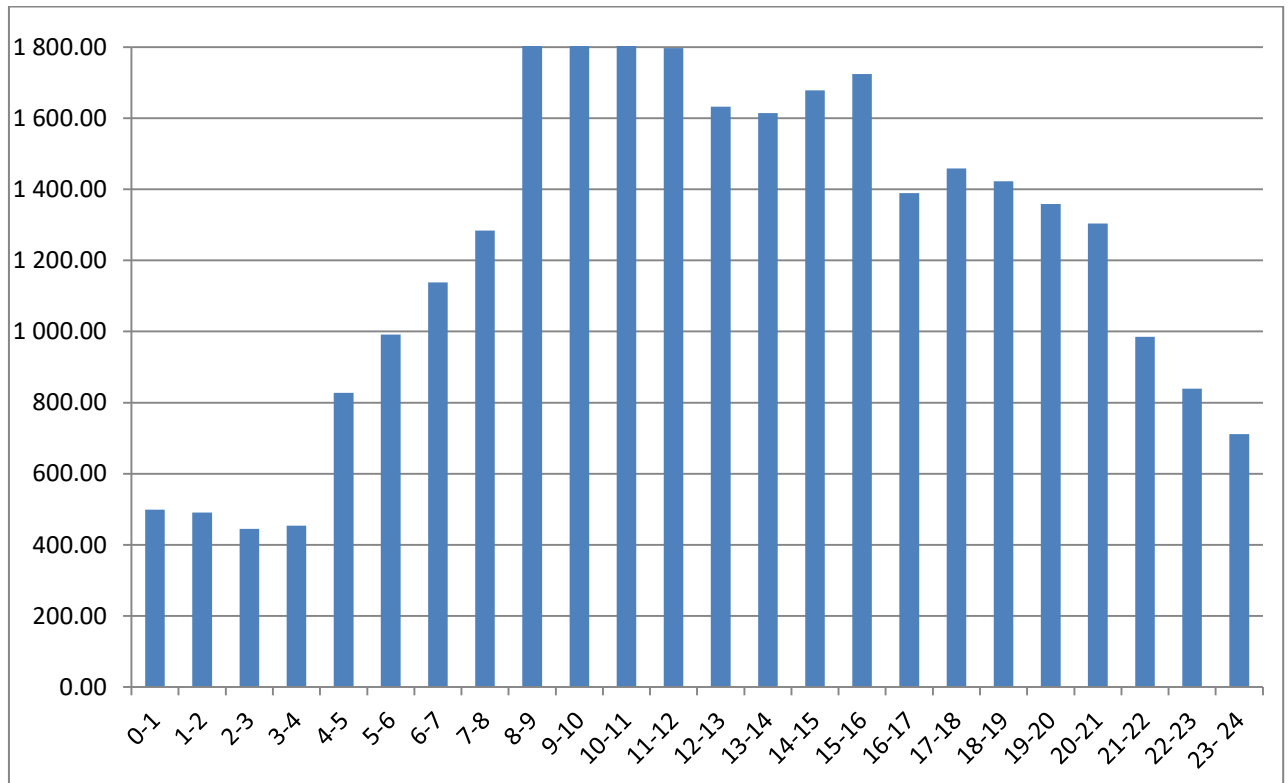


Рис. 1. Погодинне водопоспоживання міста, м³/год

Визначення об'єму регулюючих споруд.

Регулююча місткість баку водонапірної башти визначається шляхом суміщення графіків споживання води і її подачі насосами насосної станції другого підйому. Данні розрахунків наведено в таблиці 6.

Визначення регулюючого об'єму води в баці водонапірної башти, м³

Таблиця 6

Години доби	Водоспоживання міста	Подача води в мережу НС-II п	Надходження води в бак	Витрата води з бака башти	Залишок води в баці башти
0-1	576,82	782,70	205,88		205,88
1-2	491,55	782,70	291,15		497,03
2-3	453,55	782,70	329,15		826,18
3-4	461,15	782,70	321,55		1147,73
4-5	874,45	782,70		91,75	1055,98
5-6	1118,55	782,70		335,85	720,13
6-7	1412,5	1638,90	226,4		946,53
7-8	1591,55	1638,90	47,35		993,88
8-9	1750,63	1638,90		111,73	882,15
9-10	1784,88	1638,90		145,98	736,17
10-11	1746,88	1638,90		107,98	628,19
11-12	1731,68	1638,90		92,78	535,41
12-13	1451,25	1277,71		173,54	361,87
13-14	1436,05	1277,71		158,34	203,53
14-15	1546,7	1277,71		268,99	65,46
15-16	1642,15	1638,90		3,25	68,71
16-17	1694,41	1638,90		55,51	124,22
17-18	1700,03	1638,90		61,13	185,35
18-19	1612,18	1638,90	26,72		158,63
19-20	1444,08	1638,90	194,82		36,19
20-21	1398,48	1638,90	240,42		276,61
21-22	1192,38	782,70		409,68	133,07
22-23	809,48	782,70		26,78	159,85
23-24	622,83	782,70	159,87		0,02
Σ	26004,22	26004,22	2043,31	2043,29	

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

$$W_p = |-W_{\max}| + W_{\max} = -1147,73 + 185,35 = 1332,68 \text{ м}^3$$

Отриманий розрахунковий регулюючий об'єм води в баці башти може бути зменшено на 10...15% при розташуванні башти на початку мережі або на 30...40% при встановленні контррезервуару. Це пов'язано з саморегулюючою здатністю відцентрових насосів насосної станції.

Визначимо повний об'єм води в баці водонапірної башти, м³.

$$W_{\text{б}} = W_p - W_{\text{пож.}}$$

де W_p - регулюючий об'єм баку;

$W_{\text{пож.}}$ - недоторканий протипожежний 10 - ти хвилинний запас води в баці;

$$W_{\text{пож.}} = \frac{(q_{\text{зовн.}} + q_{\text{вн.}}) * 10 * 60}{1000},$$

де $q_{\text{зовн.}}$ - розрахункова витрата води на зовнішнє гасіння однієї пожежі, л/с за ДБН.

Розрахункову витрату води на зовнішнє пожежегасіння прийнято в залежності від чисельності населення і етажності забудови згідно з [3, таблиця №5]: у випадку забудови висотою три поверхи та вище незалежно від ступеню вогнестійкості будівель приймаємо $q_{\text{зовн.}} = 35 \text{ л/с}$ (розрахункова кількість одночасних пожеж в місті - дві).

$q_{\text{вн.}}$ - розрахункова витрата води на внутрішнє пожежегасіння приймаємо з розрахунку двох одночасно пожежних струменів по 2,5 л/с кожен ($2 * 2,5 = 5 \text{ л/с}$).

$$W_{\text{пож.}} = \frac{(20 + 5) * 10 * 60}{1000} = 15 \text{ м}^3$$

$$W_{\text{б}} = 1332,68 + 15 = 1347,68 \text{ м}^3$$

Відповідно до розрахунків, об'єм бака водонапірної башти є значним, отже приймаємо безбаштову систему водопровода, регулюючою ємністю будуть РЧВ.

Визначення регулюючого об'єму РЧВ

Таблиця №7

Години доби	Подача води насосами		Надходження води в резервуар	Витрата води з резервуара	Залишок води в резервуарі
	НС-I	НС-II			
0-1	1272,68	782,70	515,02		515,02
1-2	1272,68	782,70	515,02		1030,04
2-3	1272,68	782,70	515,02		1545,05

3-4	1272,68	782,70	515,02		2060,07
4-5	1272,68	782,70	515,02		2575,08
5-6	1272,68	782,70	515,02		3090,10
6-7	1272,68	1638,90		341,18	2748,92
7-8	1272,68	1638,90		341,18	2407,73
8-9	1272,68	1638,90		341,18	2066,55
9-10	1272,68	1638,90		341,18	1725,36
10-	1272,68	1638,90		341,18	1384,18
11-	1272,68	1638,90		341,18	1043,00
12-	1272,68	1277,71		180,31	862,68
13-	1272,68	1277,71		180,31	682,37
14-	1272,68	1277,71		180,31	502,05
15-	1272,68	1638,90		341,18	160,87
16-	1272,68	1638,90		341,18	-180,31
17-	1272,68	1638,90		341,18	-521,50
18-	1272,68	1638,90		341,18	-862,68
19-	1272,68	1638,90		341,18	-1203,87
20-	1272,68	1638,90		341,18	-1545,05
21-	1272,68	782,70	515,02		-1030,03
22-	1272,68	782,70	515,02		-515,02
23-	1272,68	782,70	515,02		0,000
Σ	26004,22	26004,22	4635,148	4635,148	

$$W_p = 3090,10 + 1545,05 = 4635,15 \text{ м}^3$$

де $W_{\text{пож}}$ - протипожежний запас води:

$$W_{\text{пож.}} = \frac{3 * n * q_{\text{зовн.}} * 60 * 60}{1000} = \frac{3 * 3 * 20 * 60 * 60}{1000} = 648 \text{ м}^3$$

n - кількість одночасних пожеж відповідно до [6, табл.5]; розрахункова витрата води на одну пожежу, л/с [6, с.4-7];

$W_{\text{макс.зосн}}$ - найбільший тригодинний запас води, який визначають за табл.5 (три найбільші витрати поряд);

$$W_{\text{макс.зосн.}} = 1750,67 + 1784,92 + 1746,92 = 5282,51 \text{ м}^3$$

$W_{\text{в.п.}}$ - об'єм води на власні потреби, який прийнято 6...8% від загальної витрати в добу максимального споживання;

$$W_{\text{в.п.}} = 1868,7114 \text{ м}^3$$

W_{HC-1} - об'єм води, що подається насосною станцією 1-го підйому протягом гасіння пожежі (3-и години).

$$W_{HC-1} = 1297,716 * 3 = 3893,148 \text{ м}^3$$

$$W = 4635,15 + 648 + 5282 + 1868,71 - 3898,15 = 8541,223 \text{ м}^3$$

До встановлення приймаємо два РЧВ виконаних зі збірного залізобетону :

Характеристики РЧВ

Таблиця №8

Місткість, м ³	Прямокутні		
	Ширина, м	Довжина, м	Висота, м
6000	36	36	4,8

Визначення секундних витрат води.

Секундні витрати споживання для всіх категорій споживачів в розрахункову годину зведено до таблиці 9.

Визначення секундних витрат води (для режиму максимального Таблиця №9 водоспоживання).

Одиниці	Населення району		Промислові підприємства	Всього
	I	II		
м ³ /год	718,14	919,63	147,15	1784,92
л/с	199,48	255,45	40,88	495,81

Гідралічний розрахунок водопровідної мережі.

1. Початково розбиваємо водопровідну мережу на розрахункові ділянки, які обмежено вузлами, що намічено в місцях з'єднання магістральних водопровідних ліній, в місцях підключення водоводів до магістральної водопровідної мережі, в точці підключення водонапірної башти і в місцях

зосереджених витрат води (точки відбору води на промпідприємствах). При трасуванні відстань між вузлами повинна складати 500... 1500 м. При довжині водопровідної лінії понад 1500м і відсутності на ній точок розрахункового водовідбору призначається (встановлюється) додатковий вузол, що розділяє лінію на дві приблизно однакової довжини ділянки. Після трасування і розбивки мережі на розрахункові ділянки вузли нумеруються і визначаються довжини ділянок (тобто відстані між вузлами). Кількість вузлів в кожному кільці приймається не більше 4-бшт.

2. Окремо, для кожного району міста, вираховуються довжини магістральної водопровідної мережі (як сума довжин розрахункових ділянок). При цьому, якщо межа міських районів проходить повздовж магістральної водопровідної лінії, одну половину її довжини відносимо до одного району, а іншу - до іншого. Сума довжин не включає довжини водоводів від насосної станції, трубопроводів до водонапірної башти і на ділянки підключення підприємств. Сума довжин всіх визначених ліній по районах повинна скласти загальну суму довжин водопровідної мережі міста: $\sum l_1 + \sum l_2 = \sum l$

Довжини ділянок кільцевої мережі.

Таблиця №10.

L _I району, м		L _{II} району, м	
1-2	525	5-6	187,5
2-3	1150	6-10	775
3-4	287,5	10-11	425
4-1	1075	11-5	775
1-7	675	11-12	700
7-6	1075	12-13	775
6-5	187,5	13-14	475
5-4	125	14-4	750
7-8	475	4-5	125
8-9	1050	13-3	1175
9-6	500	3-4	287,5

3. Для кожного району розраховуємо питому витрату води, л/с*м

$$q_{num}^I = \frac{q_{нас.}^I + q_{гвл.}^I + q_{звл.}^I}{\sum l^I}$$

$$q_{num}^I = \frac{199,48}{7125} = 0,028 \text{ л/с м}$$

$$q_{num}^{II} = \frac{q_{нас.}^{II} + q_{гвл.}^{II} + q_{звл.}^{II}}{\sum l^{II}}$$

$$q_{num}^{II} = \frac{255,45}{6450} = 0,040 \text{ л/с м}$$

4. Вираховуємо подорожні витрати на всіх розрахункових ділянках (окремо для кожного району), л/с:

* для першого району:

$$q_{uu1-2} = q_{num}^I * l_{1-2} = 0,028 * 525 = 14,70 \text{ л/с}$$

$$q_{uu2-3} = q_{num}^I * l_{2-3} = 0,028 * 1150 = 32,2 \text{ л/с}$$

$$q_{uu3-4} = q_{num}^I * l_{3-4} = 0,028 * 287,5 = 8,05 \text{ л/с}$$

$$q_{uu4-1} = q_{num}^I * l_{4-1} = 0,028 * 1075 = 30,10 \text{ л/с}$$

$$q_{uu1-7} = q_{num}^I * l_{1-7} = 0,028 * 675 = 18,9 \text{ л/с}$$

$$q_{uu7-6} = q_{num}^I * l_{7-6} = 0,028 * 1075 = 30,10 \text{ л/с}$$

$$q_{uu6-5} = q_{num}^I * l_{6-5} = 0,028 * 187,5 = 5,25 \text{ л/с}$$

$$q_{uu5-4} = q_{num}^I * l_{5-4} = 0,028 * 125 = 3,5 \text{ л/с}$$

$$q_{uu7-8} = q_{num}^I * l_{7-8} = 0,028 * 475 = 13,3 \text{ л/с}$$

$$q_{uu8-9} = q_{num}^I * l_{8-9} = 0,028 * 1050 = 29,40 \text{ л/с}$$

$$q_{uu9-6} = q_{num}^I * l_{9-6} = 0,028 * 500 = 14,0 \text{ л/с}$$

* для второго району:

$$q_{u5-6} = q_{num}^{\text{II}} * l_{5-6} = 0,04 * 187,5 = 7,5 \text{ л/с}$$

$$q_{u6-10} = q_{num}^{\text{II}} * l_{6-10} = 0,04 * 775 = 31,0 \text{ л/с}$$

$$q_{u10-11} = q_{num}^{\text{II}} * l_{10-11} = 0,04 * 425 = 17,0 \text{ л/с}$$

$$q_{u11-5} = q_{num}^{\text{II}} * l_{11-5} = 0,04 * 775 = 31,0 \text{ л/с}$$

$$q_{u11-12} = q_{num}^{\text{II}} * l_{11-12} = 0,04 * 700 = 28,0 \text{ л/с}$$

$$q_{u12-13} = q_{num}^{\text{II}} * l_{12-13} = 0,04 * 775 = 31,0 \text{ л/с}$$

$$q_{u13-14} = q_{num}^{\text{II}} * l_{13-14} = 0,04 * 475 = 19,0 \text{ л/с}$$

$$q_{u14-4} = q_{num}^{\text{II}} * l_{14-4} = 0,04 * 750 = 30,0 \text{ л/с}$$

$$q_{u4-5} = q_{num}^{\text{II}} * l_{4-5} = 0,04 * 125 = 5,0 \text{ л/с}$$

$$q_{u13-3} = q_{num}^{\text{II}} * l_{13-3} = 0,04 * 1175 = 47,0 \text{ л/с}$$

$$q_{u3-4} = q_{num}^{\text{II}} * l_{3-4} = 0,04 * 287,5 = 11,5 \text{ л/с}$$

5. Визначаємо вузлові витрати як напівсуму всіх подорожніх витрат, що примикають до одного цього вузла, л/с:

$$q_{\text{вз}} = \frac{\sum q_u}{2}$$

$$q_{\text{вз.1}} = \frac{14,7 + 30,1 + 18,9}{2} = 31,85 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.2}} = \frac{14,7 + 32,2}{2} = 23,45 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.3}} = \frac{32,2 + 19,55 + 47}{2} = 49,375 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.4}} = \frac{19,55 + 30,1 + 8,5 + 8,5 + 30,0}{2} = 44,075 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.5}} = \frac{8,5 + 31,0 + 12,75}{2} = 26,125 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.6}} = \frac{12,75 + 30,1 + 14,0 + 31,0}{2} = 43,925 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.7}} = \frac{18,9 + 30,1 + 13,3}{2} = 31,15 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.8}} = \frac{13,3 + 29,4}{2} = 21,35 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.9}} = \frac{29,4 + 14,0}{2} = 21,7 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.10}} = \frac{31,0 + 17,0}{2} = 24,0 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.11}} = \frac{31,0 + 17,0 + 28,0}{2} = 38,0 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.12}} = \frac{28,0 + 31,0}{2} = 29,5 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.13}} = \frac{31,0 + 19,0 + 47,0}{2} = 48,5 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вз.14}} = \frac{30,0 + 19,0}{2} = 24,5 \text{ л/с}$$

Після розрахунку вузлових витрат виконують перевірку:

$$\sum q_{\text{ш}}^I + \sum q_{\text{ш}}^{\text{II}} = \sum q_{\text{вз.}}$$

$$199,5 + 258 = 457,5 \text{ л/с}$$

Розрахунок на режим мінімальних витрат ведеться аналогічно:

$$q_{\text{шт}}^I = \frac{q_{\text{нас}}^I + q_{\text{вз}}^I + q_{\text{зел}}^I}{\sum l^I}$$

$$q_{\text{шт}}^I = \frac{47,88}{7125} = 0,007 \text{ л/с м}$$

$$q_{\text{шт}}^{\text{II}} = \frac{q_{\text{нас}}^{\text{II}} + q_{\text{вз}}^{\text{II}} + q_{\text{зел}}^{\text{II}}}{\sum l^{\text{II}}}$$

$$q_{\text{шт}}^{\text{II}} = \frac{78,11}{6450} = 0,012 \text{ л/с м}$$

Обрахунок подорожних витрат на всіх розрахункових ділянках (окремо для кожного району), л/с:

* для першого району:

$$q_{uu1-2} = q_{num}^I * l_{1-2} = 0,007 * 525 = 3,675 \text{ л/с}$$

$$q_{uu2-3} = q_{num}^I * l_{2-3} = 0,007 * 1150 = 8,05 \text{ л/с}$$

$$q_{uu3-4} = q_{num}^I * l_{3-4} = 0,007 * 287,5 = 2,0125 \text{ л/с}$$

$$q_{uu4-1} = q_{num}^I * l_{4-1} = 0,007 * 1075 = 7,525 \text{ л/с}$$

$$q_{uu1-7} = q_{num}^I * l_{1-7} = 0,007 * 675 = 4,725 \text{ л/с}$$

$$q_{uu7-6} = q_{num}^I * l_{7-6} = 0,007 * 1075 = 7,525 \text{ л/с}$$

$$q_{uu6-5} = q_{num}^I * l_{6-5} = 0,007 * 187,5 = 1,3125 \text{ л/с}$$

$$q_{uu5-4} = q_{num}^I * l_{5-4} = 0,007 * 125 = 0,875 \text{ л/с}$$

$$q_{uu7-8} = q_{num}^I * l_{7-8} = 0,007 * 475 = 3,325 \text{ л/с}$$

$$q_{uu8-9} = q_{num}^I * l_{8-9} = 0,007 * 1050 = 7,35 \text{ л/с}$$

$$q_{uu9-6} = q_{num}^I * l_{9-6} = 0,007 * 500 = 3,5 \text{ л/с}$$

* для другого району:

$$q_{uu5-6} = q_{num}^{II} * l_{5-6} = 0,012 * 187,5 = 2,25 \text{ л/с}$$

$$q_{uu6-10} = q_{num}^{II} * l_{6-10} = 0,012 * 775 = 9,3 \text{ л/с}$$

$$q_{uu10-11} = q_{num}^{II} * l_{10-11} = 0,012 * 425 = 5,1 \text{ л/с}$$

$$q_{uu11-5} = q_{num}^{II} * l_{11-5} = 0,012 * 775 = 9,3 \text{ л/с}$$

$$q_{uu11-12} = q_{num}^{II} * l_{11-12} = 0,012 * 700 = 8,4 \text{ л/с}$$

$$q_{uu12-13} = q_{num}^{II} * l_{12-13} = 0,012 * 775 = 9,3 \text{ л/с}$$

$$q_{uu13-14} = q_{num}^{II} * l_{13-14} = 0,012 * 475 = 5,7 \text{ л/с}$$

$$q_{uu14-4} = q_{num}^{II} * l_{14-4} = 0,012 * 750 = 9,0 \text{ л/с}$$

$$q_{uu4-5} = q_{num}^{II} * l_{4-5} = 0,012 * 125 = 1,5 \text{ л/с}$$

$$q_{uu13-3} = q_{num}^{II} * l_{13-3} = 0,012 * 1175 = 14,1 \text{ л/с}$$

$$q_{uu3-4} = q_{num}^{II} * l_{3-4} = 0,012 * 287,5 = 3,45 \text{ л/с}$$

Визначаємо вузлові витрати і розраховуємо їх, як напівсуму всіх подорожніх витрат, що примикають до одного цього вузла, л/с:

$$q_{\text{вуз}} = \frac{\sum q_u}{2}$$

$$q_{\text{вуз.1}} = \frac{3,675 + 7,525 + 4,725}{2} = 7,96 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.2}} = \frac{3,675 + 8,05}{2} = 5,8625 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.3}} = \frac{8,05 + 5,46 + 14,1}{2} = 13,8 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.4}} = \frac{5,46 + 7,52 + 2,37 + 9,0}{2} = 12,18 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.5}} = \frac{2,37 + 9,3 + 3,56}{2} = 7,618 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.6}} = \frac{3,56 + 7,52 + 3,5 + 9,3}{2} = 11,94 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.7}} = \frac{4,72 + 7,52 + 3,32}{2} = 7,78 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.8}} = \frac{3,32 + 7,35}{2} = 5,33 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.9}} = \frac{7,35 + 3,5}{2} = 5,42 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.10}} = \frac{9,3 + 5,1}{2} = 7,2 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.11}} = \frac{9,3 + 5,1 + 8,4}{2} = 11,4 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.12}} = \frac{8,4 + 9,3}{2} = 8,85 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.13}} = \frac{9,3 + 5,7 + 14,1}{2} = 14,55 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{вуз.14}} = \frac{9 + 5,7}{2} = 7,35 \text{ л/с}$$

Після розрахунку вузлових витрат виконується перевірка:

$$\sum q_u^I + \sum q_u^{II} = \sum q_{\text{вуз}}$$

$$49,875 + 77,4 = 127,2405 \text{ л/с}$$

Вузлові, питомі і подорожні витрати вираховуються для всіх режимів роботи мережі (окрім режиму пожежогасіння, для якого ці витрати є такими ж, як і для режиму максимального водоспоживання).

6. Схема поточкорозподілу для мережі складається окремо кожного з розрахункових режимів, на схемі показано вузлові і зосереджені витрати (на підприємствах), витрати водоводів від насосної станції II підйому до мережі і на ділянці від водонапірної башти (за умови її наявності). На схемі режиму пожежогасіння показано зосереджені витрати під час пожежогасіння. Розрахункова кількість одночасно виникнутих пожеж в місті прийнято 3, місця розташування прийнято у найвіддаленіших і найвищих точках водопровідної мережі.

На розрахункових схемах відображено початкове поточкорозподілення, стрілками вказано напрямок руху води кожної з водопровідних ліній. При цьому враховано, що кількість води, яка приходить до кожного з вузлів, повинна дорівнювати кількості води, яка виходить з вузла і плюс вузлова витрата, тобто повинен дотримуватися баланс витрат у кожному з вузлів:

$$\sum q = 0$$

7. Після виконання початкового поточкорозподілення, користуючись відповідними таблицями призначаємо діаметри труб водопровідної мережі.

Для вибору діаметрів труб і матеріалів, з яких їх виготовлено керуємось витратами води в режимі максимального водоспоживання; призначаємо обґрунтований економічно вигідний діаметр. При цьому перевіряємо можливість пропуску додаткового об'єму води на випадок аварії на певній ділянці.

Гидравлічний розрахунок трубопроводів для підключення промислових підприємств.

Таблиця №11

Розрахункова ділянка	Довжина розрахункової ділянки, м	Розрахунок ва витрата, л/с	Діаметр труби, мм	Швидкість руху води, м/с	1000i	Втрати напору, м
Вузл. 2 пр.підпр. №1	35	1,67	100	0,36	1,73	0,06055
Вузл. 1 пр.підпр. №2	30	1,86	100	0,36	1,73	0,0519
Вузл. 7 пр.підпр №3	40	5,8	150	0,37	1,24	0,0496
Вузл.6 пр.підпр. №4	45	15,68	150	1,01	8,05	0,36225
Вузл.13	40	3,29	150	0,22	0,47	0,01884

пр.підпр №5						
Вузл. 3 пр.підпр №6	45	12,63	150	0,8	5,1	0,2295

Підбір діаметрів труб до підприємств
та до резервуару чистої води.

Таблиця №12

Участки	Витрата води, л/с			Діаметр чавунних труб, мм	Швидкість води, м/с	1000i
	при МАХ водоспож	при МІН водоспож	при режимі пожежагасіння			
НСІІ-7	238,3	74,6611	296,22	500	1,5	5,94
НСІІ-1	260,145	76,3389	322,21	500	1,5	7,11
1-2	140,655	13,9568	203,38	500	1,03	2,83
2-3	165,775	37,4347	178,26	500	0,9	2,24
3-4	44,06	44,4347	60,2	350	0,62	1,74
4-1	78,08	23,0019	104,51	350	1,07	4,81
1-7	17,42	2,9383	19,39	250	0,38	1,11
7-6	84,775	23,6374	132,76	350	1,35	7,6
6-5	29,48	7,1612	39,62	250	0,78	4,1
5-4	22,845	8,4968	30,71	250	0,6	2,54
7-8	99,15	35,074	102,12	400	0,81	2,42
8-9	77,8	31,926	15,77	400	0,67	1,73
9-6	56,1	26,926	64,07	350	0,66	1,96
6-10	51,79	15,4021	97,61	350	0,99	4,22
10-11	27,79	8,4021	37,06	250	0,74	3,72
11-5	26,19	7,6579	44,2	250	0,88	5,13
11-12	15,98	5,06	39,81	200	1,21	12,5
12-13	13,52	3,9393	29,69	200	0,9	7,2
13-14	30,72	9,4619	65,43	250	1,29	10,7
14-4	55,22	16,46	89,93	350	0,91	3,6
13-3	34,59	9,4779	56,05	250	1,11	8,03

8. Визначемо вільні напори в вузлах водопровідної мережі і будуємо графік п'езометричних ліній для всіх розрахункових режимів (Таблиця 13, 14, 15).

Визначання п'єзометричних напорів при МАХ водоспоживанні. Таблиця №13

Номер розрахункового вузла	Номер розрахункової ділянки	Втрати напору на цілянках h , м	Необхідний вільний напір H , м	Відмітки, м		Фактичний вільний напір H_f , м
				п'єзометричні	поверхні землі	
НС II	НС II-7	5,40	-	138,10	103,30	34,80
7	7-8	102,00	22,00	132,70	104,70	28,00
8	8-9	1,45	22,00	131,68	106,40	25,28
9	9-6	0,72	22,00	130,23	105,80	24,43
6	6-10	0,98	22,00	129,51	104,35	30,00
10	10-11	0,79	26,00	128,53	102,50	26,03
11	11-12	1,34	26,00	127,74	101,45	26,29
12	12-13	1,09	26,00	126,40	100,40	26,00
13	13,30	3,22	26,00	127,49	98,60	28,89
3	3-2	0,58	22,00	130,71	99,50	31,21
2	2-1	1,03	22,00	131,29	100,10	31,19
1	1-НС II	5,99	22,00	132,32	102,10	30,22
НС II			-	138,31	103,30	35,01

Визначення п'єзометричних напорів при МІН водоспоживанні. Таблиця №14

Номер розрахункового вузла	Номер розрахункової ділянки	Втрати напору на ділянках h , м	Необхідний вільний напір H , м	Відмітки, м		Фактичний вільний напір H_f , м
				п'єзометричні	поверхні землі	
НС II	НС II-7	0,63	-	130,36	103,30	27,06
7	7-8	0,15	22,00	129,73	104,70	25,03
8	8-9	0,28	22,00	129,58	106,40	23,18
9	9-6	0,19	22,00	129,30	105,80	23,50
6	6-10	0,11	22,00	129,11	104,35	30,00
10	10-11	0,10	26,00	129,00	102,50	26,50
11	11-12	0,16	26,00	128,90	101,45	27,45
12	12-13	0,12	26,00	128,74	100,40	28,34
13	13,30	0,30	26,00	128,86	98,60	30,26
3	3-2	0,15	22,00	129,16	99,50	29,66
2	2-1	0,10	22,00	129,31	100,10	29,21
1	1-НС II	0,61	22,00	129,41	102,10	27,31
НС II			-	130,02	103,30	26,72

Визначення п'єзометричних напорів при гасінні пожежі. Таблиця №15

Номер розрахункового вузла	Номер розрахункової ділянки	Втрати напору на цілянках h , м	Необхідний вільний напір H , м	Відмітки, м		Фактичний вільний напір H_f , м
				п'єзометричні	поверхні землі	
НС II	НС II-7	0,63	-	135,02	103,30	31,72
7	7-8	0,15	10,00	126,98	104,70	22,28
8	8-9	0,28	10,00	126,58	106,40	20,18
9	9-6	0,19	10,00	124,54	105,80	18,74
6	6-10	0,11	10,00	122,64	104,35	30,00
10	10-11	0,10	10,00	119,50	102,50	17,00
11	11-12	0,16	10,00	118,10	101,45	16,65
12	12-13	0,12	10,00	110,40	100,40	10,00
13	13,30	0,30	10,00	114,87	98,60	16,27
3	3-2	0,15	10,00	122,77	99,50	23,27
2	2-1	0,10	10,00	125,33	100,10	25,23
1	1-НС II	0,61	10,00	126,83	102,10	24,73
НС II			-	135,49	103,30	32,19

Величина необхідного наявного вільного напору приймається в режимі максимального господарсько-питного водоспоживання не менше 10 м для одноповерхової забудови, на кожний наступний поверх додають по 4 м напору.

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

Монтажна схема водопровідної мережі.

Монтажна схема водопровідної мережі складається з трьох кілець. Проектується деталювання всіх відгалужень, трубопроводів, поворотів, переходів з одного діаметра на інший і місць встановлення арматури. На мережі встановлено круглі колодязі діаметрами - 1,5 і 2м; прямокутні колодязі з розмірами в плані – 2х2,5м; 2,5х3м; 3,5х4м; 4х4,5м.

Специфікація під своїми порядковими номерами (див. графічну частину) відображає в повному складі облаштування мережі - фасонні частини, труби, запобіжна і регулююча арматура.

ВОДОЗАБІРНІ СПОРУДИ

Консультант / _____ /

Здобувач(ка) / _____ /

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

Геологічна та гідрогеологічна
будова свердловини

Геологічний розріз в місті облаштування свердловини складається з шарів осадових порід, склад яких принаведено в таблиці.

Геологічний розріз свердловини

Таблиця 1

№ шару	Назва шару	Потужність шару
1	Рослинний шар та легкий суглинок	4
2	Супісь	12
3	Пісок дрібнозернистий, водоносний (1-ий водоносний горизонт з суттєво мінералізованою водою)	7
4	Глина піщана чорна	6
5	Глина жирна зелена	16
6	Глина з прошарками піску	22
7	Пісок дрібнозернистий, (2-ий водоносний горизонт, малий дебіт, пливун)	9
8	Глина жирна, щільна	14
9	Глина з прошарками піску	7
10	Пісок водоносний (3-ій водоносний горизонт, вода в достатній кількості і відповідної якості)	20
11	Глина жирна різної щільності	18

Склад осадових порід визначається характерним чергуванням шарів, крупністю зерен складових шару, різноманітністю за мінеральним складом. Під час буріння послідовно скивається три водоносних горизонти. Перший водоносний горизонт залягає на глибині >16 м. Цей горизонт має мінералізовані води і слабо захищений від потрапляння забруднень з поверхні, оскільки знаходиться близько від поверхні землі, тому використання цього водоносного горизонту неможливе. Другий водоносний горизонт залягає на глибині >67 м. Цей горизонт має недостатній дебіт, а тому його використання недоцільне. Третій

водоносний горизонт знаходиться на глибині 107 м. Він має достатні запаси води гарної якості, тому приймаємо його до використання для питного водопостачання.

Розрахунок експлуатуемого горизонту засновано на розрахунку собівартості одного кубічного метру води. Результати розрахунків наведено в табл. 2.

Розрахунок водоносного горизонту

Таблиця 2

№ п/п	Розрахункові показники	Од. вим.	Умовні позначення	Показники водоносного горизонту
1	Продуктивність групи свердловин	м ³ /ГОД	$Q_{св}=Q_{в}/T$	1083
2	Глибина свердловини	м	H	119
3	Статичний рівень води	м	$h_{ст}$	9
4	Висота стовбуру води в свердловині	м	$H_{в}=H - h_{ст}$	110
5	Допустиме зниження	м	$S=0,3*(H_{в}-m)$	27
6	Дебіт свердловини (розрахунковий)	м ³ /ГОД	$Q_{рев} = S*q_{п}$	77,36
7	Загальна кількість свердловин	шт.	$\Pi=Q_{св}/Q_{рев}$	14
8	Загальна кількість свердловин включно з резервними	шт.	$\Pi_{р}=1,1 \cdot \Pi$	16
9	Необхідний напір насосу	м	$H=H_{г} + S + \sum h$	47,42
10	Характеристика прийнятої марки насосу	м	H	65
		м ³ /ГОД	Q	63
		%	η	70
11	Експлуатаційний діаметр свердловини	мм	$D_{е}$	300

Добір насосних агрегатів

Підбір насосних агрегатів та відповідного додаткового обладнання ведеться за основними характеристиками, а саме за подачею і напором насосу (Рис.1). Подачу

насосу приймаємо рівною розрахунковому дебіту свердловини. Необхідний розрахунковий напір [10] насосу, м визначається за формулою:

$$H = H_2 + S + h + \sum h$$

де H_2 - геометрична висота підйому води, м [10]:

$$H = z_p - z_{ct}, \text{ м}$$

z - геометрична відмітка землі біля устя свердловини, м [10];

$$z_p = Z + 1.0, \text{ м}$$

z_{ct} - відмітка статичного рівня води в свердловині, м;

S - розрахункове зниження рівня води в свердловині, м;

$\sum h_e$ - втрати напору від найвіддаленішої свердловини в групі до РЧВ, м;

h - втрати напору у фільтрі, водопідйомних трубах, м.

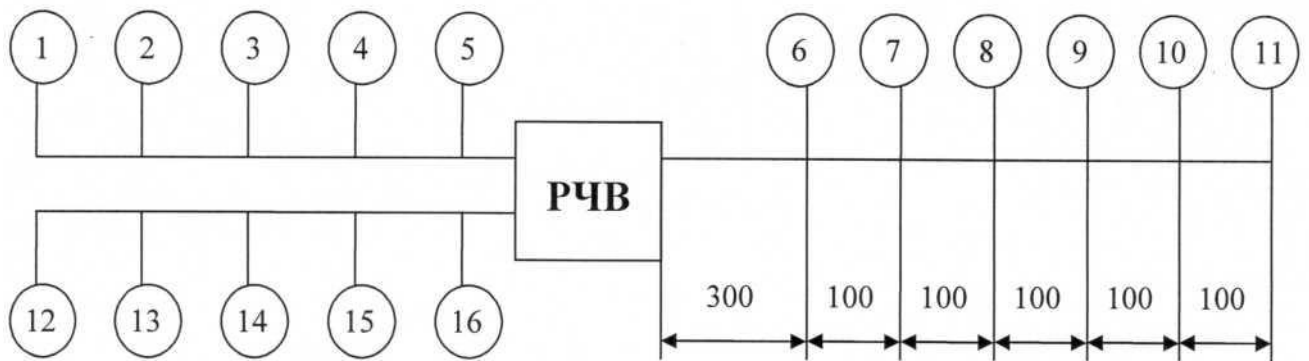


Рис. 1. Схема взаємного розташування групи свердловин і РЧВ

$$H_2=10\text{м}; S=27\text{м}; h_e=6,42\text{м}; h=4\text{м}$$

Розрахунок втрат напору від свердловин до РЧВ

Таблиця 3.

Номер ділянки	Довжина ділянки, м	Матеріал труб	Діаметр труб, мм	Витрати води на ділянці, л/с	Швидкість руху води на ділянці, м/с	Втрати напору, м
1-2	110	ЧАВУН	150	18,8	1,03	1,24
2-3	100		200	37,6	1,16	0,99
3-4	100		250	56,4	1,11	0,71
4-5	100		300	75,2	1,03	0,49
5 - РЧВ	400		300	94,0	1,29	2,99
Всього:	810	-				6,42

$$H = 10 + 27 + 6,42 + 4 = 47,42, \text{ м}$$

$$Q = 21,5 \text{ л/с} = 77,36, \text{ м}^3/\text{год}$$

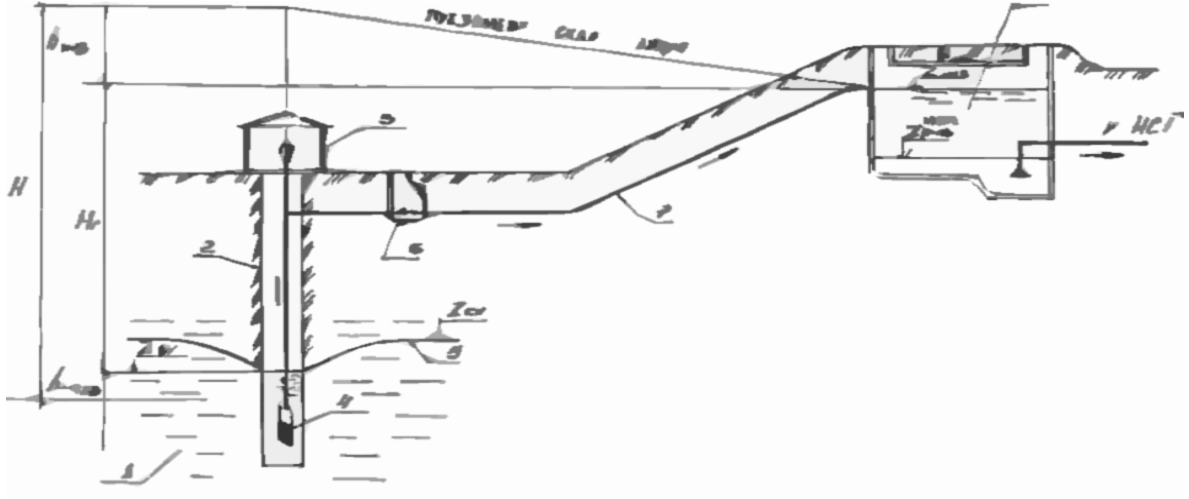


Рис. 2. Схема до визначення напору насосу
 1 - водоносний шар; 2 - свердловина; 3 – НС-I;
 4 - насосний агрегат; 5 - деприсійна воронка; 6 – витратомір

Приймаємо насоси марки **Sub TWU 4.04-05-DM-D-GT** виробництва Wilo pumps.

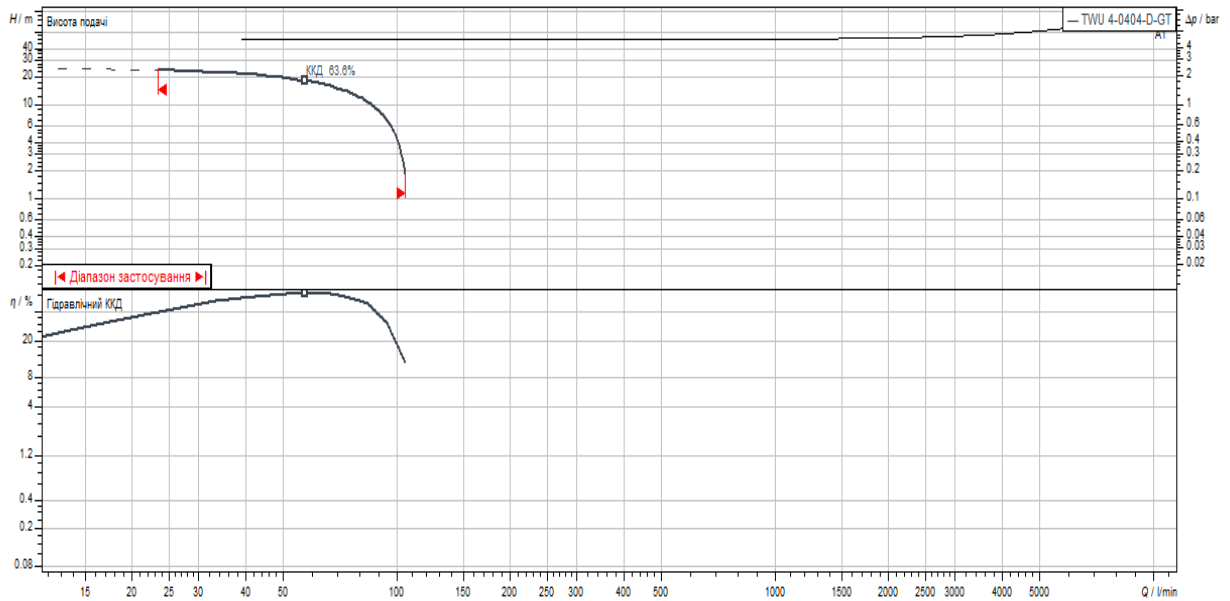


Рис. 3. Характеристики насосного агрегату

Конструкція та тип фільтру

Приймаємо фільтр з круглою перфорацією, трубчастого типу, зовнішня водоприймальна поверхня з дротяної нержавіючої сітки галунного плетіння з розмірами прозорів:

$$2 \cdot d_{50} = 2 \cdot 0,29 = 0,58 \text{ мм.}$$

Розрахунок і конструкція фільтру для свердловини

Основні розрахункові параметри фільтру:

$$\text{довжина фільтру: } L_{\phi} = \alpha \cdot m = 0,8 \cdot 20 = 16 \text{ м;}$$

де m - потужність водоносного горизонту, м.

$V_{\text{дон}}$ - допустима швидкість фільтрації:

$$V_{\text{дон}} = 65 \cdot \sqrt[3]{K_{\phi}} = 65 \cdot \sqrt[3]{\sqrt{13}} = 153 \text{ м}^3 / \text{доб}$$

де K_{ϕ} - коефіцієнт фільтрації, м/доб.

$$\text{діаметр фільтру: } D_{\phi} = \frac{24 \cdot Q}{\pi \cdot l \cdot V_{\text{дон}}} = \frac{24 \cdot 77,36}{3,14 \cdot 16 \cdot 153} = 0,220 \text{ м}$$

діаметр каркасу:

$$D_{\kappa} = D_{\phi} - 2 \cdot t_{\text{см}} - 2 \cdot t_{\text{др}} - 2 \cdot t_{\text{с}} = 220 - 2 \cdot 8 - 2 \cdot 1 - 2 \cdot 0,5 = 198 \text{ мм}$$

де $t_{\text{см}}$ - діаметр стрижнів, мм;

$t_{\text{др}}$ - діаметр дроту обмотки, мм;

$t_{\text{с}}$ - товщина сітки, мм.

Діаметр каркасу прийmemo 200 мм, відповідно розрахунковий діаметр фільтру буде становити 238 мм.

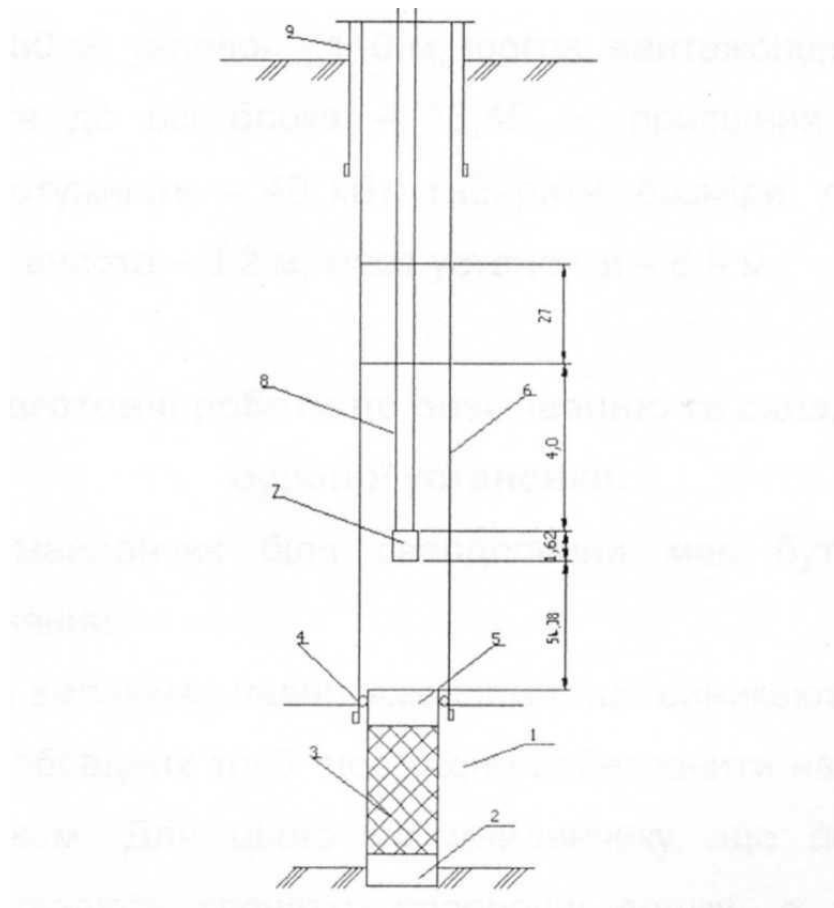


Рис. 4. Схема улаштування трубчастого колодязя:

1. Водонесний горизонт; 2. Відстійник; 3. Фільтр; 4. Ущільнюючий сальник;
5. Надфільтрова труба; 6. Обсадна труба; 7. Насос; 8. Водопідйомна труба;
9. Кондуктор.

Обґрунтування способу буріння свердловини

На шляху буріння зустрічається пливун потужністю трошки меншим за 10 м між першим і третім горизонтами, а глибина свердловини не перевищує 200 м, тому приймаємо ударно-канатний спосіб буріння.

Для буріння використовуємо пересувну бурову установку ударно-канатного буріння КС-24 з наступними технічними характеристиками: глибина буріння - 200 м; діаметр буріння: початковий - 600 мм; кінцевий - 250 мм; буровий снаряд (желонка): маса - 1700 кг; частота ударів – 39...53 хв⁻¹; висота підйому над забоем - 0,4-0,9 м; вантажопідйомність лебідок: інструментальної - 2,5 т; желоночної - 1,5 т; талевої - 4,2 т; довжина канату на лебідках: інструментальної - 250 м; желоночної - 250 м; талевої - 140 м; вишка: вантажопідйомність - 20 т; висота від устя до осі блоку - 13,45 м; привідний двигун: тип - електричний; потужність - 40

кВт; габаритні розміри установки: довжина - 9 м; ширина - 2,5 м; висота - 3,2 м; маса установки - 8,9 т.

Розрахунок і обґрунтування зон санітарної охорони свердловини

Зони санітарної охорони підземного джерела повинні складатися з трьох поясів: I-го суворого режиму; II-го і III-го поясів обмежень. Перший пояс ЗСО включає свердловину та пов'язану з нею насосну станцію першого підйому, споруди для обробки води, резервуари, водоводи в межах розташування водозабірних споруд. Оскільки підземне джерело добре захищене від зовнішнього впливу, радіус першого поясу ЗСО R_1 прийнято рівним 30 м навколо свердловини.

Для визначення радіусів другого та третього поясів зон санітарної охорони користуємось розрахунком за формулою [10]:

$$R = \sqrt{\frac{Q \cdot T}{\pi \cdot m \cdot P_a}}$$

де $Q_{вод}$ - продуктивність водозабору, м³/добу;

m - потужність водоносного горизонту, м;

P_a - пористість (активна), (0,15...0,25);

T_p - розрахунковий час проникнення забруднень до водозабору.

- для другого поясу:

T_{pm} - тривалість просування мікробіологічних забруднень, $T_{pm}=200$ діб;

- для третього поясу:

T_{px} - тривалість просування хімічних забруднень, $T_{px}=30-50$ років;

Для другого поясу:

$$R = \sqrt{\frac{26004 \cdot 200}{3,14 \cdot 20 \cdot 0,2}} = 582,м$$

Для третього поясу:

$$R = \sqrt{\frac{26004 \cdot 200}{3,14 \cdot 20 \cdot 0,2}} = 582,м$$

ОЧИСНА СТАНЦІЯ

Консультант

/ _____ /

Здобувач(ка)

/ _____ /

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

Вибір і обґрунтування технологічної схеми та складу споруд очисної станції

Вода для використання на господарсько-питні потреби повинна відповідати якості що рекомендовано ДСанПіном 2.2.4-171-10 «Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною». Для більшості випадків на підприємствах використовують воду такої ж якості. Отже для вибору схеми очистки та складу споруд очисної станції виконано порівняння вихідних даних фізико-хімічного складу води з показниками вищезначеного нормативу.

Вихідна вода (в середньому по всіх свердловинах) має каламутність 2-3,5 НОК; забарвленість 38-45 градусів, загальну жорсткість 4.2-5,3 мг-екв/л, вміст заліза до 8 мг/л. Виходячи з вихідних даних якості води і її кількості - 26004 м³/добу обрано наступний склад споруд: швидкі фільтри з зернистим каталітично-активним фільтруючим завантаженням для вилучення іонів заліза і зниження каламутності. Підвищена забарвленість обумовлена присутністю заліза, отже після виконання знезалізнення основні показники якості води повністю відповідатимуть рекомендованому нормативу. За рекомендацією [1] передбачено подачу реагенту-окислювача, для більш надійного знезалізнення і регенерації властивостей зернистого завантаження, вторинну подачу окислювача призначено після очистки для знезараження і підтримки належного санітарного стану всієї системи водопостачання, шляхом подачі реагенту перед РЧВ. Фторування води не передбачається.

Розрахунок продуктивності водоочисної станції

Очисну станцію запроектовано на рівномірну її роботу протягом доби.

Повна продуктивність ОС визначається з урахування певного об'єму води на власні потреби станції і на потреби гасіння пожеж в місті за формулою [16]:

$$Q_{\text{вс}} = Q_{\text{вих.добр}} + \alpha \cdot Q_{\text{вих.добр}} + Q_{\text{пж}}$$

де α - коефіцієнт, що враховує витрати води на власні потреби ОС;

$Q_{\text{пж}}$ витрати води на пожежогасіння;

$Q_{\text{вих.добр}}$ - добова витрата води за вихідними даними, м³/добу.

Проектуємо очисну станцію з повторним використанням промивної води фільтрів, отже приймаємо $\alpha=0,03$ [1, п.6.6].

$$Q_{\text{пж}} = 24 \cdot (3.6 \cdot n \cdot q \cdot t) / T, \text{ [м}^3\text{/доб]}.$$

де n - кількість одночасно виникаючих в місті пожеж $n = 2$;
 q - витрата води на гасіння однієї пожежі, $q = 55$ л/с
 t - розрахункова тривалість пожежі (прийнято 3 години)
 T - час відновлення пожежного запасу (прийнято 24 години)

$$Q_{\text{пож}} = 1233.09 \text{ м}^3/\text{доб.}$$

Повна продуктивність ОС дорівнює:

$$Q_{\text{вос}} = 26004 + 0.03 * 26004 + 1233.09 = 28014 \text{ м}^3/\text{добу};$$

$$Q_{\text{вос}} = 1167.25 \text{ м}^3/\text{год}; \quad Q_{\text{вос}} = 324.24 \text{ л/сек}$$

Розрахунок швидких фільтрів

Для знезалізнення і загального освітлення води приймаємо швидкі безнапірні фільтри прямокутної в плані форми з бічною кишенею.

Відповідно до [1, п.6.98] визначаємо загальну площу фільтрів F_{ϕ} , м^2 , за формулою:

$$F_{\phi} = \frac{Q}{T_{\text{см}} \cdot v_n - n_{\text{пр}} \cdot q_{\text{пр}} - n_{\text{пр}} \cdot \tau_{\text{пр}} \cdot \delta_n}$$

де Q - продуктивність станції, $\text{м}^3/\text{добу}$;

$T_{\text{см}} = 24$ год - тривалість роботи станції протягом доби, год;

v_n - розрахункова швидкість фільтрування в нормальному режимі, згідно [1, табл.31] прийнято 6 м/год;

$n_{\text{пр}} = 2$ - кількість промивок одного фільтра за добу при нормальному режимі експлуатації;

$q_{\text{пр}}$ - питомі витрати води на одну промивку одного фільтра, $\text{м}^3/\text{м}^2$ (згідно [1, п.10.14.12]):

$$q_{\text{пр}} = 3,6 \cdot w \cdot t_1 = 3,6 \cdot 15 \cdot 0,1 = 5,4 \text{ м}^3 / \text{м}^2$$

де w - інтенсивність промивки, л/с* м^2 , прийнято 15, відповідно до [1, табл. 25];

t_1 - тривалість промивки, год., прийнято 0.1 згідно [1, табл. 25]);

$t_{\text{пр}}$ - час простою фільтра в зв'язку з промивкою, прийнято $t_{\text{пр}} = 0,33$ год.

До розрахунку приймаємо одношаровий гравітаційний швидкий фільтр з фільтруючим зернистим завантаженням *Greensand Plus*. За своїми основними характеристиками це завантаження є схожим з марганцевим цеолітом *Manganese Greensand*, яке можна використовувати як аналог кварцового піску за більшістю фізичних показників, характеристики якого наведенні в табл. 1.

Фізичні характеристики фільтруючого завантаження

Таблиця 1.

Матеріал	Діаметр зерен, мм			Коеф. нерівномірності осі	Висота шару, м	Швидкість фільтрування, м/год	
	Мін.	Макс.	Еквівал.			норм. режим	форс. режим
Кварцовий пісок	0.7	1.6	0.8-1	1.6-1.8	1.4	6	7 - 9.5

Greensand Plus з часом втрачає свої воастивості, тому для відновлення каталітичних властивостей завантаження його потрібно регенерувати реагентом-окислювачем. У вигляді реагенту-окислювача можливо використання як перманганату калію так і хлору. Дозування окислювача в оброблювану воду можна проводити або безперервно перед її подачею на фільтри або періодично, регенеруючи фільтруюче завантаження під час промивки хлор-водою. Прийнято безперервну подачу окислювача (хлор-води), з дозою за активним хлором 1 мг на 1 мг розчиненого заліза.

Характеристики завантаження *Manganese Greensand*

Таблиця 2

Матеріал	Діаметр зерен, мм			Коеф. нерівномірності осі	Висота шару, м	Швидкість фільтрування, м/год	
	Мін.	Макс.	Еквівал.			норм. режим	форс. режим
<i>Manganese Greensand</i> (марганцевий цеоліт)	1.25	1.85	1.3-1.75	1.4	0.5...1.5	5	8-15

Відповідно до [1, табл. 25] прийнято такі параметри промивки завантаження *Greensand Plus*:

- інтенсивність промивки $W=15$ л/с*м²;
- тривалість промивки $t_I=6$ хв=0.1 год;
- відносне розширення завантаження $e=30\%$.

$$F_{\phi} = \frac{28014}{24 \cdot 6 - 2 \cdot 5.4 - 2 \cdot 0.33 \cdot 6} = 171 \text{ м}^2$$

За ДБН [1, п.10.12.5] мінімальна кількість фільтрів на станції продуктивністю понад 1600 м³/добу повинна бути не менше 4, загальну кількість знаходимо за формулою:

$$N_{\phi} = 0,5 \cdot \sqrt{F_{\phi}} = 0,5 \sqrt{171} = 6,54 \text{ шт}$$

До розрахунку прийнято $N_{\phi} = 7$ шт.

На час промивки швидкість фільтрування води у форсованому режимі, м/год визначемо за формулою:

$$V_{\phi} = \frac{V_n \cdot N_{\phi}}{N_{\phi} - N_1} = \frac{6 \cdot 7}{7 - 1} = 7 \text{ м/год} < 9,5 \text{ м/год.}$$

де N_1 - кількість фільтрів в промивці, згідно [1, п.10.12.1] при загальній кількості фільтрів < 20 шт. $N_1 = 1$ шт.

Отже, швидкість фільтрування води в форсованому режимі не перевищує рекомендованої.

Визначимо площу одного фільтру, м², за формулою:

$$F_1 = \frac{F_{\phi}}{N} = \frac{171}{7} = 24,4 \text{ м}^2$$

Приймаємо розміри в плані $a \times b$ 6.0x6.0 м виходячи з розмірів типових споруд. Дійсна площа фільтру, м², становитиме:

$$F'_1 = (A - t) \cdot (B - t) = (6,0 - 0,2) \cdot (6,0 - 0,2) = 33,64 \text{ м}^2 > 24,4 \text{ м}^2$$

де $t = 0.2$ м - товщина стінки корпусу фільтра.

Підтримуючий гравійний шар не використовуємо, розподільчу систему фільтра проектуємо з щілинного дренажу великого супротиву. Розподільча система фільтру призначена для рівномірного збору фільтрованої води і розподілу промивної води по всій площі фільтру.

Розраховуємо кількість промивної води, л/с, за формулою:

$$q = F'_1 \cdot W = 33,64 \cdot 15 = 504,6 \text{ л/с}$$

У відповідності до [1, п.10.12.12] діаметр колектора розподільчої системи дренажу визначаємо виходячи із швидкості руху води на його початку $V_{\text{кол}} = 0.8 \dots 1.2$ м/с. Приймаємо колектор зі сталевих електрозварних труб (ГОСТ 10704-73) діаметром $D_{\text{кол}} = 700$ мм, тоді $V_{\text{кол}} = 1.18$ м/с.

Кожне відгалуження розподільчої системи при відстані між ними $m = 0.25 \dots 0.35$ м [3] та зовнішньому діаметрі колектора $D_{\text{кол}}^{\text{зовн}} = 720$ мм = 0,72 м. займає площу:

$$f_{\text{відг}} = \frac{(A - t) - D_{\text{кол}}^{\text{зовн}}}{2} \cdot m = \frac{(6 - 0,2) - 0,72}{2} \cdot 0,3 = 0,76 \text{ м}^2$$

Розрахункова витрата води, яка проходить через одне відгалуження, л/с:

$$q_{\text{відг}} = f_{\text{відг}} \cdot W = 0.76 \cdot 15 = 11.4 \text{ л/с}$$

Швидкість руху води на початку відгалуження повинна бути в межах 1.6...2 м/с, відповідно до [1, п.10.12.12]. Приймаємо відгалуження з сталевих електрозварних труб (ГОСТ 10704-73*) з діаметром кожного $D_{\text{відг}}=80$ мм, тоді швидкість становить $V_{\text{відг}}^{\text{розр}} = 1.72$ м/с.

На відгалуженнях трубчастого щілинного дренажу при наявності підтримуючих передбачено прямокутні отвори з розмірами $a \times b$ 1x115мм щілини розташовують в шаховому порядку з перекриттям 50% під кутом 45° до низу від вертикалі, загальна площа щілин, м², визначається за формулою:

$$\sum f_{\text{щіл}} = \frac{(0.25 \dots 0.5) \cdot F_1'}{100} = \frac{0.26 \cdot 33.64}{100} = 0.0850 \text{ м}^2$$

Загальні кількість щілин у відгалуженнях, шт:

$$n_{\text{щіл}} = \frac{\sum f_{\text{щіл}}}{f_{\text{щіл}}} = \frac{0.085}{1.15 \cdot 10^{-4}} = 739 \text{ щіл}$$

де $f_{\text{щіл}}$ - площа одної щілини, м², яка яка дорівнює $1.15 \cdot 10^{-4}$ м²

Загальна кількість відгалужень, шт, становить:

$$n_{\text{відг}} = \frac{(B-t)}{m} \cdot 2 = \frac{(6-0.2)}{0.3} \cdot 2 \approx 40 \text{ шт}$$

Кількість щілин на одному відгалуженні, шт, становить:

$$n_{\text{щіл}}^{\text{відг}} = \frac{n_{\text{щіл}}}{n_{\text{відг}}} = \frac{739}{40} = 18.5 \approx 19 \text{ шт}$$

Довжина кожного відгалуження, м, дорівнює:

$$l_{\text{відг}} = \frac{(A-t) - D_{\text{кол}}^{\text{зов}}}{2} = \frac{(6-0.2) - 0.72}{2} = 2.54 \text{ м.}$$

Крок вісі щілин на відгалуженнях складає:

$$e_o = \frac{l_{\text{відг}}}{n_{\text{щіл}}^{\text{відг}}} = \frac{2.54}{19} = 0.134 \text{ м.}$$

Відстань між вісями відгалужень e_o рекомендовано приймати 250-300 мм, [1, п.10.12.11].

Для видалення повітря з колектору, який подає промивну воду відповідно [1] передбачаються повітряні стояки діаметром 125 мм із встановленою автоматичною арматурою для випуску повітря. На колекторах передбачено по одному повітряному стояку. Спорожнення фільтру передбачається через розподільчу систему та окремий зливний трубопровід діаметром 200 мм обладнаний засувкою з електроприводом.

Збір і відведення промивної води забезпечено системою п'ятикутних в розрізі жолобів, які встановлено у верхній частині фільтру, на певній відстані над поверхнею фільтруючого завантаження.

Визначення ширини жолоба, м:

$$B_{\text{жс}} = K \sqrt[5]{\frac{q_{\text{жс}}^2}{(1.57 + a)^3}} = 2.1 \sqrt[5]{\frac{0.1682^2}{(1.57 + 1.2)^3}} = 0.56 \text{ м}$$

де K - коефіцієнт, який дорівнює 2.1 для жолобів з п'ятикутною формою;

a - відношення висоти прямокутної частини жолоба до половини його ширини. За [1] прийнято $a = 1.2$;

$q_{\text{жс}}$ - витрата води забезпечена одним жолобом, м³/с.

$$q_{\text{жс}} = \frac{q_{\text{нр}}}{n_{\text{жс}}} = \frac{504.6}{3} = 168.2 \text{ л/с} = 0.1682 \text{ м}^3/\text{с}$$

де $n_{\text{жс}}$ - кількість встановлених жолобів, прийнято з умовою, щоб відстань між вісями жолобів не перевищувала 2.2 м.

$$n_{\text{жс}} = \frac{A}{2} = 3 \text{ шт}$$

Висота прямокутної частини жолоба, м:

$$h_{\text{нр}} = \frac{a}{2} \cdot B_{\text{жс}} = \frac{1.2}{2} \cdot 0.56 = 0.34 \text{ м}$$

Висота нижньої трикутної частини, м дорівнює:

$$h_{\text{тр}} = 0.5 \cdot B_{\text{жс}} = 0.28 \text{ м}$$

Загальна конструктивна висота жолоба, м становить:

$$h_{\text{жс}}^{\text{к}} = h_{\text{нр}} + h_{\text{тр}} + t_{\text{ст}} = 0.34 + 0.28 + 0.08 = 0.7 \text{ м}$$

де $t_{\text{ст}}$ - товщина стінки жолоба, м.

Жолоба встановлені з нахилом 0.01 в бік бічної кишені фільтру. Кромки всіх жолобів встановлено на одному рівні по горизонталі.

Розрахунок відстані від дна бічної кишені, м:

$$H_{\text{к}} = 1.73 \sqrt[3]{\frac{q_{\text{нр}}^2}{g \cdot B_{\text{киш}}}} + 0.2 = 1.73 \sqrt[3]{\frac{0.5046^2}{9.81 \cdot 1}} + 0.2 = 0.71 \text{ м}$$

де $B_{\text{киш}}$ - ширина бічної кишені, м, прийнято 1.0 м.

Визначення відстані від поверхні фільтруючого завантаження верхньої кромки, м:

$$H_{\text{жс}} = \frac{H_3 \cdot e}{100} + 0.3 = \frac{1.4 \cdot 30}{100} + 0.3 = 0.72 \text{ м}$$

де H_3 - висота шару фільтруючого завантаження, м;

e - відносне розширення завантаження під час промивки, %.

Відстань від нижньої частини жолоба до верху шару завантаження приймаємо з запасом 0.05 м, тому:

$$H'_{жс} = h_{жс}^k + 0.05 = 0.72 + 0.05 = 0.77 \text{ м}$$

Конструктивну відстань приймаємо з коефіцієнтом запасу 0.3м, отже:

$$H_k = H_{жс} + 0,3 \text{ м} = 1.02 \text{ м.}$$

Визначемо витрати промивної води, у відсотках від продуктивності ОС, % :

$$P = \frac{8640 \cdot W \cdot F'_1 \cdot t_1 \cdot N_\phi}{Q \cdot T_p} = \frac{8640 \cdot 15 \cdot 33.64 \cdot 0.1 \cdot 7}{28014 \cdot 11.4} = 12.7\%$$

Висоту шару води над поверхнею завантаження прийнято 2 м, відстань верхньої кромки жолоба від поверхні води встановлено – 0.5 м.

Визначення втрат напору в фільтрах

Визначемо втрати напору в дренажній системі, м:

$$h_{p.c} = \zeta \left(\frac{V_{кол}^{розр}}{2 \cdot g} \right)^2 + \frac{(V_{відг}^{розр})^2}{2 \cdot g} = 46.5 \cdot \frac{1.18^2}{2 \cdot 9.81} + \frac{1.72^2}{2 \cdot 9.81} = 3.5 \text{ м} < 7 \text{ м за [1]}$$

де $V_{кол}^{розр}$ - швидкість руху води в колекторі, м/с;

$V_{відг}^{розр}$ - середня швидкість води на вході в відгалуження, м/с;

ζ - коефіцієнт гідравлічного опору, який дорівнює:

$$\zeta = \frac{2.2}{K_{II}^2} + 1 = \frac{2.2}{0.22^2} + 1 = 46.5 \text{ м}^2$$

де K_n - коефіцієнт перфорації - відношення сумарної площі щілин до загальної площі поперечного перерізу колектору.

$$K_{II} = \frac{4 \sum f_{отв}}{\pi \cdot (D_{кол}^{вн})^2} = \frac{4 \cdot 0.0850}{3.14 \cdot (0.706)^2} = 0.22$$

Втрати напору в шарі зернистого завантаження згідно [1] у дорівнюють:

$$h_\phi = (a + b \cdot w) \cdot H_3 = (0.76 + 0.017 \cdot 15) \cdot 1.4 = 1.42 \text{ м}$$

де a, b - коефіцієнти:

$a=0/76$; $b=0/017$ - при розмірах зерен < 1 мм; і $a=0.85$; $b=0.004$ - при розмірах зерен > 1 мм.

Для подачі промивної води в загальний колектор розподільчої системи прийнято труби сталеві електрозварні $D_{под.нр} = 500$ мм, швидкість руху води при витраті $q_{нр} = 504.6$ л/с становить $V_{розр}^{н.нр.} = 1.91$ м/с, втрати напору $1000i = 9.35$. Тоді втрати напору в цьому трубопроводі при загальній його довжині $l=100$ м складуть:

$$h_{n.mp} = \frac{1000i}{1000} \cdot l = \frac{9.35 \cdot 100}{1000} = 0.935 \text{ м}$$

Місцеві втрати напору в фасонних частинах, м.:

$$h = \sum \zeta \frac{(V_{\text{розр}}^{n.mp.})^2}{2 \cdot g} = 6.94 \frac{1.91^2}{2 \cdot 9.81} = 1.29 \text{ м}$$

де $\sum \zeta$ - сума місцевих втрат в фасонних частинах і арматурі:

$\zeta_1 = 0.5$ - вхід в трубопровід; $\zeta_2 = 0.984$ - коліно; $\zeta_3 = 0.26$ - засувка; $\zeta_4 = 0.92$ - трійник; $\zeta_5 = 0.5$ - хрест.

$$\sum \zeta = \zeta_1 + 5 \cdot \zeta_2 + 2 \cdot \zeta_3 + 2 \cdot \zeta_5 = 0.5 + 5 \cdot 0.984 + 2 \cdot 0.26 + 2 \cdot 0.5 = 6.94$$

Загальні втрати напору під час промивки фільтра [м], складають:

$$\sum h_{\phi} = h_{p.c} + h_{\phi} + h_{n.ш} + h_{n.mp.} + h_{m.o} = 3.5 + 1.42 + 0.2 + 0.935 + 1.29 = 7.345 \text{ м}$$

Обладнання для подачі промивної води

Подача промивної води на фільтри здійснюється за допомогою окремих промивних насосів. Подача насосів приймається рівній витраті промивної води для промивки двох фільтрів одночасно, напір насосів визначається за формулою:

$$H_H = H_G + \sum h_{\phi} + (2 \dots 3) \text{ м}$$

де H_G - геометрична висота підняття, яка дорівнює 4.618 м

$\sum h_{\phi}$ - загальні втрати напору при промивці фільтра, м.

$$H_H = 4.617 + 7.345 + 2.5 = 14.462 \text{ м}$$

Споруди для повторного використання промивної води та обробки осаду

З метою зниження витрат води на власні потреби очисної станції передбачено споруди, які дозволяють очищати і повторно використовувати промивну воду фільтрів. Для затримання зерен фільтруючого завантаження, яке може вимиватись під час промивки фільтра передбачено піскоуловлювачі, для прояснення промивної води передбачено відстійники періодичної дії. З відстійників освітлена вода подається в голову очисних споруд і проходить повторно повний цикл очищення. Осад з піскоуловлювачів і відстійників подається на зневоднення з подальшим складуванням на майданчиках.

Піскове господарство

Для зберігання запасу зернистого завантаження фільтрів (Greensand Plus) передбачається піскове господарство. Запас завантаження дозволяє щорічне дозавантаження фільтрів в розмірі 10% від загального об'єму фільтровального матеріалу.

Об'єм Greensand Plus для початкового завантаження фільтрів становить:

$$W_n = N_a \cdot F_\phi^1 \cdot H_{зас}, м^3$$

N_a – кількість фільтрів - 7шт.;

$H_{зас}$ - висота засипки фільтра = 2.5м;

F_ϕ^1 - площа поперечного перерізу 1-го фільтра = 33.64 м²

$$W_n = 7 \cdot 33.64 \cdot 2.5 = 588.7 м^3$$

Річний об'єм для дозавантаження фільтрів:

$$W_d = \frac{10}{100} \cdot W_n, м^3$$

$$W_d = \frac{10}{100} \cdot 588.7 = 58.9 м^3$$

Прийнято асфальтовану, закриту навісом ділянку з розмірами в плані $a \times b = 10 \times 12$ при висоті складування $h_n = 0.5$ м. Об'єм завантаження на площадці:

$$W = A \times B \times h_n$$

$$W = 10 \times 12 \times 0.5 = 60 м^3$$

Допоміжні приміщення

На очисній станції підготовки води для господарсько-питних потреб з додатково на генплані передбачено приміщення, перелік яких наведено в табл.3.

Визначення площ допоміжних приміщень адміністративного комплексу

Таблиця 3

Приміщення	Площа, м ² , лабораторій і допоміжних приміщень при продуктивності, м ³ /доб.
	10000-50000
1. Фізико-хімічна лабораторія	30
2. Вагова	6
3. Мікробіологічна лабораторія	20

4. Мийка	10
5. Кімната для гідрогеологічних дослідів	8
6. Приміщення для зберігання посуду і реактивів	5
7. Кабінет завідуючого лабораторією	8
8. Диспетчерська	15
9. Кімната для чергового персоналу	15
10. Контрольна лабораторія	15
11. Кабінет начальника станції	15
12. Майстерня для ремонту дрібного обладнання	25
13 Гардеробна, душ та санвузол	15

Знезараження води і регенерація фільтруючого завантаження

Проектом передбачено використання газоподібного хлору з метою знезараження води. Необхідну для дезинфекції дозу хлору визначають приблизно, і в процесі експлуатації споруд її корегують для отримання максимального ефекту знезараження мінімальною дозою реагенту. Наявність залишкового хлору в РЧВ і мережі в межах 0.3 – 0.5 мг/л забезпечує підтримку належного санітарного стану системи водопостачання.

Для попередніх розрахунків хлорного господарства дозу хлору для знезараження води прийнято 1 мг/л; час контакту хлору з водою - 30 хв.

Загальну дозу хлору збільшено задля проходження постійної регенерації марганцевого цеоліту Manganese Greensand, який відповідає за процес знезалізнення в розрахунку 1 мг на 1 мг розчиненого заліза.

Розрахункова витрата хлору складає:

$$q_{Cl}^1 = \frac{Q_{BB} \cdot D_x^1}{1000 \cdot 24}$$

$$q_{Cl}^2 = \frac{Q_{BB} \cdot D_x^2}{1000 \cdot 24}$$

де: D_x^1, D_x^2 - відповідно, дози хлору, що додаються для знезараження і регенерації завантаження відповідно, мг/дм³; Q_{BB} - продуктивність очисної станції, м³/добу;

$$q_{Cl}^1 = \frac{28014 \cdot 1}{1000 \cdot 24} = 1.17 \text{ кг/Год}$$

$$q_{Cl}^2 = \frac{28014 \cdot 8}{1000 \cdot 24} = 9.34 \text{ кг/Год}$$

Сумарна витрата хлору становитиме:

$$Q_{заг} = Q_x^1 + Q_x^2 = 1.17 + 9.34 = 10.51 \text{ кг/год}$$

Добова витрата хлору становить:

$$Q_{Cl}^{доб} = 10.51 \cdot 24 = 252.24 \text{ кг/доб}$$

Кількість балонів (ємністю 55л) на добу:

$$N_{\delta} = Q_{Cl}^{доб} / W \cdot 1.25 = 252 / 68.75 = 3.5 \text{ шт}$$

Складський запас балонів на місяць:

$$N_{\delta}^{скл} = \frac{Q_{Cl}^{доб} \cdot 30}{W \cdot 1.25} = \frac{252 \cdot 30}{55 \cdot 1.25} = 105 \text{ шт}$$

Витрати води на приготування хлор-води і роботу хлоратора:

$$Q_v = q_{заг} \cdot 0.5 = 10.51 \cdot 0.55 = 5,8 \text{ м}^3/\text{год}$$

де: 0.55- витрата води в м³ на 1кг хлору.

Для знезалізнення хлор воду подають в напірний трубопровід НС-І, не передбачаючи окрему контактну камеру. Змішування забезпечується шайбовим змішувачем виконаним з нержавіючої сталі. Введення хлору для знезараження здійснюється безпосередньо в трубопровід перед резервуаром чистої води, або доза первинного хлорування підвищується на додаткову і в такому випадку окремого дозування перед РЧВ не потрібно. В резервуарі чистої води забезпечується 20 - хвилинний контакт хлору з водою.

Вакуумні хлоратори здобули найбільш широкого застосування в практиці водопідготовки. Газоподібний хлор розчиняється за рахунок створеного соплом ежектора вакууму при проходженні крізь нього струменю води. Враховуючи приблизно постійну температуру підземної води, і розчинність хлору при температурі 10⁰С в вакуумі 277 кПа, концентрація газоподібного хлору після ежектора прийнята на рівні 1 г/л. Робочий тиск води на перед ежектором повинен становити не менше 1.8 бар. За прийнятою технологічною схемою необхідно максимально точно підтримувати дозу реагенту, при недостатньому дозуванні погіршиться видалення заліза, а при перехлоруванні вода потрапить в мережу з сильно надлишковою дозою окислювача.

В початковий момент експлуатації каталітично-активна плівка фільтруючого зернистого завантаження не потребує регенерації приблизно до 4-5 фільтроциклу, отже на цей час дозу хлору необхідно суттєво зменшити, залишивши її достатньою виключно для знезараження води. З метою контролю і точного дозування передбачено автоматичне дозування за допомогою цифрового контролера процесів SiemensMatic43. Система має сенсори встановлені на різних ділянках ОС, які визначають миттєву діючу дозу хлору і можуть в режимі

реального часу спрогнозувати кількість реагенту для наступного дозування. Окремо, як додаткове обладнання, може бути встановлено сенсори для визначення ефективності освітлення води. Автоматизована система керування хлоратором керує вакуумними хлораторами типу ЛК-12МС, яких встановлено 2 штуки (1 робочий і 1 резервний). Схема хлоратора показана на рис.1, а його технічні характеристики наведені в табл.4.

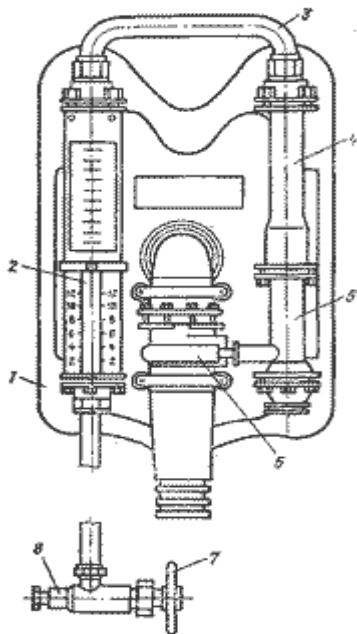


Рис. 1. Вакуумний хлоратор ЛК-12МС:

1 - щит; 2 - ротаметр; 3 - з'єднувальний патрубок; 4,5 - клапани;
6 - ежектор; 7 - запірний вентиль; 8 - хомут для кріплення.

Таблиця 4

ХАРАКТЕРИСТИКА	ЛК 12МС
Продуктивність по хлору, кг/год	0.8-18.5
Витрата води, м ³ /год	1-28
Тиск води перед хлоратором, МПа	0.15-0.5
Найбільша концентрація хлорної води, г/дм ³	1.5
Діаметр патрубку відведення хлорної води, мм	100
Діаметр трубопроводу підведення води, мм	100
Маса, не більше, кг	15.5
Висота, мм	700
Довжина, мм	280

Ширина, мм	300
------------	-----

Конструктивно вакуумний хлоратор складається з: вентилю для регулювання подачі хлор-газу, фільтру тонкого очищення газу, манометрів високого і низького тиску з редукційним аварійним клапаном, ротаметром РС5 для вимірювання витрати хлору, і ежектору 100мм який встановлено окремо.

НАСОСНА СТАНЦІЯ ПІ ПІДЙОМУ

Консультант / _____ /

Здобувач(ка) / _____ /

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

8	$h_{н.с.}$	0	0,125	0,5	1,125	2	3,125	
9	$h_{в.дв}$	0	0,36	1,5	3,36	6	9,36	
10	$h_{н.в.}$	0	1,12	4,4	9,96	17,72	27,6	
11	$h_{вв}$	0	0,03	0,125	0,28	0,5	0,78	
12	$H_{н.с.}$	56,8	58,44	63,34	71,53	83,02	97,67	
Одна перемичка								
13	$H_{ст}$	56,8	56,8	56,8	56,8	56,8	56,8	
14	$h_{н.с.}$	0	0,125	0,5	1,125	2	3,125	
15	$h_{в.дв}$	0	0,36	1,5	3,36	6	9,36	
16	$h_{н.в.}$	0	0,7	2,75	6,23	11,075	17,25	
17	$h_{вв}$	0	0,03	0,125	0,28	0,5	0,78	
18	$H_{н.с.}$	56,8	58,02	61,68	67,8	76,37	87,32	
Дві перемички								
19	$H_{ст}$	56,8	56,8	56,8	56,8	56,8	56,8	
20	$h_{н.с.}$	0	0,125	0,5	1,125	2	3,125	
21	$h_{в.дв}$	0	0,36	1,5	3,36	6	9,36	
22	$h_{н.в.}$	0	0,56	2,2	5,98	8,86	13,8	
23	$h_{вв}$	0	0,03	0,125	0,28	0,5	0,78	
24	$H_{н.с.}$	56,8	57,88	61,13	66,55	74,16	83,87	
Пожежа								
25	$H_{ст}^{II}$	18,5	18,5	18,5	18,5	18,5	18,5	18,5
26	$h_{н.с.}$	0	0,125	0,5	1,125	2	3,125	3,08
27	$h_{в.дв}$	0	0,09	0,375	0,84	1,5	2,34	2,31
28	$h_{н.в.}$	0	0,28	1,1	2,49	4,43	6,92	6,78
29	$h_{вв}$	0	0,03	0,125	0,28	0,5	0,78	0,77
30	$h_{мер}$	0	1,36	5,42	12,2	21,69	33,89	33,5
31	$H_{н.с.}$	18,5	20,39	26,02	35,34	48,62	65,56	64,94

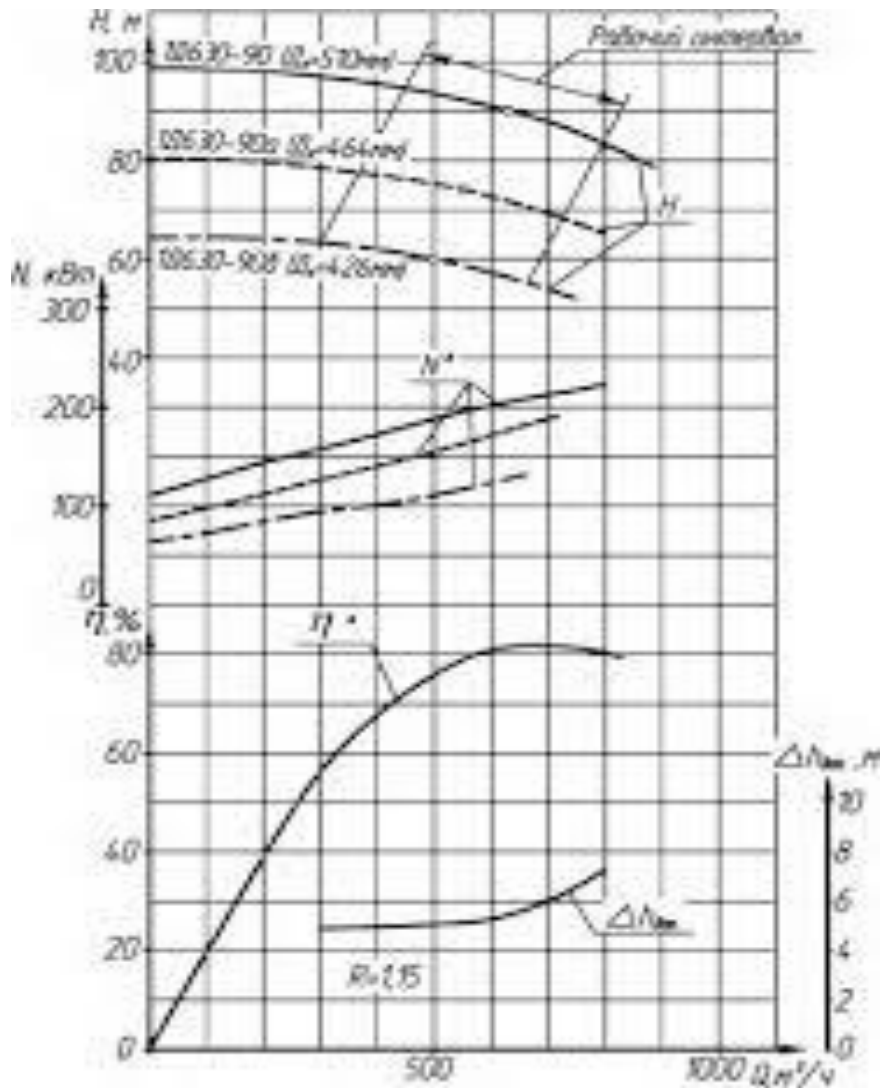
За ДБН-ом приймаємо приймаємо 2 робочих насоси марки 1Д630-90 та додатково 2 резервних насоси.

Основні характеристики насосів НС

Таблиця 2

Варіант	Марка насоса	Число насосів	Q_n		Напір H_n , м	ККД, η , %
			л/с	м ³ /ГОД		
1	1Д-630-90	2	350	1260	90	77

Витратно напірна характеристика насосу.



Вибір електродвигуна.

Насосні агрегати (насоси та приводні двигуни до них), постачаються замовнику заводом-виробником в комплекті.

При роздільній поставці, або при частковій заміні відпрацьованого обладнання електричний двигун до насосу потрібно підбирати окремо.

Потужність, необхідна для приводу насоса, визначається за формулою:

$$P = k \frac{\rho g Q_m H_m}{1000 h_m h_n},$$

де k – коефіцієнт запасу, визначається в залежності від P ;

ρ – густина рідини, що перекачується, кг/м^3 ;

Q_m – подача насоса, $\text{м}^3/\text{с}$;

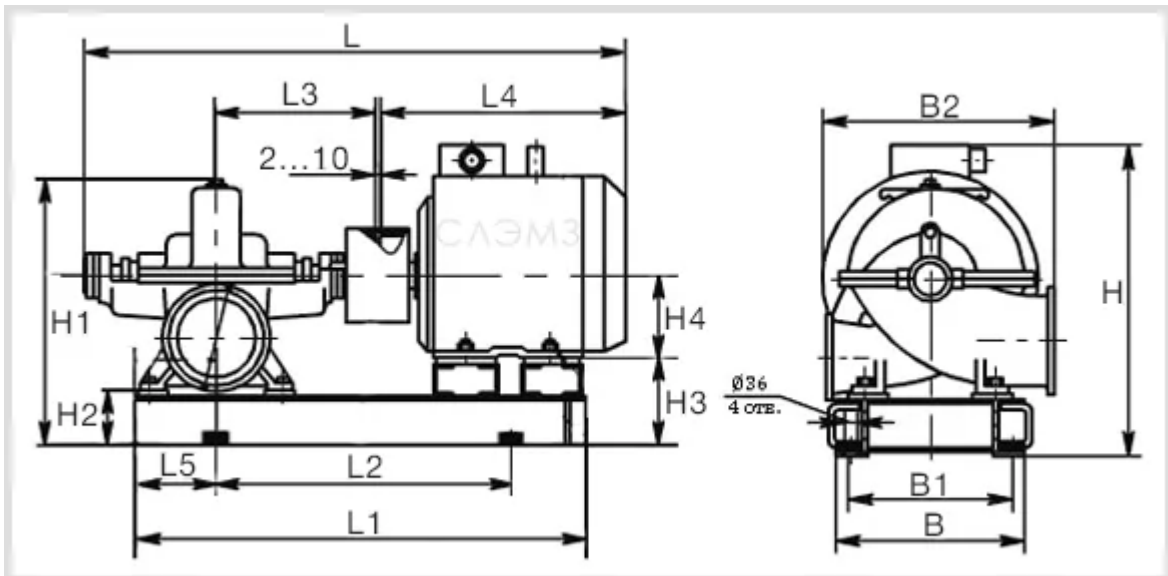
g - прискорення сили тяжіння, m/s^2 ;

H_m - напір, який відповідає максимально можливій подачі Q_m , м;

$$P = 1.1 \frac{1000 * 9.81 * 0.215 * 90}{1000 * 0.82 * 1} = 182.7 \text{ кВт}$$

Таблиця 3

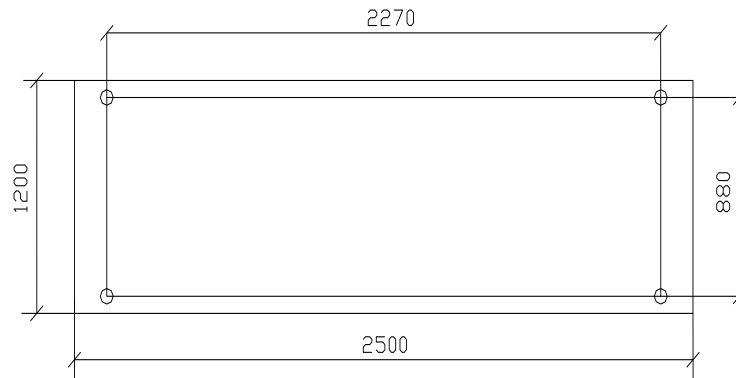
Марка насоса	Електродвигун				
	тип	потужність	напруга	швидкість	маса
1Д-630-90	АО 103-4	200	380кВ	1470	1500



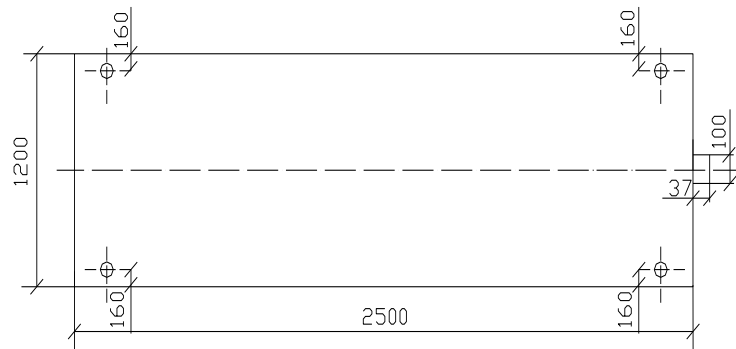
Визначення розмірів фундаменту агрегата та “монтажної плями”.

Після підбору насосу та електродвигуна до нього, необхідно скомпонувати агрегат, визначити розміри цього агрегата, розміри і конструкцію фундаменту.

Фундамент під насосний агрегат



Монтажна пляма



Визначення діаметрів внутрішніх трубопроводів НС:

Таблиця 5

№ п/п	Назва водоводу	Кільк.	Q, л/с	V _{доп} , м/с	V _{дійсн} , м/с	d, мм	1000i
1	Всмок. до насосу	3	137,7	0,8-1,5	1,03	400	3,70
2	Напірні від насосу	3	310	1-3	1,82	300	16,0
3	Напірні колектори	1	207	1-3	1,55	400	8,13
4	Всмок. колектор	3	413	0,8-1,5	1,39	600	3,85

Перевищення фундаменту над рівнем чистової підлоги машинної зали приймають не менше 100мм. При прокладанні внутрішніх трубопроводів над підлогою підвищення фундаменту приймають з урахуванням допустимого розміщення труб над підлогою. Приймаємо підвищення від вісі насосу до підлоги машинної зали найбільшим із відстаней A_2 , A_3 або A_4 :

$$A_1 = P + 0,5d + h$$

$$A_2 = R - 0,5D_6 + d_6 + h,$$

$$A_3 = S + 500,$$

де R, S, P – конструктивні розміри насосу;

D_6, d_6 – діаметри напірного трубопровода та всмоктувального патрубку насосу відповідно;

h – мінімальна відстань від підлоги:

$$A_1 = 378 + 0,5 * 400 + 300 = 928 \text{ мм}$$

$$A_2 = 248 - 0,5 * 300 + 800 + 350 = 1248 \text{ мм}$$

$$A_3 = 538 + 500 = 1038 \text{ мм}$$

Підбір водомірів.

Для водопровідної насосної станції прийнято сопло Вентурі. Звужуючий пристрій характеризується відносним звуженням потоку m :

$$m = d^2 / D^2,$$

де d – діаметр звужуючого пристрою, D – діаметр підвідного трубопроводу,

$$m = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5,$$

Втрати напору в водомірі $h_{вдм}$ при $D = 400$ мм, і $m = 0,2$

$$h_{вдм} = \frac{V^2}{2 * g} * \left(\frac{1}{m^2} - 1 \right) * (1 - m)$$

$$h_{вдм} = \frac{1,25^2}{2 * 9,81} * \left(\frac{1}{0,2^2} - 1 \right) * (1 - 0,2) = 1,46 \text{ м}$$

Визначення втрат напору в насосній станції

Таблиця 6

№ позиції	Найменування елементів місцевого опору	d, мм	Q, л/с	ξ	V м/с	$V^2/2g$ м	$\xi V^2/2g$ м
1,2,3	Засувка	600	413	0,2*3	1,43	0,1	0,06
4,17	Трійник	400	103	2*1,5	1,36	0,09	0,28
5	Засувка	400	103	0,2	1,36	0,09	0,02
6	Перехід зв.	300	103	0,1	2,38	0,29	0,03
7	Перехід роз.	250	103	0,25	3,0	0,46	0,11
8	Зворотній клапан	300	103	1,7	1,36	0,09	0,16
9	Засувка	300	103	0,2	1,36	0,09	0,02
10,18	Трійник	300	103	2*1,5	1,73	0,29	0,87

11,12, 13	Засувка	500	206,5	0.2*3	1.43	0.15	0.09
14	Коліно	600	413	0,5	1.43	0.1	0.05
15,16	Трійник	600	413	1*2	1.43	0.1	0.2
19,20	Трійник	500	206.5	1*2	1.73	0.15	0.3

$$h_{nc} = \sum \xi V^2 / 2g = 2.19 \text{ м}$$

Визначення втрат напору у всмоктуючих водоводах:

$$h_{66} = 1000i * L_{вв} + \sum \xi V^2 / 2g = 3.85 * 0.02 + 2 * (1.39^2 / 2 * 9.81) = 0.27 \text{ м}$$

Електрична частина НС

Необхідна для насосної станції потужність трансформаторів:

$$S = 0.8 * (125 * 4) / (0.96 / 0.9) + 30 = 493 \text{ кВА}$$

Приймаємо два трансформатори потужністю 400кВА; розміри трансформаторних камер: висота 3.6 м, глибина 3.5 м. ширина 2.9 м.

Підйомно-транспортне обладнання

Маса насосу=1500кг, маса двигуна=1500кг, маса засувки=625кг.

Вибираємо автомобіль марки **IVECO T-WAY AD380T46**

Тип: Бортова платформа з краном-маніпулятором (КМУ)

Колісна формула: 6×4

Двигун: CURSOR 13, 12.9 л, 460 к.с., 2300 Нм, Євро 6

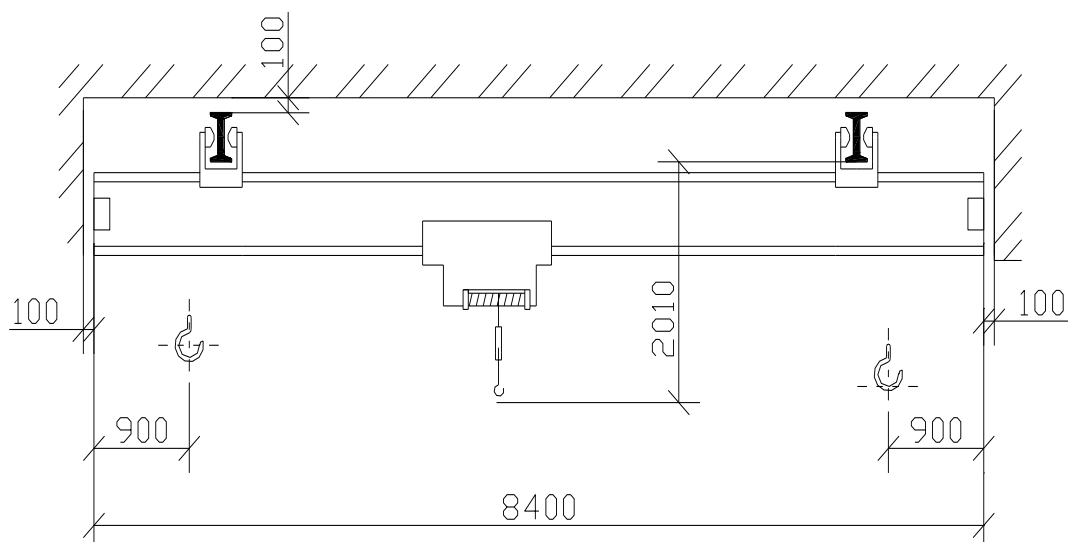
Коробка передач: 12-ступенева автоматизована КПП ZF ТраХон

Повна маса: 33 500 кг (максимальна 60 000 кг)

Колісна база: 4500 мм + 1380 мм + задній звис 1585 мм

Оскільки маса вантажу до 3000кг, обираємо підвісний кран електричний.

Довжина крана, м	Вантажопідемність, т	Прольот, м	Потуж. кВт	№ двотав.	Маса Крана, кг
8.4	5	6	7	36	2070



РОЗРАХУНОК БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

Розрахунок будівельних конструкцій

Розрахунок залізобетонного збірного прямокутного резервуару

Розрахунок прямокутного резервуару для води, проведено за наступними вихідними даними:

- стіни резервуара виконані зі збірних залізобетонних панелей, які встановлені в монолітне дно. Торцеві стіни резервуара з'єднуються з фасадними стінами за допомогою гнучкого стику ущільненого тіоколовими герметиками;

- покриття даху резервуару зі збірних залізобетонних елементів з кроком колон 6х6 м;

- власна вага збірного покриття – 320 кг/м². Висота ґрунтової підсіпки на покриття - 1 м. Тимчасове навантаження на поверхні ґрунту - 10 кН/м². Клас бетону по міцності на стисках стін і днища В25, початковий модуль пружності бетону - 27 МПа;

- ґрунти в місці будівництва сухі. Ґрунтові води не заважають будівництву, залягання понад 3.8м. Питома вага ґрунтів $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, кут внутрішнього тертя ґрунту $\varphi = 34^\circ$. Коефіцієнт по стелі ґрунту $\kappa = 30 \text{ Н/см}^3 = 3 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^3$. Розрахунковий опір ґрунту основи з урахуванням розмірів фундаменту $R_{cp} = 70 \text{ Н/см}^2 = 700 \text{ кН/м}^2$.

Розрахунок стін резервуару

Співвідношення більшої сторони стіни резервуару до меншої $l_1 / l_2 = 24 / 4.8 = 5.2 > 2$, стіни необхідно розраховувати за схемою балки.

Розрахункова схема резервуару і схема навантажень на нього показані на рис. 3.

Розрахунок стін виконується розглядаючи її як пружно-зацімлену в дно і шарнірно оперту на покриття. Для розрахунку умовно виділяємо смугу шириною $b = 1 \text{ м}$.

Визначення розрахункових навантажень. Визначемо навантаження від бічного тиску ґрунту на рівні верху стін:

$$p_{Г1} = \gamma_f (\gamma \cdot y + q_w) \text{tg}^2 (45 - \varphi / 2) = 1,2(18 \cdot 1 + 10) \text{tg}^2 (45 - 34 / 2) = 9,4 \text{ кН},$$

де $\gamma_\varphi = 1.2$ - коефіцієнт запасу надійності навантаження.

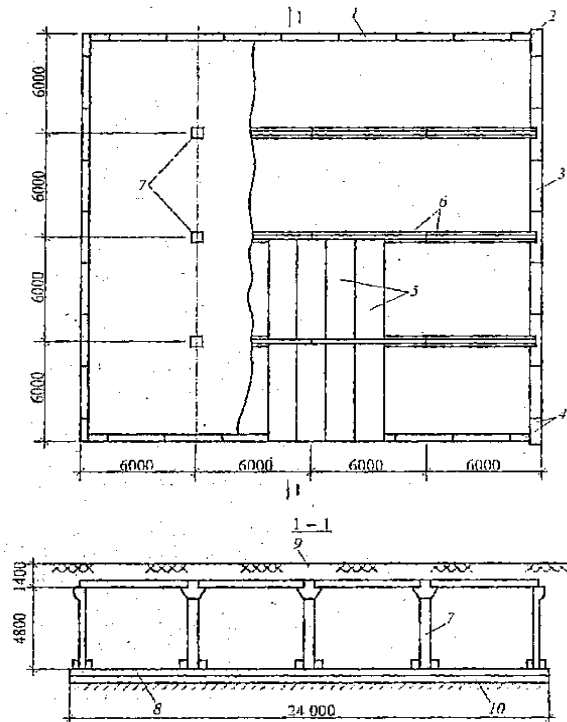


Рис. 1. Конструкція прямокутного РЧВ:

- 1 - поздовжня стіна; 2 - стик; 3 - торцова стіна; 4 - стінові панелі;
 5 - плити покриття; 6 - залізобетонні ригелі; 7 - колона з залізобетону;
 8 – залізобетонне дно; 9 - ґрунтова підсипка; 10 - бетонна підготовка

Розрахунковий горизонтальний тиск (навантаження) на рівні дна ($y = 5.8$ м)

$$P_{Г2} = \gamma_f (\gamma \cdot y + q_w) t g^2 (45 - \phi / 2) = 1.2 (18 \cdot 5.8 + 10) t g^2 (45 - 34 / 2) = 38 \text{ кН}$$

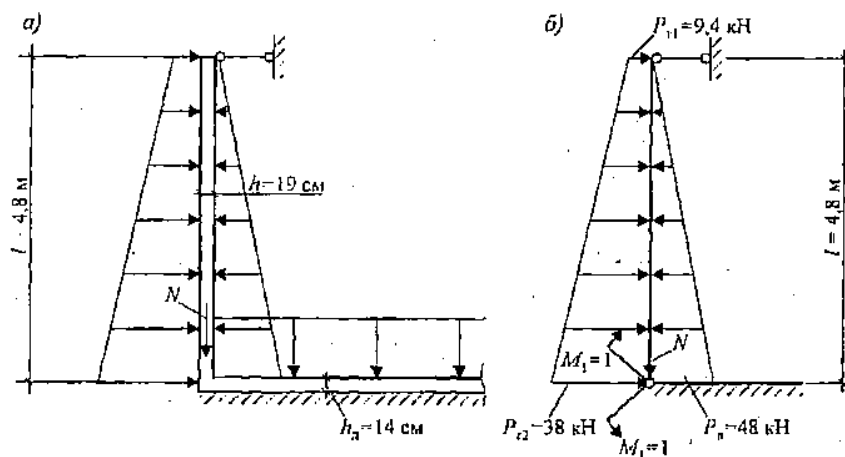


Рис. 2. Розрахункова схема РЧВ:

a - конструктивна схема; *б* - основна система

Розрахунковий тиск від води на рівні дна резервуару ($y = 4.8$ м)

$$p_B = \gamma_f \cdot \gamma_B \cdot y = 1 \cdot 10 \cdot 4,8 = 48 \text{ кН}.$$

Розрахунок ведуть для двох випадків завантаження резервуару [13].

а) резервуар тимчасово не обсіпаний ґрунтом. Діє тільки власна вага конструкцій і тиск води (гідрравлічне випробування резервуару).

Вертикальне розрахункове навантаження на дно від власної ваги стін і конструкцій перекриття:

$$N = 1.1 \cdot 3 \cdot 3.2 + 1.1 \cdot 25 \cdot 4.8 (0.14 + 0.24) / 2 = 36 \text{ кН}.$$

б) резервуар порожній і обсіпаний ґрунтом. На покритті знаходиться тимчасове навантаження = 10 кН/м², що імітує насип.

Вертикальне розрахункове навантаження на дно від власної ваги конструкцій, засипки на покритті і тимчасового навантаження:

$$N = 3(1.2 \cdot 18 \cdot 1 + 1.1 \cdot 3.21 + 1.2 \cdot 10 \cdot 1) + 1.1 \cdot 25 \cdot 4.8 (0.14 + 0.24) / 2 = 136 \text{ кН}.$$

Визначення зусиль. Основна система для розрахунку резервуара наведена на рис. 3.

Визначення згинального моменту M_I у вузлі при завантаженні за пунктом «а». Рівняння методу сил:

$$(\delta_{II}^c + \delta_{II}^d) M_I - \delta_{IB}^c + \delta_{IN}^d = 0$$

Значення переміщень δ обчислюємо наближено за формулами для стін і дна постійної товщини, приймаючи їх рівними середній товщині $h_c = (14 + 24) / 2 = 19$ см, $h_d = 14$ см.

Моменти інерції стін і дна:

$$I_C = bh_c^3 / 12 = 100 \cdot 19^3 / 12 = 57\,200 \text{ см}^4,$$

$$I_D = bh_d^3 / 12 = 100 \cdot 14^3 / 12 = 22\,900 \text{ см}^4.$$

Характеристики дна:

$$S = \sqrt[4]{\frac{4E_b I_D}{bk}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 270 \cdot 10^4 \cdot 22900}{100 \cdot 30}} = 95 \text{ см}.$$

Переміщення збільшені в E_b разів:

$$\delta_{II}^c = l / (3I_C) = 480 / (3 \cdot 57\,200) = 0,0028;$$

$$\delta_{II}^d = 4 E_b / (S^3 bk) = 4 \cdot 270 \cdot 10^4 / (95^3 \cdot 100 \cdot 30) = 0,0042;$$

$$\delta_{IB}^c = 8 p_B l^3 / (360 I_C) = 8 \cdot 480 \cdot 480^3 / (360 \cdot 57\,200) = 20\,600;$$

$$\delta_{IN}^d = 4 E_b N / (S^2 bk) = 2 \cdot 270 \cdot 10^4 \cdot 36000 / (95^2 \cdot 100 \cdot 30) = 7180$$

Визначивши значення переміщень, знаходимо невідомий момент M_I у вузлі перетину стіни з дном:

$$(0.0028 + 0.0042) M_I - 20600 + 7180 = 0,$$

$$M_I = 19 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 19 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Визначення згинального моменту у вузлі при завантаженні за п. «б»:

$$(\delta_{11}^c + \delta_{11}^d) M_1 - \delta_{17}^c + \delta_{1N}^d = 0$$

Переміщення збільшені в E_h разів:

$$\begin{aligned} \delta_{17}^c &= 8 p_{r2} l^3 / (360 I_c) + 7 p_{r1} l^3 / (360 I_c) = \\ &= 8 \cdot 380 \cdot 480^3 / (360 \cdot 57200) + 7 \cdot 94 \cdot 480^3 / (360 \cdot 57200) = 19800. \end{aligned}$$

$$\delta_{11}^d = 4 E_b N / (S^3 b k) = 2 \cdot 270 \cdot 10^4 \cdot 136000 / (95^3 \cdot 100 \cdot 30) = 27000.$$

Визначивши значення переміщень, знайдемо невідомий момент M_1 у вузлі перетину стінки з дном:

$$\begin{aligned} 0.0028 + 0.0042) M_1 + 19\,800 + 27\,000 &= 0, \\ M_1 &= - 67 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = - 67 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

За знайденому моменту у вузлі M_1 і розподіленому навантаженню визначимо згинальні моменти в перетинах стіни, розраховуючи її як однопрогонову балку.

Підбір арматури.

Згинальні моменти, необхідні для підбору арматури і перевірки тріщиностійкості, знаходимо для перетинів, розташованих у рівні защемлення стіни в пазі днища та середині висоти стіни від розглянутих вище комбінацій навантажень. Отже розглядаємо окремо завантажені балки навантаженням тиску води або ґрунту і відповідним моментом защемлення M_1 . Обчислення моментів в стіні наведено на рис. 4.

Горизонтальна арматура діаметром 8 мм класу А240 з'вязується в сітку з кроком 250 мм.

Поздовжню арматуру в стіні розраховано на відцентровий стиск під дією моменту поздовжньої сили для перетину шириною $b = 100$ см.

Армування прийнято симетричне у вигляді двох сіток С1 і С2.

Товщина стіни в середині її довжини $h = 19$ см, $h_0 = 19 - 3 = 16$ см. Розрахунковий опір бетону на стиснення $R_b = 1.15 \text{ кН/см}^2$, на розтягнення $R_{ht} = 0.09 \text{ кН/см}^2$. Розрахунковий опір арматури $R_a = 35.5 \text{ кН/см}^2$.

Розрахункова довжина в площині дії моменту $l_0 = 0.8 \cdot 1 = 0.8 \cdot 4.8 = 3.84$ м.

Необхідна площа арматури за несучою здатністю $A_s = 12.35 \text{ см}^2$, необхідна площа арматури з розрахунку по розкриттю тріщин $A'_s = 18.14 \text{ см}^2$. Приймаємо $\varnothing 16$ мм класу А400 з кроком 100 мм ($A_s = A'_s = 20.11 \text{ см}^2$).

Розрахунок днища

Розрахунок днища під стінами резервуару (рис. 3). Максимальний момент в місці обірання стіни на днище від навантаження:

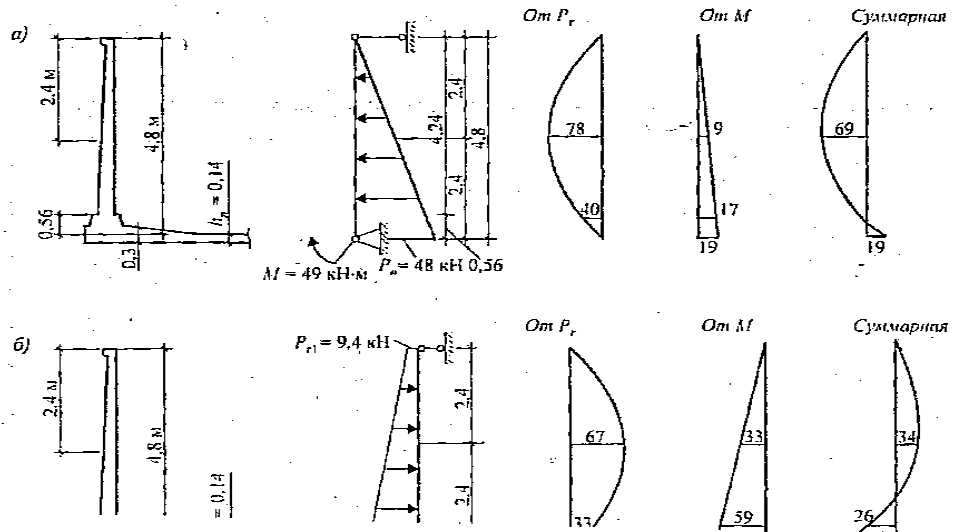


Рис.3. Обчислення моментів у стіні

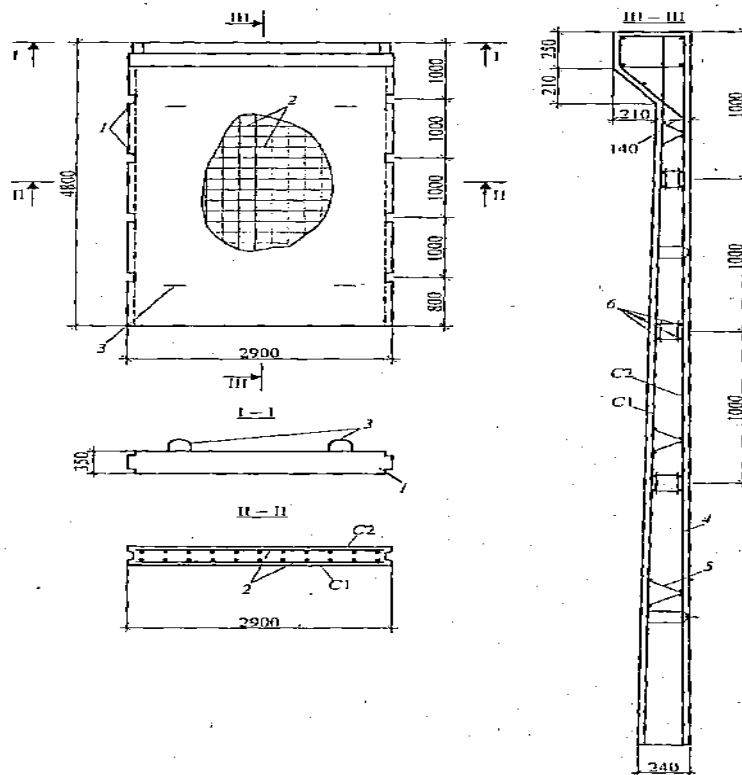


Рис. 4. План армування стінових панелей

- 1 - закладні деталі стику панелей; 2 – горизонтальна арматура $\varnothing 8 \text{ мм}$ з кроком 250 мм; 3 – такелажні петлі $\varnothing 14 \text{ мм}$; 4 - робоча арматура $\varnothing 16 \text{ мм}$ з кроком 100 мм; 5 - фіксуючий каркас; 6 - арматурний каркас в місці закладних деталей

За п. «б» $M = 67$ кН·м, вертикальна сила від тиску стіни на днище Q дорівнює $P = 136$ кН.

Горизонтальна поздовжня сила в площині днища буде дорівнювати опорній реакції стіни в нижньому вузлі, яку можна визначити знаходимо з епюри моментів:

$$N_a = \frac{67 + 9,4 \cdot 4,8^2 / 2 + (38 - 9,4) \cdot 4,8^2 / 3}{4,8} = 82 \text{ кН.}$$

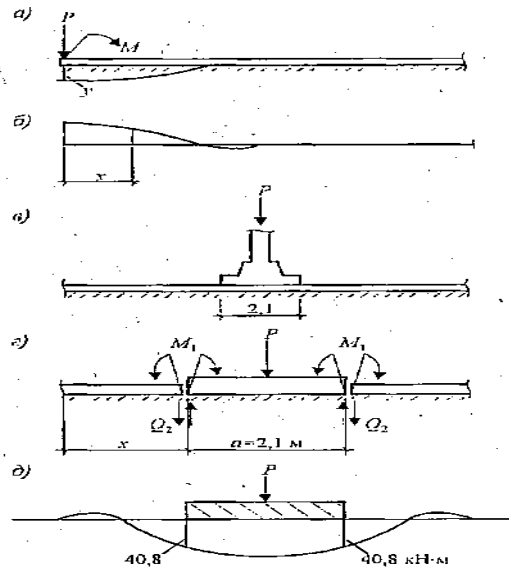


Рис. 5. Дані до розрахунку днища резервуару:

a - схема днища в місці опирання стін; *б* - епюра згинаючих моментів; *в*, *г* - розрахункова схема в місці опирання колон; *д* - епюра згинаючих моментів.

Визначимо згинаючий момент в місцях змінення товщини днища ($h_d = 14$ см), розташованому на відстанях $x = 1,48$ м від стіни:

$$\begin{aligned} M_x &= QSn_2 - M\eta_4 = 136\,000 \cdot 95 \cdot 0,22 - 67\,000 \cdot 0,24 = \\ &= 28,2 \cdot 10^5 \text{ Н·см} = 28,2 \text{ кН·м,} \end{aligned}$$

де $\eta_2 = 0,22$, $\eta_4 = 0,24$ - гіперболо-тригонометричні функції, визначаються в залежності від відносної координати $\omega = x / S = 148/95 = 1.5$.

За діючим моментом $M=28.2$ кН·м і продольної сили $N= 82$ кН визначаємо з робочу арматуру верхньої сітки *С4* як позацентрованого стислого розрізу. Оскільки розріз розташований біля опори, вплив гнучкості дна не враховано.

Визначення максимального тиску під днищем в місці обирання стіни резервуару виконано для випадку, коли резервуар заповнений водою і обсипаний ґрунтом «а» [13].

Вигинаючий момент в вузлі $M = 67 - 19 = 48$ кН·м, продольна сила від тиску стіни $P = 136$ кН.

Прогиб днища під стіною:

$$y = \frac{QS^3}{2E_I I_D} - \frac{MS}{2E_I I_D} = \frac{136000 \cdot 95^3}{2 \cdot 270 \cdot 10^4 \cdot 22900} - \frac{4800000 \cdot 95^3}{2 \cdot 270 \cdot 10^4 \cdot 22900} = 0.6 \text{ см}$$

Реактивний тиск:

$$q_x = \kappa y = 30 \cdot 0.6 = 18 \text{ Н/см}^2.$$

Максимальний тиск від нормативних навантажень від тиску стіни, ваги води та ваги днища:

$$q = 18/1.15 + 10 \cdot 4.8 + 25 \cdot 0.14 = 67 < 1.2$$
$$R_{ГР} = 1.2 \cdot 70 = 84 \text{ Н/см}^2,$$

Розрахунок днища під колоною:

$$P = 6 \cdot 6 (1.2 \cdot 18 \cdot 1 + 1.1 \cdot 3.21 + 1.2 \cdot 10 \cdot 1) +$$
$$+ 0.35 \cdot 0.35 \cdot 4.8 \cdot 25 \cdot 1.1 = 1351 \text{ кН.}$$

Товщина плити днища: $h_D = 14 \text{ см}$, $E_h = 27\,000 \text{ МПа} = 2.7 \times 10^7 \text{ кН/м}^2$;

$$S = 0.95 \text{ м}, \kappa = 3 \times 10^4 \text{ кН/м}^3.$$

Площа башмака під колоною довжиною $a = 2.1 \text{ м}$:

$$F_\phi = 2.1 \times 2.1 = 4.41 \text{ м}^2.$$

Периметр за краєм підшви башмака:

$$U = 4 \times 2.1 = 8.4 \text{ м.}$$

Днище розраховано як плиту необмежених розмірів маючих потовщення в місцях встановлення колон. Внаслідок великих відносних відстаней між колонами умовно вирізаємо це потовщення з плити, призначемо за контуром вирізу невідомі моменти M_1 та поперекову силу Q_2 (рис. 7. з). Визначення цих невідомих виконується методом сил. Для спрощення рішення введемо припущення що фундамент колони є абсолютно жорстким, внаслідок кути обертю краю фундаменту будуть рівними нулю. З врахуванням цього система рівнянь для визначення невідомих має вид:

$$\delta_{11}^D M_1 - \delta_{12}^D Q_2 = 0;$$
$$- \delta_{21}^D M_1 + (\delta_{22}^\phi + \delta_{22}^D) Q_2 - \delta_{2p}^\phi = 0.$$

Одиничні зміщення днища збільшені в E_h разів:

$$\delta_{11}^D = 12S / h^3 = 12 \cdot 0.95 / 0.14^3 = 4154;$$

$$\delta_{21}^D = \delta_{12}^D = 6S^2 / h^3 = 6 \cdot 0.95^2 / 0.14^3 = 1973;$$

$$\delta_{22}^D = 6S^3 / h^3 = 6 \cdot 0.95^3 / 0.14^3 = 1875.$$

Переміщення жорсткого башмаку фундаменту збільшене в E_b разів:

$$\delta_{22}^\phi = U E_h / (F_\phi k) = 8.4 \cdot 2.7 \cdot 10^7 / (4.41 \cdot 3 \cdot 10^4) = 1714;$$

$$\delta_{2p}^\phi = P E_b / (F_\phi k) = 1351 \cdot 2.7 \cdot 10^7 / (4.41 \cdot 3 \cdot 10^4) = 275700.$$

Визначені значення переміщень підставляємо в канонічні рівняння і вирішуємо їх:

$$\begin{aligned}4154M_1 - 1973Q_2 &= 0; \\1973M_1 + (1875 + 1714)Q_2 - 275\,700 &= 0. \\M_1 &= 49 \text{ кН}\cdot\text{м}, \\Q_2 &= 104 \text{ кН}.\end{aligned}$$

Значення моментів при віддаленні від краю фундаменту визначено за формулою:

$$M_x = M_1\eta_3 - Q_2 S\eta_2.$$

$$\text{при } x = 1,05 \text{ м, } \omega = x/S = 1,05 / 0,95 = 1,1;$$

$\eta_2 = 0,297$, $\eta_3 = 0,448$ - гіперболо-тригонометричні функції.

$$M_x = 49 \cdot 0,448 - 104 \cdot 0,95 \cdot 0,297 = -7,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Епюра моментів в днищі в зоні башмака фундаменту показана на рис.6, д.

Напруга в ґрунті під фундаментом колони:

$$\sigma = \frac{P - UQ}{F_\phi} = \frac{1351 - 8,4 \cdot 104}{4,41} = 108 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Тиск від нормативних навантажень:

$$\sigma^H = 108 / 1,15 = 94 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Нормативна напруга в ґрунті під подошвою фундаменту з врахуванням тиску рідини:

$$\sigma^H = 108 + 48 = 142 \text{ кН} / \text{м}^2 < R_{ГР} = 700 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Конструктивний розрахунок днища.

Міцність бетону на стиснення $R_b = 1,15 \text{ кН} / \text{см}^2$, $R_{bt} = 0,09 \text{ кН} / \text{см}^2$.

Арматура класу А400, $R_s = 35,5 \text{ кН} / \text{см}^2$.

Плита днища конструктивно армується верхніми та нижніми сітками (С3 і С4) з арматурою $\varnothing 6$ мм класу А400 з шагом 20 см в обох напрямках ($A_s = A_s^I = 1,41 \text{ см}^2$).

В місцях опирання стіни та фундаменту колон, на дію максимального моменту виконується розрахунок додаткової арматури.

Найбільша поперечна сила в місцях опирання стін $Q = 136 \text{ кН}$.

Товщина днища з врахуванням потовщення в місцях опирання стіни $h = 30 \text{ см}$, $h_o = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ см}$.

Перевірка умови:

$$[Q] = R_{bt} h_o b = 0,09 \cdot 100 \cdot 26,5 = 238 \text{ кН} > Q = 136 \text{ кН},$$

отже поперечна арматура не потрібна.

Розрахунок необхідного перерізу верхньої арматури в стіні резервуару [13].

Розрахунковий згинаючий момент в дні РЧВ на відстані $x = 1.48$ м від краю в місці зміни його товщини $M = 28.2$ кН·м. Товщина днища $h = 14$ см, $h_0 = 14 - 3 = 11$ см, $b = 100$ см.

Необхідний переріз продольної робочої арматури з розрахунку на міцність $A_s = 7.63$ мм², те саме на тріщиностійкість $A_x = 12.11$ мм².

Прийнято з урахуванням конструктивного армування арматуру $\varnothing 12$ мм, класу А400 з кроком 10 см ($A_x = 11.31 + 1.41 = 12.72$ см²).

Розрахунковий згинаючий момент в дні за крайкою башмаку фундаменту $M = 49$ кН·м, $Q = 104$ кН.

Товщина дна $h = 14$ см, $h_0 = 14 - 3 = 11$ см, $b = 100$ см.

Перевірка розрізу на поперечну силу:

$$[Q] = R_b h_0 b = 0,09 \cdot 11 \cdot 100 = 99 \text{ кН} \approx Q = 104 \text{ кН.}$$

Необхідний переріз нижньої продольної робочої арматури з розрахунку на міцність та на тріщиностійкість $A_s = 13,93$ мм².

Приймаємо арматуру $\varnothing 14$ мм класу А400 шаг 10 см ($A_s = 15.39$ мм²).

Армування дна та деталей вузлів примикання стін наведені на рис. 6.

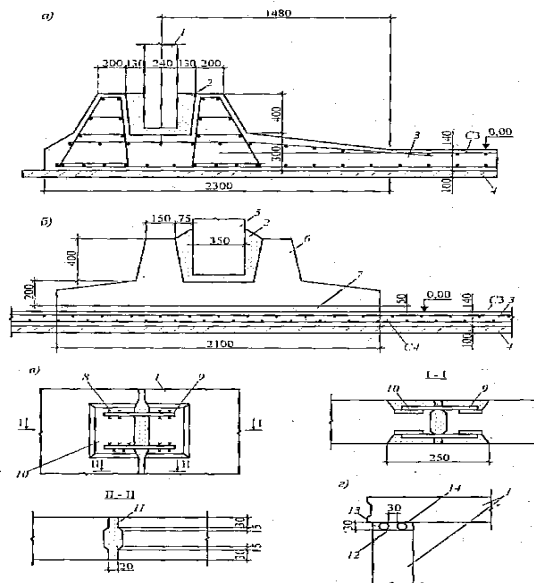


Рис. 6. Схема армування дна. Вузли стін резервуару:

- а) - вузол опирання стіни на дно; б) - вузол опирання колони на дно;
- в) - вузол стику панелів; г) - гнучке з'єднання торцевих та продольних стін;
- 1 - стінова панель; 2 - заливка бетоном; 3 - днище; 4- бетонна підготовка;
- 5 - колона; 6 - фундамент колони; 7 - розчин; 8 - зварювання; 9 - стиковий стрижень; 10 - закладна деталь; 11 - розчин шпоночного стику; 12 - тіоколовий герметик; 13 – розчин.

Література

1. ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування.
2. Ткачук О.А., Шадура В.О., Вепрева О.І., та ін. Водопровідні мережі: Навчальний посібник. - К.: НМК ВО, 1992. - 112 с.
3. ДСанПіН 2.2.4-171-10. Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною. – Затв. Наказом МОЗ України від 12.05.2010 № 400.
4. Закон України «Про питну воду, питне водопостачання та водовідведення» від 10.01.2002 № 2918-III (зі змінами та доповненнями).
5. Тарасенко, Л. Г. Очисні споруди і технології: підручник. – Київ: Наукова думка, 2011. – 458 с.
6. Хоружий П.Д., Ткачук О.А. Водопровідні системи і споруди: Навч. посібник. - К.: Вища шк., 1993. - 230 с.
7. Хоменко, Г. М. Гідравлічні розрахунки в системах водопостачання та водовідведення. – Харків: Видавництво ХНУМГ, 2014. – 280 с.
8. Довідник по сільськогосподарському водопостачанню та каналізації / П.Д. Хоружий, В.О. Орлов, О.А. Ткачук та ін.; За ред. П.Д. Хоружого - К.: Урожай, 1992.-296 с.
9. Тугай А.М., Орлов В.О., Шадура В.О. Буріння свердловин для водопостачання. Підручник. -Рівне: РДТУ-2000.
10. П.Сафонов Н.А., Ільїн В.Г., Краснощеків Г.М. Бурова справа. - Л.: Агропром. 1987.
11. Тугай А.М. Орлов В.О. Водопостачання.
12. Орлов В.О., Кравченко В.С. Сільськогосподарське водопостачання. Курсове і дипломне проектування. К.: Вища школа, 1992р.
13. В.О.Орлов, В.С.Кравченко. Сільськогосподарське водопостачання. Курсове і дипломне проектування. Рівне, 2002 р.
14. Кульський Л.А. Строкач П.П. Технологія очистки природних вод К. Вища школа, 1986.
15. Інженерні рішення з охорони праці в будівництві», Київ, «Основа», 2011.
16. НАОП 9.0.20.-1.01-96 Правила «Охорона праці під час експлуатації систем водопостачання і каналізації».
17. А.М. Тугай. Водопостачання. Водозабірні споруди. – К.: Вища школа, 1984. – 200 с.

18. Попович, С. В. Екологічна безпека водних ресурсів: навчальний посібник. – Київ: Академперіодика, 2013. – 288 с.
19. Сидоренко, П. І. Сучасні технології водопідготовки: підручник. – Харків: Видавництво ХНУБА, 2012. – 364 с.
20. Проектування споруд для знезалізнення підземних вод : навч. посібник / О. С. Мацкевич, Ю. М. Новохатній. – Рівне : НУВГП, 2014. – 126 с.