

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет інженерних систем та екології

Кафедра водопостачання та водовідведення

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Завідувач кафедри
водопостачання та водовідведення

Віктор ХОРУЖИЙ

«__» _____ 20__ року

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

здобувача ступеня вищої освіти «бакалавр»

«Гідротехнічний вузол на річці Турія для питного водопостачання»

Галузь знань:

19 «Архітектура та будівництво»

Спеціальність:

194 «Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні
технології»

Освітньо-професійна програма:

«Водогосподарське будівництво і
управління водними ресурсами та
системами»

IV курс, група ГБ-21

Здобувач:

Грибань К.І.

(прізвище та ініціали)

Керівник

Величко С.В.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(підпис)

(підпис)

(прізвище та ініціали)

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: інженерних систем та екології

Кафедра: водопостачання та водовідведення

Ступінь вищої освіти: бакалавр

Рівень вищої освіти: перший (бакалаврський)

Спеціальність: 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології

Освітньо-професійна програма: Водогосподарське будівництво і управління водними ресурсами та системами

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри

Віктор ХОРУЖИЙ,

д.т.н., проф.

“ _____ ” _____ 20__ року

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

Здобувач(ка) : Грибань Крістіна Ігорівна
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема кваліфікаційної роботи : Гідротехнічний вузол на річці Турія для питного водопостачання

Керівник роботи : Величко Світлан Віталіївна , К.т.н.,доцент

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

затверджені наказом КНУБА №424/24/25 від 24.03.2025 року

2. Термін подання здобувачем роботи _____

3. Вихідні данні: населений пункт розділений на 2 райони: 1 район чисельність населення– 23000 осіб, 5 поверхова забудова; II район – 20000 осіб, 4-поверхова забудова. Водопостачання міста здійснюється із водосховища. Відмітка НПР= 133,00м ; ФПР = 134,20м рівень метрового об'єму водосховища РМО = 123,50м ,

розрахункова паводкова витрата водоскиду , $Q_{3,0\%} = 200,0 \text{ м}^3/\text{с}$, перевірна $Q_{0,5\%} = 310,0 \text{ м}^3/\text{с}$. (прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом КНУБА №424/24/25 від 24.03.2025 року

2. Термін подання здобувачем роботи _____

Вихідні данні: населений пункт розділений на 2 райони: I район чисельність населення – 23000 осіб, 5 поверхова забудова; II район – 20000 осіб, 4-поверхова забудова. Водопостачання міста здійснюється із водосховища. Відмітка НПР = 133,00м ; ФПР = 134,20м рівень метрового об'єму водосховища РМО = 123,50м , розрахункова паводкова витрата водоскиду , $Q_{3,0\%} = 200,0 \text{ м}^3/\text{с}$, перевірна $Q_{0,5\%} = 310,0 \text{ м}^3/\text{с}$. Запроектувати гідротехнічний вузол з водозабором для водопостачання міста , зовнішню мережу водопостачання , забезпечити захист від підтоплення в межах впливу водосховища . Розробити технологію будівництва земляної частини греблі.

4. Перелік розділів основної частини кваліфікаційної роботи:

Р.1. 1.1 Природні умови : кліматичні , гідрологічні та геологічні умови району будівництва

1.2 Напірний гідровузол. Земляна частина підпірного гідровузла , визначення висоти греблі, фільтраційний розрахунок , розрахунок стійкості низового укосу . Водоскид фронтальний практичного профілю.

Р.2. Водозабірна споруда.

Р.3. Система водопостачання міста.

Р.4 Захист від підтоплення.

Р.5. Технологія виробництва : технології робіт з влаштування насипу земляної греблі.

5. Графічний матеріал за розділами

Р.1. Генеральний план споруд , ґрунтова гребля.

Р.2 Водоскидна та водозабірна споруди гідровузла.

Р.3. Зовнішні мережі водопостачання міста.

Р.4. Захист від підтоплення.

Р.5. Технологія робіт з влаштування насипу греблі .

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 кваліфікаційної роботи

Розділ	ПІБ та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1	Величко С.В,доц		
Розділ 2	Величко С.В,доц		
Розділ 3	Величко С.В,доц		
Розділ 4	Величко С.В,доц		
Розділ 5	Уманець І.М.		

Зав. кафедри _____
(підпис)

Віктор Хоружий _____
(власне ім`я та прізвище)

Керівник _____
(підпис)

Світлана ВЕЛИЧКО _____
(власне ім`я та прізвище)

Здобувач _____
(підпис)

Крістіна ГРИБАНЬ _____
(власне ім`я та прізвище)

РЕЗЮМЕ (SUMMARY) до кваліфікаційної роботи здобувача:	Грибань Крістіна Ігорівна Hryban Kristina Igorevna		
ЗВО	Київський національний університет будівництва і архітектури		
Тема (українською та англійською)	«Гідротехнічний вузол на річці Турія для питного водопостачання» "Hydrotechnical node on the Turia River for drinking water supply"		
Освітній ступінь	бакалавр		
Факультет	Інженерних систем та екології		
Випускова кафедра	Водопостачання та водовідведення		
Спеціальність	194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології		
Освітня програма	Водогосподарське будівництво і управління водними ресурсами та системами		
Керівник			
Обсяг роботи:	пояснювальна записка, стор.	розділів	креслень формату А1
	140	5	5
Розділ 1	1.1. Природні умови : кліматичні , гідрологічні та геологічні умови району будівництва. 1.2. Напірний гідровузол. Земляна частина підпірного гідровузла , визначення висоти греблі, фільтраційний розрахунок , розрахунок стійкості низового укосу . Водоскид фронтальний практичного профілю.		
Розділ 2	Водозабірна споруда . 2.1.Гідравлічний розрахунок водозабірної споруди. 2.2.Розрахунок промивних отворів. 2.3.Статичний розрахунок водозабору.		

Розділ 3	<p>Система водопостачання міста.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Встановлення розрахункових добових витрат води . 2. Визначення погодинних витрат води 3. Трасування водопровідної мережі . 4. Визначення місткості регулюючих споруд 5. Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води . 6. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів . 7. Попередній розподіл витрат води по ділянках мережі. 8. Вибір матеріалу і діаметр труб ділянок мережі . 9. Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець . <p>9.1.Визначення вільних напорів .</p>
Розділ 4	<p>Захист від підтоплення.</p> <ol style="list-style-type: none"> 1.Встановлення характеристик водоносного пласта та визначення розрахункових відміток на його розрізі. 2. Вибір типу фільтра та його розрахунок . 3. Визначення орієнтованого дебіту свердловини .

	<p>4. Компонування споруд на генплані міста , розрахунок кількості свердловин та відстаней між ними .</p> <p>5. Встановлення попередніх показників сумарної подачі води в системі. . Складання розрахункової схеми подачі води у збірний колодезь .</p> <p>6. Визначення параметрів гідравлічної взаємодії свердловин .</p> <p>7. Ітераційні розрахунки взаємодіючих свердловин .</p> <p>8. Встановлення втрат напору на ділянках збірного водоводу та відміток динамічного рівня води в свердловинах.</p>
Розділ 5.	Технологія виробництва : технології робіт з влаштування насипу земляної греблі.
Висновки по роботі:	<p>1.За завданням запроєктовано напірний гідровузол , який складається з фронтального водоскиду практичного профілю та земляної частини підпірного гідровузла та водозабору .</p> <p>2.Система водопостачання спроєктована у вигляді кільцевої мережі , що охоплює два райони міста з різними типами забудови. При розрахунку розподільної мережі враховувалися пікові та мінімальні обсяги водоспоживання , а також потреби у воді для пожежогасіння.</p> <p>3. Клас відповідальності споруд – СС2</p>

	<p>4. Для забору води на подопостачання міста запроєктований боковий водозабір.</p> <p>5. Для пропуску санітарної витрат та промивки водосховища запроєктовані донні промивні галереї в бетонній частині водоскиду.</p> <p>6.Захист від підтоплення здійснюється за рахунок споруд протифільтраційного захисту (свердловин).</p>
<p>Ключові слова: Keywords:</p>	<p>Фронтальний водоскид, земляна гребля, водозабір, водопостачання</p> <p>Ogee spillway, earthfill dam, water intake, water supply.</p>

Здобувач

(підпис)

Грибань К.І.

(власне ім'я та прізвище)

Керівник

(підпис)

(власне ім'я та прізвище)

“ ___ ” _____ 20__ р.

Зміст

Вступ

- Розділ 1.1. Природні умови .
- Розділ 1.2. Напірний гідровузол.
- Розділ .2. Водозабірна споруда .
- Розділ .3. Система водопостачання міста.
- Розділ.4. Захист від підтоплення.
- Розділ.5. Технологія виробництва : технології робіт з влаштування насипу земляної греблі.
- Висновок
- Список використаної літератури

Вступ

В роботі розглядається гідротехнічний вузол для водопостачання міста з кількістю населення 43000 осіб з підприємствами (молокозавод , кондитерська фабрика та фабрика віскозного шпательного волокна).

Вода забирається із річки Турія , так як для забору води витрати річки 95% забезпеченості не вистачає, то передбачено сезонне регулювання стоку у водосховищі , яке розташоване вище міста. Водосховище складається з ґрунтової греблі з паводковим водоскидом та боковим водозабором води. Від водозабірної споруди вода подається в НС-1 та водоводами на очисні споруди (в роботі не розглядалися) , потім НС-2 подається в розподільчу мережу міста. Зовнішня мережа водопостачання запроектована кільцевою, має два кільця, система безбаштова. В роботі розглянуті режими роботи системи: у добу мінімального , максимального водоспоживання та гасіння пожежі при максимальному водовідборі.

Для пониження рівня ґрунтових вод використаний вертикальний дренаж, який складається з дренажних свердловин та збірних колодязів, з яких вода відводиться в річку.

В роботі розглянута технологія будівництва ґрунтової греблі, включаючи етапи підготовки основи , улаштування тіла греблі , використання протифільтраційних елементів та заходи із забезпечення стійкості споруди під час експлуатації.

1.1.ПРИРОДНІ УМОВИ

Консультант / ___ /

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
							11
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

Річка Турія у Волинській Області

Клімат

У районі будівництва помірно-континентальний клімат – м'яка зима та тепле літо , висока вологість через близькість Поліських боліт і лісів , часті тумани та мряка , особливо восени та навесні , а також вітри – переважно західні та північно-західні.

Температура

- Середня температура в січні становить $-3...-5$ °с
- Середня температура в липні становить $+18...+20$ °с

Саму мінімальну температуру було зафіксовано у січні 1987 року в місті Володимир-Волинський , вона становила : $-35,5$ °с.

Саму максимальну температуру було зафіксовано у серпні 1992 року на метеостанції Любешів , вона становила : $36,9$ °с

Варто зазначити , що 29 серпня 2023 року в Луцьку було зафіксована температуру $36,4$ °с , що перевищило попередній рекорд для цього міста.

Опади

Середньорічна кількість опадів становить $550-700$ мм , у теплу пору року максимальна кількість опадів (червень-липень). Літні дощі часто зливові , іноді з грозами .

Мінімум опадів у зимові місяці (лютий – березень). Випадає у вигляді снігу , можливі відлиги.

Вологість повітря – висока , через лісисті райони та болота Полісся.

Сніговий покри – нестійкий , середня висота 10-20 см, але може змінюватися залежно від зими.

	Тип греблі	Однорідна земляна з дренажною призмою	
1	Розрахункова швидкість вітру , 4%	$V_{4\%} \cdot \text{м/с}$	12
2	Розрахункова швидкість вітру , 30%	$V_{30\%} \cdot \text{в/с}$	10

Згідно ДБН В.1.1-12:2014, сейсмічність району , де розташований досліджувальний майданчик , становить 5 балів.

Параметри ґрунтів

	Вид ґрунту	ρ_s , т/м ³	ρ , т/м ³	n,	φ°	c (насичений водою), КПа	Коефіцієнт фільтрації k, м/с
1	Суглинок	2,71	1,9	0,39	23	5(4)	$2 \cdot 10^{-7}$
2	основа	2,75	1,95	0,21	30	20	$1 \cdot 10^{-9}$

Глибина рівня ґрунтових вод – 1,2м від поверхні землі

Гідрологічна характеристика

Річка Турія – це ліва притока Прип`яті , належить до басейну Дніпра , її довжина 184 км, площа водозабору близько 6950км² , вона бере початок біля село Туропин (Володимирський район , Волинська область). Впадає у річку Прип`ять біля міста Любешів.

Живлення : переважно змішане – дощове та снігове , значний вплив мають підземні води.

Гідрологічний режим :

Весняний паводок (березень – квітень) через танення снігу .

Літньо – осінній межень (період низької водності).

Взимку можливе утворення льодоставу (грудень – лютень) , але в теплі зими лід нестійкий.

Глибина води в річці : 0,5-2,5м, у деяких місцях до 4м.

Швидкість течії : 0,1-0,3 м/с, місцями повільна через заболоченість територій.

Ширина русла : 10-40 м , місцями понад 50м.

Використання: рибальство , рекреація , водопостачання . Вздовж річки є ставки та водосховище , а також насосні станції для осушення заболочених земель.

Гідрологічні характеристики в створі греблі

1	Максимальний рівень води в нижньому б'єфі	РВНБ _{0,5%} , м	124,5
2	Максимальний рівень води в нижньому б'єфі	РВНБ _{3%} , м	123,90
3	Побутовий рівень води в нижньому б'єфі	РВНБ _{побут} , м	122,8
4	Відмітка дна в створі греблі	м	122,00
5	Межена витрата в річці	Q _{меж} , м ³ /с	17
6	Максимальна скидна витрата розрахункової забезпеченості 3%	Q _{3%} , м ³ /с	100
7	Максимальна скидна витрата перевіркової забезпеченості 0,5%	Q _{0,5%} , м ³ /с	210

1.2 НАПІРНИЙ ГІДРОВУЗОЛ.

Консультант /_/_/

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	15
							Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

Класи відповідальності споруд

Гідротехнічний вузол на річці Турія складається з однорідної греблі з дренажною призмою. Відведення паводку здійснюється бетонним водозливом практичного профілю. В компонування гідровузла входить відкритий водозабір для подачі води на насосну станцію 1 підйому.

Таблиця 1.1

№	Характеристик и наслідків	Од.Виміру показника	Нормативни й показник	Розрахункови й показник	Клас наслідків
1	Висота греблі	м	<15	12,2	СС1
	Тип основи		піщані		
2	Постійна наявність людей на об`єкті	Осіб	<50	3	СС1
3	Періодична наявність людей на об`єкті		<100	8	СС1
4	Люди, що перебувають поза об`єктом		100-50000	43000	СС2
5	Втрата об`єктів культурної спадщини			Ні	СС1

6	Необхідність виконання ОВД			Так, 2 категорія	СС2
Максимальне значення класу наслідків (відповідальність)					СС2

1.1. Визначення параметрів греблі відмітка гребня греблі

Перевищення гребня греблі над статичним рівнем води у водосховищі

розраховується для 2 випадків:

-При нормальному підпірному рівні НПР

$$1) \downarrow \Gamma p \Gamma = \downarrow \text{НПР} + \Delta h_{s1} + h_{run1} + a$$

$$\downarrow \Gamma p \Gamma = 133 + 0,0067 + 2,61 + 0.5 = 136,11$$

-При форсованому підпірному рівні ФПР

$$2) \downarrow \Gamma p \Gamma = \downarrow \text{ФПР} + \Delta h_{s2} + h_{run2} + a$$

$$\downarrow \Gamma p \Gamma = 134,2 + 0,0042 + 0.86 + 0.5 = 135,56$$

Висота накочування хвилі визначається:

$$3) h_{run1} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot h1\%$$

$$h_{run1} = 1 \cdot 0.9 \cdot 1.2 \cdot 2.0 \cdot 1.21 = 2.61$$

Висота вітрового нагону визначається:

$$4) \Delta h_s = K_w \frac{v^2 \cdot L}{g \cdot H} \cdot \cos \alpha$$

$$\Delta h_s = 10^{-6} \cdot 2.1 \frac{12^2 \cdot 2400}{9.81 \cdot 11} \cdot \cos (0) = 0.0067 \text{m}$$

де W - розрахункова швидкість вітру, м/с, L - довжина розгону, K_w -коефіцієнт, що визначається за табл.2

$$\frac{gt}{V_{4\%}^2} = \frac{9.81 \cdot 21.600}{12^2} = 17.658$$

$$\frac{gL}{V_{4\%}^2} = \frac{9.81 \cdot 2400}{12^2} = 163.5$$

$V_{4\%}$ - Розрахункова швидкість вітру

$$\frac{gh}{V_w^2} = 0.1 \quad \frac{gT}{N_w} = 4.6$$

$$\frac{gh}{V_w^2} = 0.04 \quad \frac{gT}{N_w} = 2.8 \quad \text{Приймаємо до розрахунку}$$

$$\frac{gh}{V_w^2} = 0.011 \quad \frac{gT}{N_w} = 1.2 \quad \text{Приймаємо до розрахунку}$$

h -середня висота хвилі

$$h = \frac{0.04 \cdot V^2}{g} = \frac{0.04 \cdot 12^2}{9.81} = 0.58 \text{ м}$$

T -період хвилі

$$T = \frac{2.8 \cdot 12}{g} = \frac{2.8 \cdot 12}{9.81} = 3.42$$

Розраховуємо $h_{1\%}$ – висота хвилі 1% забезпеченості

$$h_{1\%} = h \cdot k_e = 2.1 \cdot 0.58 = 1.21 \text{ м}$$

Укос:

Висота накочування хвилі визначається:

$$3) h_{run1\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot h_{1\%}$$

$$h_{run1\%} = 1 \cdot 0.9 \cdot 1.2 \cdot 2.0 \cdot 1.21 = 2.61$$

Висота вітрового нагону визначається:

$$4) \Delta h_s = K_w \frac{V^2 \cdot L}{g \cdot H} \cdot \cos \alpha$$

$$\Delta h_s = 10^{-6} \cdot 2.1 \cdot \frac{12^2 \cdot 2400}{9.81 \cdot 11} \cdot \cos(0) = 0.0067 \text{ m}$$

де W - розрахункова швидкість вітру, м/с, L - довжина розгону хвилі, K_w -коєфіцієнт, що визначається за табл.2

$$\frac{gL}{V_{4\%}^2} = \frac{9.81 \cdot 21.600}{12^2} = 17.658$$

$$\frac{gh}{V_{4\%}^2} = \frac{9.81 \cdot 2400}{12^2} = 163.5$$

$V_{4\%}$ - Розрахункова швидкість вітру

$$\frac{gh}{V_w^2} = 0.1 \quad \frac{gT}{N_w} = 4.6$$

$$\frac{gh}{V_w^2} = 0.04 \quad \frac{gT}{N_w} = 2.8 \quad \text{Приймаємо до розрахунку}$$

h -середня висота хвилі

$$h = \frac{0.04 \cdot V^2}{g} = \frac{0.04 \cdot 12^2}{9.81} = 0.58 \text{ м}$$

T-період хвилі

$$T = \frac{2.8 \cdot 12}{g} = \frac{2.8 \cdot 12}{9.81} = 3.42$$

Розраховуємо $h_{1\%}$ – висота хвилі 1% забезпеченості

$$h_{1\%} = h \cdot k_e = 2.1 \cdot 0.58 = 1.21 \text{ м}$$

Укос:

$$h_{run2\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot h_{1\%}$$

$$h_{run2\%} = 1 \cdot 0.9 \cdot 1.1 \cdot 1.6 \cdot 0.54 = 0.86$$

$$\lambda d = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.81 \cdot 1.88^2}{2 \cdot 3.14} = 5.52 \text{ м}$$

$$\frac{\lambda d}{hd_1} = \frac{5.52}{0.546} = 10.1$$

$$h_{run} = 0.86$$

$$\Delta h_{set} = 10^{-6} \cdot 2.1 \cdot \frac{10^2 \cdot 2400}{9.81 \cdot 12.2} \cdot 1 = 0.0042$$

Розраховуємо висоту греблі

$$136.11 - 122.00 = 14.11 \text{ м}$$

Визначення профілю греблі:

Укос:

-Верховий 2.25

-Низовий 1.75

1.2. Фільтраційний розрахунок на ПК Seep/W.

В Пк побудована геометрична схема греблі, внесені фізико-механічні властивості ґрунтів, виконаний розрахунок для основного випадку: в водосховищі рівень НПР, в нижньому б'єфі побутовий рівень.

Результати наведені на (рис. 1.1).

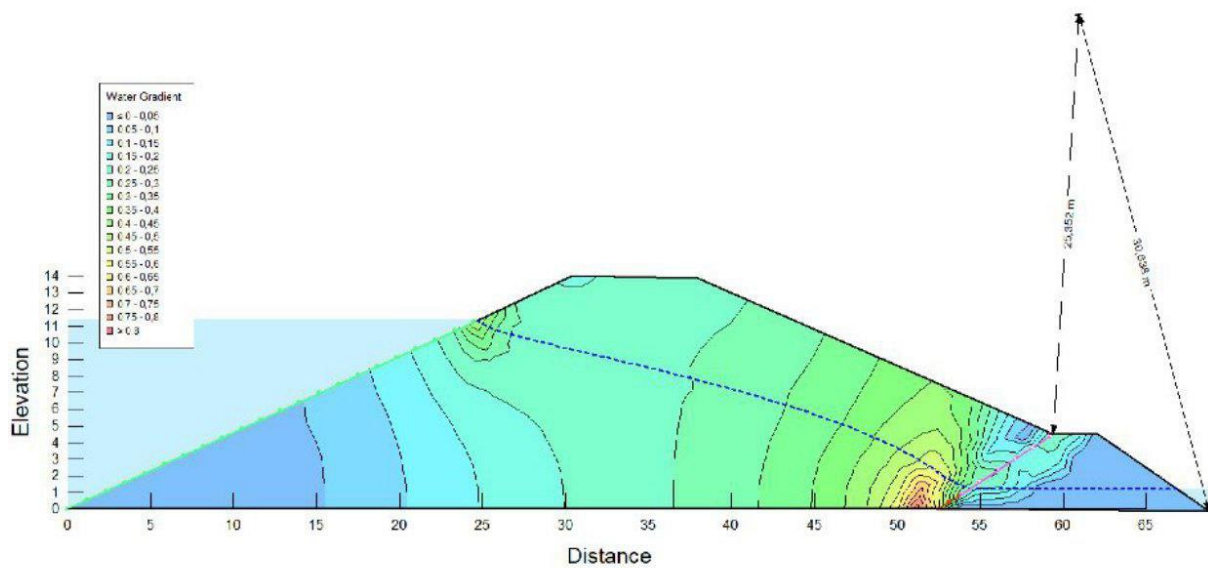


Рис.1.1. Визначення положення кривої фільтрації

Таблиця 1.2

Розрахунок стійкості низового укосу

№	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	G	$G \cdot \sin\alpha$	$G \cdot \cos\alpha$	W_ϕ	$\text{tg}\varphi$	$(G \cdot \cos\alpha - W_\phi) \cdot \text{tg}\varphi$	c	l	$c \cdot l$
9	0.9	0.4	12.7	11.43	5.08	0	0.46	2.3	5	1.7	8.5
8	0.8	0.6	190.5	152.4	114.3	0		52.5	5	3.6	18
7	0.7	0.7	343.9	240.7	240.73	0		110.73	5	4	20
6	0.6	0.8	349.2	209.5	279.3	66.1		98.07	4	3.7	14.8
5	0.5	0.8	338.6	169.3	270.8	88.2		83.9	4	3.4	13.6
4	0.4	0.9	322.8	129.1	290.5	71.8		100.6	4	3.2	12.8
3	0.3	0.9	317.5	95.25	285.7	45.7		110.4	4	3.1	12.4
2	0.2	0.9	259.3	51.86	233.37	13.06		101.09	4	3.1	12.4
1	0.1	0.9	216.9	21.69	195.21	13.06		83.5	4	3	12
0	0	1	127	0	0	11.79		-5.3	4	3	12
-1	-0.1	-0.9	54.5	-54.5	-49.05	-13.06		-28.57	4	3	12
				$\Sigma=1026.7$				$\Sigma 709.12$			$\Sigma cl=148.5$

$$B=0.1Rk=0.1 \cdot 30.7=3.1$$

$$1) 3.9 + 0.4 \cdot \frac{1.04}{1.8} = 4.1$$

$$2) 4.7 + 0.4 \cdot \frac{1.04}{1.8} = 4.9$$

$$3) 5.2 + 1.4 \cdot \frac{1.04}{1.8} = 6$$

$$4) h_{KB} = 4.9 + 2.2 \cdot \frac{1.04}{1.8} = 6.1$$

$$5) 5.1 + 2.4 \cdot \frac{1.04}{1.8} = 6.4$$

$$0 = 2.4$$

$$-1 = 1.03$$

$$h_{KB} = h_{кр} + h_{ндс} \cdot \frac{\rho_{нас}}{\rho_{кр}};$$

$$\rho_{нас} = (\rho_s - \rho_0) \cdot (1 - n)$$

$$W_{\phi} = \frac{\rho_0 \cdot g \cdot b \cdot h_{нас}}{\cos \alpha}$$

Визначаємо коефіцієнт стійкості k

$$k = \frac{\sum(G \cos \alpha - W_{\phi}) \operatorname{tg} \varphi + \sum c \cdot l}{\sum G \sin \alpha}$$

$$k = \frac{709.12 + 148.5}{1026.7} = 1.21$$

$1.21 > 1.2$ отже укос є стійким

1.3. Розрахунок стійкості укосу на ПК Slope/W

Використана модель побудована під час розрахунку фільтрації на ПК Seep/W, задане положення центрів ковзання та радіуси кривих ковзання. При моделюванні використовувалась модель ґрунтів Кулона-Мора. Розрахунок стійкості укосу визначався за методом Morgenstern-Price. Результати розрахунку і мінімальне значення коефіцієнту стійкості укосу, який дорівнює 1,20 наведено на рис. 1.2.

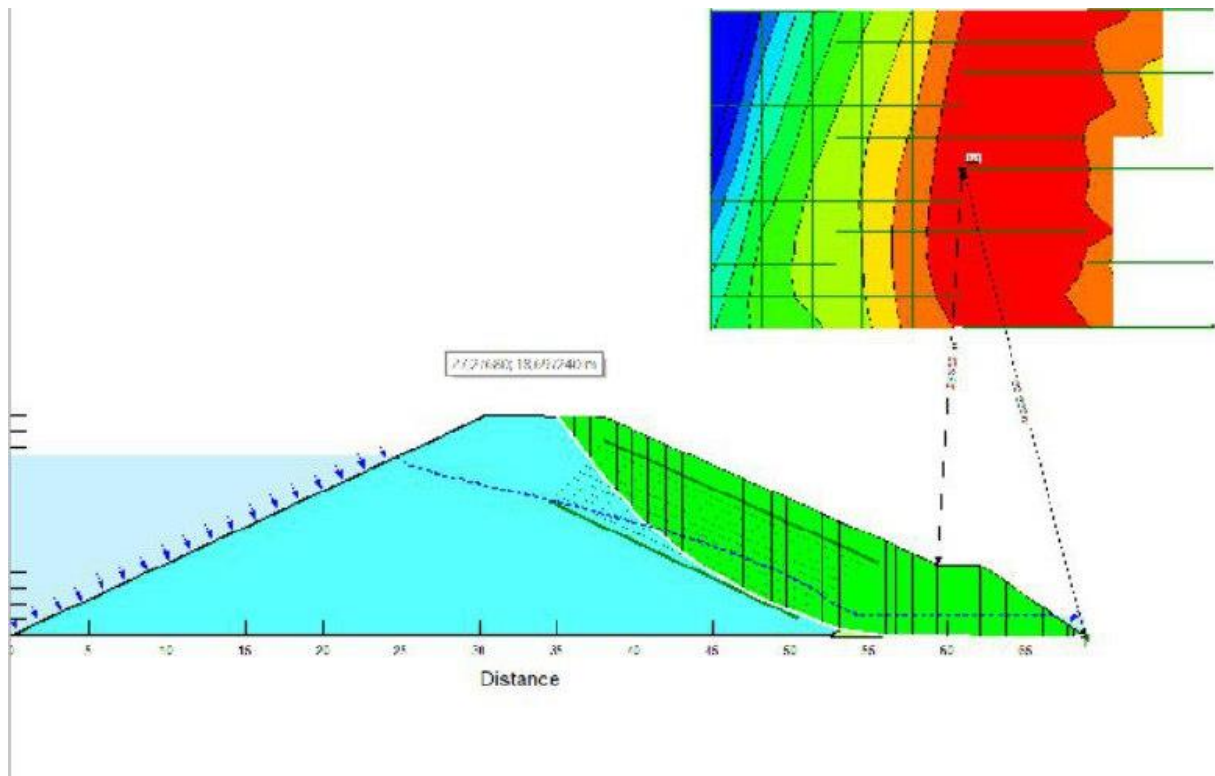


Рис.1.2. Визначення коефіцієнту стійкості укосу.

1.4. Паводковий водоскид

Гідравлічний розрахунок пропускної спроможності водоскиду

Розрахунок починається з призначення питомої витрати води на рисбермі, який знаходиться в межах: $q_n = 3 \dots 10$, приймаємо $q_n = 7 \text{ м}^2/\text{с}$

Питома витрата води на водозливні за рахунок звуження водозливної частини биками збільшується за формулою:

$$Q_B = (1,2 \dots 1,3) q_n = 1,2 \cdot 7 = 8,4 \text{ м}^2/\text{с}$$

$$H = \left(\frac{Q_B}{m \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{8.4}{0.49 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81}} \right)^{2/3} = 2.46 = 2.5 \text{ м.}$$

де m – коефіцієнт витрати водозливу практичного профілю, приймаємо в першому наближенні 0,49.

Відмітка гребня водозливу визначається за формулою :

$$H_{\text{вод}} = \text{НПР} - H_{\text{пр}} = 133 - 2.5 = 130.5 \text{ м.}$$

Ширина водозливного фронту визначається для основної паводкової витрати за формулою :

$$B = \frac{Q_{3\%}}{q_B} = \frac{200}{8.4} = 23.8 \text{ м.}$$

Де $Q_{3\%}$ - паводкова витрата основний випадок (вихідні дані), $\text{м}^3/\text{с}$.

Приймаємо кількість прольотів 3 шириною по 10м.

Перевіряємо пропуск основної паводкової витрати на рівні НПР через водозливну греблю з призначеними розмірами прогонів за формулою:

$$Q_{\text{факт}} = \partial_H \cdot \partial_C \cdot \partial_H \cdot m \cdot B \cdot \sqrt{2g \cdot H_0^3} = 0.96 \cdot 0.99 \cdot 1 \cdot 0.41 \cdot 30 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 2.5^3} = 204.5$$

Де B – ширина водозливного фронту = $B = 3 \cdot 10 = 30 \text{ м}$.

H_0 – повний напір на водозливі, приймаємо - 2,5м.

m – коефіцієнт витрати, який розраховуємо за формулою :

$$m = 0.36 + 0.1 \cdot \frac{2.5 \cdot \frac{\sigma}{H_{\text{пр}}}}{1 + \frac{2\sigma}{H_{\text{пр}}}} = 0.36 + 0.1 \cdot \frac{2.5 \cdot \frac{2.5}{2.5}}{1 + \frac{2 \cdot 2.5}{2.5}} = 0.41$$

де ∂ – ширина греблі водозливу від вертикальної напірної грані до початку криволінійної поверхні, приймаємо 2,5м.

∂_{Π} – коефіцієнт підтоплення , приймаємо 1.

∂_{H} – коефіцієнт повноти напору , визначається за формулою:

$$\partial_{\text{H}} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{\frac{H_0}{H_{\text{прф}}}} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{0,75} = 0,96$$

Де $\sqrt{\frac{H_0}{H_{\text{прф}}}} = 0,75;$

∂_{C} - коефіцієнт бокового стискання потоку , визначається за формулою :

$$\partial_{\text{C}} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{P}{H_{\text{пр}}}}} \cdot \left(1 - \frac{b}{B^*}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b}{B^*}} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{8,5}{3,7}}} \cdot \left(1 - \frac{10}{12}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{10}{12}} = 0,98$$

де P – висота водозливу $P = H_{\text{вод}} - \text{Дно, м.}$

B^* - ширина прогону та бика $B^* = b + d_{\text{б}}, \text{м.}$

$d_{\text{б}}$ – ширина бика , при наявності затворів , приймаємо 2,0м.

Визначена фактична пропускна спроможність водозливу повинна відповідати співвідношенню:

$$Q_{\text{факт}} \geq Q_{3\%} \cdot 204,5 \geq 200$$

Перевіряємо пропуск перевіреної паводкової витрати на визначені розміри прогонів за умови збільшення напору на водозливі до ФПР:

$$Q_{\text{факт}0,5\%} = \partial_{\text{H}} \cdot \partial_{\text{C}} \cdot \partial_{\text{П}} \cdot m \cdot B \cdot \sqrt{2g \cdot H_0^3};$$

Де H_0 – повний напір на водозливі;

$$H_0 = \Phi_{\text{пр}} - H_{\text{вод}} = 134,2 - 130,5 = 3,7 \text{ м.}$$

Уточнена кількість прольотів та їх ширини:

$$\partial_c = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{P}{H_{\text{пр}}}}} \cdot \left(1 - \frac{b}{B^*}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b}{B^*}} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{8,5}{3,7}}} \cdot \left(1 - \frac{10}{12}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{10}{12}} = 0,98$$

$$Q_{\text{факт}0,5\%} = 0,96 \cdot 0,98 \cdot 1 \cdot 0,41 \cdot 30 \cdot \sqrt{2 * 9,81 \cdot 3,7^3} = 391,3 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Визначена фактична пропускна спроможність водозливу повинна відповідати співвідношенню:

$$Q_{\text{факт}} \geq Q_{0,5\%} \cdot 391,3 \geq 310$$

1.5. Розрахунок споруд гасіння енергії в нижньому б'єфі

Для створення умов затопленого стрибка друга спряжена глибина гідравлічного стрибка повинна бути менше або дорівнювати глибині води на рисбермі.

Визначаємо питому витрату води на водозливі:

$$q_{\text{вод}} \frac{Q_{0,5\%}}{n \cdot b} = \frac{310}{3 \cdot 10} = 10,33$$

n – кількість прогонів.

b – прийнята стандартна ширина прогону, м.

Визначаємо критичну глибину за формулою:

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{q_{\text{в}}^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{10,3}{9,81}} = 2,21$$

Питома енергія потоку відносно поверхні водобою визначається за формулою :

$$T_0 = \text{ФПР} - \text{Дно} = 134,2 - 122 = 12,2 \text{ м}.$$

$$\text{Визначаємо співвідношення } \xi_0 = \frac{T_0}{h_{\text{кр}}} = \frac{12,2}{2,21} = 5,52$$

$$\text{Якщо } \xi_0 = 2 \dots 10 \cdot h_{pc} = (0.0283 \cdot \frac{z_0}{h_{кр}} + 1.64) \cdot h_{кр} = (0.0283 \cdot \frac{9.7}{2.21} + 1.64) \cdot 2.21 = 3.92$$

Якщо $h_{pc} > (\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно})$, то необхідно опустити водобій на величину

$$\Delta h = h_{pc} - (\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно}) = 3.92 - 2.5 = 1.42$$

1.6. Розрахунок суцільної водобійної стінки

Якщо проводилось пониження відмітки водобою на величину Δh , то нове значення питомої енергії потоку відносно поверхні водобою визначається за формулою:

$$T_0' = T_0 + \Delta h = 12.2 + 1.42 = 13.62$$

$$\xi_0' = \frac{T_0'}{h_{кр}} = \frac{13.62}{2.21} = 6.16$$

Висота водобійної стінки для значень $\xi_0' = 2 \dots 12$ визначається за формулою :

$$C = 0.12 \cdot h_{кр} \sqrt{8 \xi_0'} + 2 = 0.12 \cdot 2.21 \cdot \sqrt{8 \cdot 6.16 + 2} = 1.89$$

Ширина гребня суцільної водобійної стінки приймається:

$$d_c = (0.1 \dots 0.2) h_2 = 0.2 \cdot 5.083 = 1.01$$

Де h_2 – друга спряжена глибини гідравлічного стрибка на водобіі .

Знаходимо спряжені глибини h_1 і h_2 гідравлічного стрибка на водобіі :

$$\xi_1' = 0.4$$

$$\xi_2' = 2.3$$

$$h_1 = \xi_1' \cdot h_{кр} = 0.4 \cdot 2.21 = 0.884$$

$$h_2 = \xi_2 \cdot h_{кр} = 2,3 \cdot 2,21 = 5,083$$

Водобійна стінка розташовується на відстані : $l_c = 3 \cdot h_2 = 3 \cdot 5,083 = 15,249 \cdot 10 = 152,49$

1.7.Визначення розмірів кріплення дна в нижньому б'єфі

Визначаємо питому витрату води на рисбермі за формулою:

$$q_p = \frac{Q_{0.5\%}}{n \cdot b + (n-1)D_6} = \frac{310}{3 \cdot 10 + (3-1)2} = 9,11 \text{ м}^2/\text{с}.$$

Швидкість потоку перед водобійною сіткою:

$$V_0 = \frac{q_p}{1.1h_2} = \frac{9.11}{1.1 \cdot 5.083} = 1.62$$

Питома енергія потоку перед водобійною стінкою:

$$T_0'' = 1.1h_2 + \frac{(V_0)^2}{2g} = 1.1 \cdot 5.083 + \frac{1.62^2}{2 \cdot 9.81} = 5.67$$

Для суцільної водобійної стінки l_1 визначається за формулою:

$$l_1 = h_{кр} + 1,3T_0'' = 2,21 + 1,3 \cdot 5,67 = 9,581$$

Довжина стрибка L_2 за водобійною стінкою:

$$l_2 = 5(h_{2p} - h_{1p}) = 5(3.56 - 1.105) = 12.275$$

де h_{2p} , h_{1p} - перша та друга спряжені глибини гідравлічного стрибка на рисбермі за водобійною стінкою , знаходяться за формулами:

$$h_{2p} = \frac{h_{pc}}{1,1} = \frac{3,92}{1,1} = 3,56$$

$$h_{1p} = \xi_1 \cdot h_{кр} = 0,5 \cdot 2,21 = 1,105$$

$$\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{kr}} = \frac{3.56}{2.21} = 1.61$$

Довжина післястрибкової ділянки:

$$l_3 = 0.5l_2 = 0.5 \cdot 12.273 = 6.1365$$

Гнучка рисберма виконується у вигляді окремих шарнірно зв'язаних бетонних або залізобетонних плит, або кам'яного накиду.

Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву визначається за формулою:

$$h_p = k_p \cdot x^{0.8} \cdot \sqrt[1.25]{\frac{q_p}{v_{0.1}}} = 1.05 \cdot 1.1^{0.8} \cdot \sqrt[1.25]{\frac{9.11}{0.61}} = 9.85$$

Глибина ями розмиву розраховуються за формулою:

$$h_{br} = h_p - (РВНБ_{0,5\%} - \text{Дно}) - \Delta h = 9.85 - (124,5 - 122) - 1,42 = 5,93$$

Критична швидкість в кінці жорсткої рисберми визначається за формулою:

$$V_{kr} = \frac{q_p}{h_{kr}} = \frac{9.11}{2.21} = 4.12$$

Середня швидкість в кінці жорсткого кріплення:

$$V_p = \frac{q_p}{(РВНБ_{0,5\%} - \text{Дно}) + \Delta h} = \left(\frac{9,11}{224,5 - 222} + 1,42 \right) = 2,32$$

Відстань від стисненого перерізу за суцільною водобійною стінкою до кінця жорстко кріплення:

$$X_1 = l_2 + l_3 = 12,275 + 6,1365 = 18,411$$

Співвідношення спряжених глибин :

$$\eta = \frac{h_{2p}}{h_{1p}} = \frac{3,56}{1,105} = 3,221$$

Параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення:

$$M_p = \frac{4.55}{\frac{x_1}{\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h} \left(8 - \frac{4.55}{0.235\eta - 0.37}\right)} = \frac{4.55}{\frac{18,411}{224,5 - 222 + 1,42} \left(8 - \frac{4.55}{0.235 * 3,221 - 0.37}\right)} = 0,53$$

Максимальна пульсаційна швидкість в кінці жорсткого кріплення:

$$U_{\max}' = M_p V_p = 0.53 * 2.32 = 1.22$$

$$\frac{U_{\max}'}{V_{kr}} = \frac{1.22}{4.12} = 0.296$$

$$l_p = A \cdot h_{kr} = 3.5 * 2.21 = 7.735$$

$$\frac{x}{h} = \frac{l_c + l_1 + l_2 + l_3}{\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h} = \frac{15,249 + 9,58 + 12,27 + 6,13}{124,5 - 122 + 1,42} = 11,02$$

Розраховуємо середній діаметр каменю гнучкої рисберми:

$$d_n = \frac{A \cdot (\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h)}{10^2} = \frac{3.5 \cdot (224.5 - 222 + 1.42)}{10^2} = 0.137$$

Значення розрахункового діаметру каменю гнучкого кріплення із врахуванням коефіцієнту запасу не повинно перевищувати 0,5м:

$$d_{nr} = 1,3d_n \leq 0,5\text{м} = 1,3 * 0,296 = 0,382$$

1.8.Визначення товщини водобою

Товщина водобійної плити для плоскої задачі визначається за умовами стійкості проти спливання , зсуву і перекидання.

Мінімальна товщина водобійної плити за умовами стійкості проти спливання визначаються за формулою:

$$\delta_B^1 = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc} (\Delta W_{\phi} + \Delta W)}{\gamma_c \cdot \gamma_{6,зв} \cdot l_B} = \frac{1.2 \cdot 0.9 (0 + 96.29)}{1 \cdot 13.7 \cdot 15.249} = 0.49\text{м}.$$

Визначаємо силу дефіциту тиску:

$$\Delta W = 0.5 \cdot \gamma_0 \cdot \Delta h \cdot l = 0.5 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot 2.93 \cdot 6.7 = 96.29$$

Де γ_0 - питома вага води = 9,81 КН/М³

Δh - 1 – сторони трикутника епюри дефіциту тиску , визначаються за формулою:

$$\Delta h = (0,6 \cdot 0,7)(h_2 - h_1) = 0,7(5,083 - 0,884) = 2,93$$

$$L = 0,44l_c = 0,44 \cdot 15,249 = 6,7$$

За умовами стійкості проти перекидання навколо точки А низової грані водобою його мінімальна товщина визначається за формулою:

$$\delta_B'' = \frac{\gamma_N \cdot \gamma_{ic} (\Delta M_\phi + \Delta M + M)}{0,5 \gamma_c \cdot \gamma_{б.зв} \cdot l_B^2} = \frac{1,2 \cdot 0,91 \cdot (1253,14 + 0,34)}{0,5 \cdot 1 \cdot 13,7 \cdot 15,249} = 0,85$$

M – перекидаючий момент гідравлічної сили , що діє на гаситель енергії.

Моменти сил визначаються за формулами:

$$\Delta M = \Delta W (l_\phi - \frac{1}{3}l) = 96,29 \cdot (15,249 - \frac{1}{3} \cdot 6,7) = 1253,14$$

$$M = F_r (0,5c + \delta_B^1) = 0,24 (0,5 \cdot 1,89 + 0,49) = 0,34$$

Де c – висота водобійної стінки

- Гідродинамічна сила , визначається за залежністю:

$$F_r = \xi \cdot \gamma_0 \cdot \omega \frac{v^2}{2g} = 0,7 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 1,89 \cdot \frac{0,61^2}{2 \cdot 9,81} = 0,24$$

V – середня швидкість течії перед водобійною стінкою:

$$V = \frac{q_B}{1,1h_2} = \frac{10,3}{1,1 \cdot 15,249} = \frac{0,61 \text{ м}}{\text{с}}$$

Товщина рисберми на початку: 1,146

Товщина рисберми на кінці : 0,764

За умовами стійкості проти зсуву мінімальна товщина водобою визначається наближено за формулою:

$$\delta_B''' = \frac{\gamma_H \cdot \gamma_{1c} \cdot F_T}{\gamma_c \cdot \gamma_{13B} \cdot l_B \cdot f} = \frac{1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,24}{1 \cdot 13,7 \cdot 15,249 \cdot 0,5} = 0,002$$

Приймаємо товщину водобою :0,85

$$l_n = 2(\text{НПР} - \text{РВНБ}_{\text{побут}}) = 2(133 - 122,8) = 20,4$$

Фільтраційний розрахунок підземного контуру

$$\frac{l_0}{S_0} = \frac{39.2}{10.2} = 3.84 - \text{схема підземного контуру проміжна}$$

Встановлення положення розрахункового водоупору

Розрахункова глибина залягання водоупору , що характеризується поняттям активної зони фільтрації , визначається за величинами:

При визначенні фільтраційного протитиску $T_{ак}^1$

При визначенні вихідного градієнта $T = T_{ак}^{11}$

$$T_{ак}^1 = 2,5S_0 = 2,5 * 10,2 = 25,5$$

$$T_{ак}^{11} = 2T_{ак}^1 = 2 * 25,5 = 51$$

Визначення чисельних значень коефіцієнту опору

Ділянка 1-2 контуру вхід фільтраційного потоку з уступом (а) визначається за формулою:

$$\xi_{\text{вх}} = \frac{a}{T_1} + 0,44 = \frac{7,5}{20} + 0,44 = 0,47$$

Ділянка 2-3 горизонтальна ділянка під пануром, яка має шпунт в кінці ділянки т.3, втрати напору визначається за формулою:

$$\xi_{2-3} = \frac{l_{2-3} - 0,5(0 + S_0)}{T_{2-3}} = \frac{19,3 - 0,5(0 + 10,2)}{19,2} = 0,73$$

Коефіцієнт втрат напору на ділянці 3-4-5-6 зі шпунтом та уступом, визначається за формулою:

$$\frac{T_{6-7}}{T_{2-3}} = \frac{18,1}{19,2} = 0,94$$

$$\frac{S_1}{T_{6-7}} = \frac{10,2}{18,1} = 0,56$$

$$\xi_{3-6} = \frac{a_{3-4}}{T_{2-3}} + 1,5 \frac{S_1}{T_{6-7}} + \frac{0,5 \frac{S_1}{T_{6-7}}}{1 - 0,75 \frac{S_1}{T_{6-7}}} = \frac{5}{19,2} + 1,5 \frac{10,2}{18,1} + \frac{0,5 \frac{10,2}{18,1}}{1 - 0,75 \frac{10,2}{18,1}} = 1,59$$

Втрати напору по довжині:

$$\xi_{6-7} = \frac{l_{6-7} - 0,5(S_1 + S_2)}{T_{6-7}} = \frac{19,8 - 0,5(3 + 10,2)}{18,1} = 1,29$$

Вихідна ділянка 7-8-9 зі шпунтом і уступом розраховуються за формулою:

$$\xi_{7-9} = \frac{a_{7-8}}{T_{9-10}} + 1,5 \frac{2}{T_{6-7}} + \frac{0,5 \frac{S_2}{T_{6-7}}}{1 - 0,75 \frac{S_2}{T_{6-7}}} + 0,44 = \frac{4}{18,8} + 1,5 \frac{3}{18,1} + \frac{0,5 \frac{3}{18,1}}{1 - 0,75 \frac{3}{18,1}} + 0,44 = 0,99$$

Визначаємо втрати напору на кожній ділянці за формулами:/

$$\sum \xi = \xi_{\text{BX}} + \xi_{2-3} + \xi_{3-6} + \xi_{6-7} + \xi_{7-9} = 0,47 + 0,73 + 1,59 + 1,29 + 0,99 = 5,07$$

$$z = \text{НПР} - \text{РВНБ}_{\text{пообут}} = 10,2$$

$$h_{\text{BX}} = \xi_{\text{BX}} \frac{z}{\sum \xi} = 0,47 \frac{10,2}{5,07} = 0,94$$

$$h_{2-3} = \xi_{2-3} \frac{z}{\sum \xi} = 0,73 \frac{10,2}{5,07} = 1,46$$

$$h_{3-6} = \xi_{3-6} \frac{z}{\sum \xi} = 1,59 \frac{10,2}{5,07} = 3,19$$

$$h_{6-7} = \xi_{6-7} \frac{z}{\sum \xi} = 1,29 \frac{10,2}{5,07} = 2,59$$

$$h_{7-9} = \xi_{7-9} \frac{z}{\sum \xi} = 0,99 \frac{10,2}{5,07} = 1,99$$

Прийняті розміри підземного контуру споруди необхідно перевірити за умовами загальної . Загальна фільтраційна міцність основи забезпечена , якщо:

$$l_k = \frac{z}{T_d \sum \xi} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{\text{cr}} = \frac{10,2}{20 \cdot 5,07} = 0,1 \leq \frac{0,38}{1,2}$$

$$W_\phi = \frac{S_{\text{abcd}}}{10} = 652,8$$

Сила зважуючого тиску на одиницю ширини греблі можна визначити як площу епюри АБСД зважуючого тиску враховуючи масштаб або за формулою:

$$W_{\text{зв}} = \sum p_0 \cdot g \cdot h \cdot a_2 \cdot l_{6-7} = 1,9,81 \cdot 26,5 \cdot 19,9 = 527,34$$

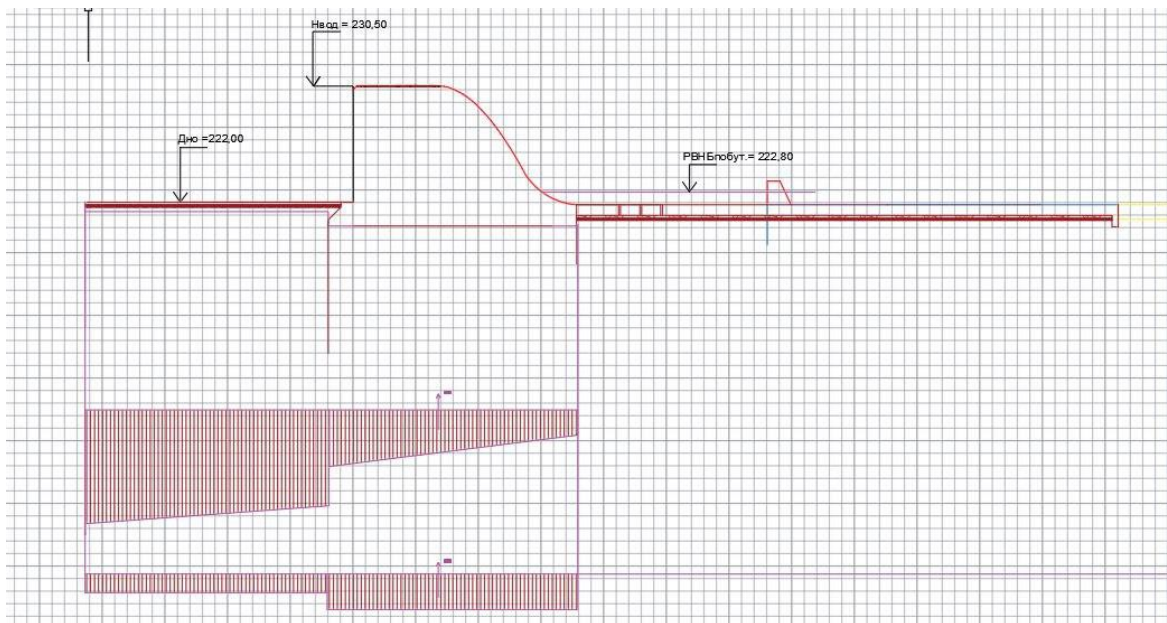


Рис.1.3 Епюри фільтраційного тиску і сили впливання

1.9.Статичний розрахунок водозливу

Визначення навантажень на водозливну греблю

Значення сил , що діють на греблю визначається за одиницю довжини греблі.

Власна вага визначається на основі відомих розмірів споруди і питомої ваги матерілу за формулою:

$$G = \gamma \cdot S \cdot 1 = 152.1 \cdot 23.5 = 3574.40 \text{ Кн}$$

$$S = 15210.25 / 100 = 152.10 \text{ м}^2$$

Вага затворів орієнтовно може бути визначена за емпіричною формулою:

$$P_3 = g((H_{\text{ПР}} - H_{\text{вод}})b_{\text{пр}}^2 a^{-1})^b = 9.81(133 - 130.5) \cdot 10^2 \cdot 27^{-1})^{0.7} = 46.5$$

Гідростатичний тиск води. Горизонтальні складові сил гідростатичного тиску з боку верхнього та нижнього б'єсів W_1 та W_2 визначаються за формулами:

$$W_1 = 0,5\rho_0g(\text{НПР} - \text{Дно})^2 = 0,5 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot (133 - 122)^2 = 593,5$$

$$W_2 = 0,5\rho_0gH_2^2 = 0,5 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 3,2^2 = 50,2$$

Вертикальні складові сили гідростатичного тиску W_4 , W_5 визначають за формулами:

$$W_4 = \rho_0g(\text{НПР} - \text{Дно})l_4 = 1 \cdot 9,81(133 - 122)1 = 107,9$$

$$W_5 = \rho_0g \cdot S_5 = 1 \cdot 9,81 \cdot 1,095 = 10,74$$

В проміжних перерізах ординати приймають з припущення лінійного закону розподілу сили :

$$\begin{aligned} W_3 &= 0,5(\rho_0g(\text{НПР} - \text{Дно}) + h_{3-4} + h_{5-6})b_2 \\ &= 0,5(1 \cdot 9,81(133 - 122) + 1,51 + 7,79) \cdot 2,4 = 143,6 \end{aligned}$$

Тиск вітрових хвиль .В глибоководній зоні горизонтальне навантаження на вертикальну грань споруди приймають по епюрі хвильового тиску , яка при максимальному значенні горизонтального хвильового навантаження має форму трапеції :

$$\cos\omega t = \frac{\lambda_{\text{ср}}}{\pi \cdot h_{1\%} \cdot (8\pi \frac{(\text{нпр}-\text{рмо})}{\lambda_{\text{ср}}})} = \frac{5,52}{\pi \cdot 1,21 \cdot (8\pi \frac{(133-123,5)}{5,52} - 3)} = 0,036$$

$$K = \frac{2\pi}{\lambda} = \frac{2\pi}{5,52} = 1,14$$

$$p_{\text{хв}} = 0,5 \cdot \rho_0 \cdot g \cdot K \cdot h_{1\%}^2 (1 - 2\cos^2\omega t) = 0,5 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 1,14 \cdot 1,21^2 \cdot (1 - 2 \cdot 0,001) = 8,2$$

K - хвильове число.

$h_{1\%}$ – висота хвилі .

$\lambda_{\text{ср}}$ – розрахункова довжина хвилі.

Підвищення вільної поверхні хвилі над розрахунковим рівнем води біля вертикальної стінки :

$$\eta = h_{1\%} \cdot \cos \omega t + \frac{K h_{1\%}^2}{2} \cdot \cos^2 \omega t = 1.21 \cdot 0.036 + \frac{1.14 \cdot 1.21}{2} \cdot 0.036^2 = 0.04$$

Значення максимального горизонтального хвильового навантаження :

$$W_{\text{хв}} = p_{\text{хв}} \left(\text{НПР-РМО} + \frac{\eta}{2} \right) = 8,2(133 - 123,5 + \frac{0,04}{2}) = 78,06$$

Точка прикладання сили тиску вітрових хвиль розміщена на відстані від РМО:

$$Y_{\text{хв}} = 0,5 \left(\text{НПР-РМО} + \frac{\eta}{2} \right) = 0,5(133 - 123,5 + \frac{0,04}{2}) = 4,75$$

Тиск наносів. Елюра тиску наносів зі сторони верхнього бефу має вигляд трикутника висотою , яка дорівнює висоті шару наносів , і ординатою в основі $p_{\text{нан}}$, значення якої обчислюється за формулою:

$$p_{\text{нан}} = (p_{\text{н}}^{\text{нас}} - p_0)g \cdot (\text{РМО} - \text{Дно}) \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_{\text{н}}}{2}) = (1.3-1) \cdot 9.81 \cdot (123.5-122) \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{29}{2}) = 1,53$$

де $\varphi_{\text{н}}$ - кут внутрішнього тертя наносів , приймаємо 29 градусів.

$p_{\text{н}}^{\text{нас}}$ - щільність ґрунту наносів , насичених водою , приймаємо 1,3 т/м³

Горизонтальна складова сили тиску наносів $E_{\text{н}}$, КН:

$$E_{\text{н}} = 0,5 \cdot p_{\text{нан}} \cdot (\text{РМО} - \text{Дно}) = 0,5 \cdot 1,53 \cdot (123,5 - 122) = 1,15 \text{кН}$$

Вертикальна складова сили тиску наносів $P_{\text{н}}$ виникає у випадку горизонтальної полицки перед понуром дорівнює вазі наносів в об'ємі тіла тиску:

$$P_{\text{н}} = g \cdot (p_{\text{н}}^{\text{нас}} - p_0) \cdot (\text{РМО} - \text{Дно}) \cdot l_4 = 9.81(1.3-1)(123.5-122) \cdot 1 = 4.4$$

Точка прикладання вертикальної сили тиску наносів відповідає центру ваги відповідних епюр.

Сили тиску ґрунту. Сила активного тиску E_a , ґрунту – це тиск захисного шару і понуру на тіло греблі.

Епюра сили має вигляд трапеції, верхня ордината епюри:

$$P_{a1} = g \cdot p_n^{\text{нас}} \cdot (PMO - \text{Дно}) \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}\right) = 9.81 \cdot 1.3 \cdot (123.5 - 122) \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{29}{2}\right) = 6.64$$

Нижня ордината епюри:

$$P_{a2} = (\gamma_{\text{гр}}^{\text{нас}} \cdot b_2 + g \cdot p_n^{\text{нас}} \cdot (PMO - \text{Дно})) \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_{\text{гр}}}{2}\right) = (13.56 \cdot 2.4 + 9.81 \cdot 1.3 \cdot (123.5 - 122)) \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{29}{2}\right) = 39.18$$

$$\gamma_{\text{гр}}^{\text{нас}} = (p_s - p_o)g \cdot (1 - n) = (2.75 - 1) \cdot 9.81 \cdot (1 - 0.21) = 13.56$$

$\varphi_{\text{гр}}$ - кут внутрішнього тертя ґрунту основи в насиченому водою стані, вихідні дані;

$\gamma_{\text{гр}}^{\text{нас}}$ - питома вага ґрунту основи у зваженому стані;

p_s = щільність скелету ґрунту основи, вихідні дані;

- Пористість ґрунту, вихідні дані.

Значення активної сили тиску ґрунту, що діє на одиницю ширини водозливної греблі визначається за формулою:

$$E_a = \frac{P_{a1} + P_{a2}}{2} \cdot b_2 = \frac{6.64 + 39.18}{2} \cdot 2.4 = 55.0$$

Пасивний тиск ґрунту діє на греблю з боку нижнього, б'єфу під водобоем. Верхня ордината сили пасивного тиску E_p ґрунту розраховується за формулою:

$$P_{n1} = \gamma_{\text{б.зв}} \cdot \delta_{\text{в}} \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{\text{гр}}}{2}\right) = 13,7 \cdot 0,85 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{29}{2}\right) = 33,56$$

Де $\gamma_{\text{б.зв}} = 13,7 \text{ кН/м}^3$ – питома вага бетону водобною у зваженому стані .

$\delta_{\text{в}}$ – максимальна товщина водобною.

Нижня ордината епюри пасивного тиску ґрунту:

$$P_{n2} = p_{n1} + \gamma_{\text{гр}}^{\text{нас}} \cdot b_1 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{\text{гр}}}{2}\right) = 33,56 + 13,56 \cdot 0,85 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{29}{2}\right) = 66,6$$

b_1 – висота ґрунту під водобною до низу зуба = 0,85

Значення пасивної сили тиску ґрунту E_p , що діє на одиницю ширини греблі , знаходиться за формулою:

$$E_p = \frac{p_{a1} + p_{a2}}{2} \cdot b_1 = \frac{33,56 + 66,6}{2} \cdot 0,85 = 42,58$$

Точка прикладання сил тиску ґрунту в центрі епюри тиску ґрунту , визначається графічно.

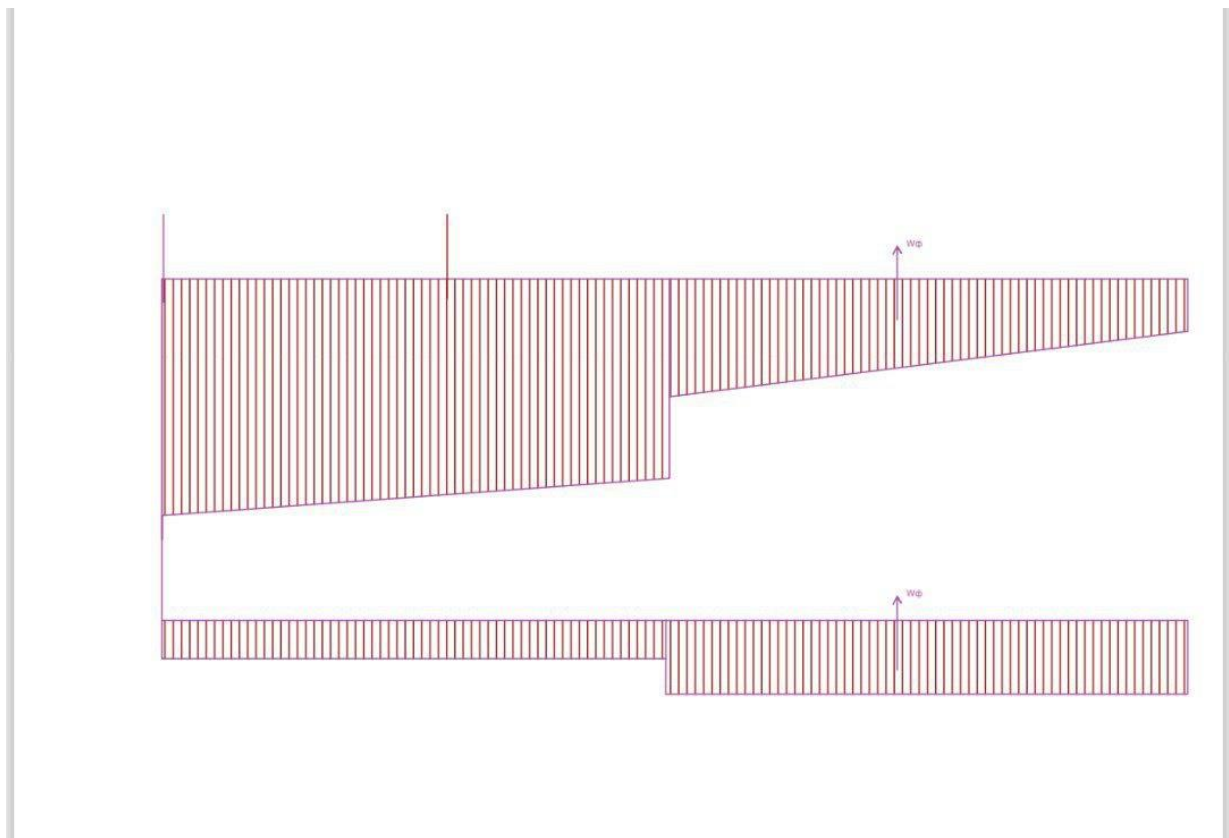


Рис.1.4. Точки прикладання епюр фільтрайного тиску та сили впливання

Таблиця 1.3

Розрахункові навантаження

№	Найменування сили	Позначення	Значення сили, кН		Плече, м	Момент, кН·м
			Вертик.	Горизонт.		
1	2	3	4	5	6	7
1	Власна вага	G	3574,40		1.08	3860,4
2	Вага затворів	P_3	46,5		5.76	267,84
3	Гідростатичний тиск води	W_1		593,5	6.0	-3561
4		W_2		- 50,2	1.06	53,2
5		W_3		107,9	1.5	-215,4
6		W_4	107,9		8.4	906,4
7		W_5	10,74		8.6	-92,4

8	Фільтраційний тиск	W_{ϕ}	-652,8		1.2	-783,4
9	Зважуючий тиск	$W_{зв}$	-527,34		0	0
10	Тиск хвилі	$W_{хв}$		77,09	9.6	-740
11	Тиск наносів	E_n		2,4	2.9	-6,96
12		P_n	4,4		8.4	36,96
13	Тиск ґрунту активний	E_a		55,0	0.9	-49,5
14	Тиск ґрунту пасивний	E_p		-42,58	0.6	25,548
	Разом		$N=\Sigma 2563,8$	$F=\Sigma 778,81$		$\Sigma M -298,3$

Визначення нормальних напружень та розрахунок міцності основи

Нормальні контактні напруження , що діють в розрахунковому перерізі , приблизно можна визначити за формулою:

$$\sigma_{MAX.MIN} = \frac{N}{b_{гр}} \mp \frac{6\Sigma M}{b_{гр}^2} = \frac{2563,8}{19.8} \mp \frac{6(298,3)}{19.8^2} = 134/125=1,07 < 3$$

Де N – сума всіх вертикальних сил . кН.

ΣM – сума моментів всіх сил відносно центру тяжіння розрахункового перерізу .кН·м.

$b_{гр}$ - ширина греблі .

Отримані нормальні напруги повинні відповідати наступній вимозі :

$$k_{н.р} = \frac{\sigma_{MAX}}{\sigma_{MIN}} < \{k_{н.р}\}$$

Де $k_{n,p}$ = допустиме значення 1,5...2,5 для глинистих та 2...3 для піщаних основ.

Стійкість водозливної греблі на зсув

Стійкість водозливної греблі на зсув є забезпеченою якщо виконується вимога :

$$k_s = \frac{R}{F} \geq \frac{\gamma_n \gamma_{lc}}{\gamma_c} = \frac{1451}{778,81} = 1,86 \geq \frac{1,2 \cdot 1}{0,9}$$

F – сума горизонтальних сил.

γ_{lc} - коефіцієнт сполучення навантажень.

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

R – сума сил , що протидіють зсуву:

$$R = N \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gp} + 0,7 \cdot E_p = 2563,8 \cdot \operatorname{tg} 29^\circ + 0,7 \cdot 42,58 = 1451$$

Де N – сума вертикальних сил . визначається за таблицею 6.

2.ВОДОЗАБІРНА СПОРУДА

Консультант /_/_/

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
							44
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

2.1. Гідравлічні розрахунки водозабірної споруди .

Боковий водозабір – це споруда розташована під кутом 110° між віссю водозабору та віссю водойми і призначена для забору верхніх освітлених шарів потоку, з пропуском донних насосів через промивні галереї з верхнього в нижній б'єф.

Порогова відмітка водозабору:

$$\downarrow 1 = \text{НПР} - 1,0\text{м} = 133,0 - 1,0 = 132,0 \text{ м}$$

Знаходимо розмір одного отвору , який може пропустити 70% всієї витрати водозабору:

$$b = \frac{0.7 \cdot Q_b}{\varepsilon \cdot m \cdot \delta \sqrt{2gH_0^3}} = \frac{0.7 \cdot 0.28}{0.91 \cdot 0.98 \cdot 0.3 \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 13}} = 0.16$$

$$Q = Q_B \cdot 1.2 / 86400 = 20263.06 \cdot 1.2 / 86400 = 0.281$$

Q_B – витрата водозабору – приймається з курсового проекту по мережам водопостачання.

ε – коефіцієнт бокового стиснення , при попередніх розрахунках приймається 0,98.

m - коефіцієнт витрати водозливу , залежить від форми водозливу.

δ – коефіцієнт втрат напору на боковий відвід води , визначається за табл.4

H_0 – повний напір води,м.

Повний напір на греблі водоприймача визначається : - для бокового водозабору.

$$H_0 = H = h_{ст}$$

$h_{ст}$ – стандартний розмір отвору водоприймача для першого наближення приймаємо 1,0м.

Уточнюємо необхідний напір для пропуску заданої витрати водозабору за формулою:

$$- \text{не затопленого } H_0 = \sqrt[3]{\frac{1}{2g} \left(\frac{0,7Q_b}{\varepsilon \cdot m \cdot \delta \cdot n \cdot b} \right)^2} = \sqrt[3]{\frac{1}{2 \cdot 9,81} \left(\frac{0,7 \cdot 0,28}{0,94 \cdot 0,3 \cdot 0,91 \cdot 2 \cdot 0,6} \right)^2} = 0,150$$

Визначаємо відмітку порога водозабору :

$$\Gamma pB = \text{НПР} - h_{\text{л}} - H_0 = 133 - 0,5 - 0,5 = 132$$

4.Споруди гасіння енергії водозабору

Перевіряємо необхідність гасіння енергії після затвору для чого визначаємо параметри гідравлічного стрибка

Питома витрата водозабору визначається за формулою : $q = Q/n \cdot b = 0,28 \cdot 0,5 / 0,6 = 0,23$

Знаходимо глибину у стисненому перерізі hc^{\wedge} підбором з формули:

$$q = \varepsilon \cdot \varphi c \cdot \delta \cdot hc^{\wedge} \sqrt{(2g \cdot (H_0 - hc^{\wedge}))}$$

$$0,23 = 0,94 \cdot 0,95 \cdot 0,91 \cdot 0,07 \sqrt{(2 \cdot 9,8(1 - 0,07))} = 0,24$$

$$H_0 = \text{НПР} - \Gamma pB = 133 - 132 = 1$$

Визначаємо другу спряжену глибину за формулою:

$$hc^{\wedge\wedge} = \frac{hc^{\wedge}}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g \cdot hc^{\wedge}}} - 1 \right) = \frac{0,07}{2} \left(\sqrt{\frac{8 \cdot 1,1 \cdot 9,8^2}{9,8 \cdot 0,07^3}} - 1 \right) = 0,38$$

де α коефіцієнт кількості руху ,1,1.

$h_{\text{п}}$ = глибина води в каналі , 0,75 H_0

Глибина водобійного колодязя визначається за формулою: $d_k = 0,5m$.

Довжина водобійного колодязя визначається за формулою: $L_k = 5m$.

Довжина рисберми визначається за залежністю :

$$L_p = h \left(\frac{V_{kr} - V_k}{K_1(V_{kr} - V_{don})} \right)^2 = 0,75 \left(\frac{1,27 - 0,72}{0,34 \cdot (1,27 - 0,6)} \right)^2 = 6,1$$

Критична глибина в кінці рисберми визначається за формулою:

$$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q p^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1.1 \cdot 0.23^2}{9.8}} = 0.18$$

Критична швидкість в кінці рисберми , визначається за формулою:

$$V_{kr} = \frac{g_p}{h_{kr}} = \frac{0.23}{0.18} = 1.27$$

2.2. Розрахунок промивних отворів

Площа 2-х промивних отворів визначається із формули:

$$W = \frac{Q_{10\%}}{\mu \sqrt{2g \cdot z_{гал}}} = \frac{55}{0.75 \sqrt{2 \cdot 9.8 \cdot 11.2}} = 55$$

Різниця рівнів води між нижнім та верхнім б'єфами визначається за формулами :

$$z_{гал} = \Phi ПР - РВНБ10\% = 134,2 - 123 = 11,2$$

Коефіцієнт витрати уточняється за формулою :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sqrt{1 + \xi_{вх} + \lambda \frac{L_{гал}}{R}}}} = \frac{1}{\sqrt{\sqrt{1 + 0,5 + 0,007 \frac{20}{0,4}}}} = 0,68$$

Визначаємо змочений периметр за формулою:

$$R = \frac{w}{x} = \frac{1.6 \cdot 1.6}{1.6 \cdot 4} = 0.4$$

Гідравлічний коефіцієнт тертя :

$$\lambda = 0.003 + \frac{1}{16(2 \cdot \lg_{10}(\frac{2 \cdot R}{d_{cr}}) + 1.74)^2} = \frac{1}{16(2 \cdot \lg_{10}(\frac{2 \cdot 0.4}{0.07}) + 1.74)^2} = 0.007$$

Визначаємо мінімальну швидкість руху води в отворі :

$$V_{min} = 3\sqrt{gd_{max}} = 3\sqrt{9.81 \cdot 0.15} = 3.63$$

d_{max} – задане по завданню.

Швидкості руху води в галереї:

$$V_{гал} = \frac{Q_{10\%}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{55}{2 \cdot 1,8 \cdot 1,8} = 8,5$$

$V_{гал} > V_{min}$. якщо умова виконується , розмір отворів приймається .

Приймаємо два промивних отвори 1,6x1,6м.

2.3. Статичний розрахунок водозабору

Водозабір перевіряється на спливання та зсув. Розрахунки виконуються на одиницю ширини водоприймача.

-Розрахунок на спливання

- експлуатаційний період (рівень води – ФПР; враховується наявне обладнання).

Боковий водозабір буде стійким . якщо :

$$\frac{K_1(G_k + G_{обл} + G_W) + 0,5 \cdot K_2 \cdot T}{K_3 \cdot A_{нпр}} = \frac{1.05(230.26 + 115.13 + 107.91) + 0.5 \cdot 1.2 \cdot 56.7}{1 \cdot 95.94} = 5.31 \geq 1.2$$

Де K_1, K_2, K_3 – коефіцієнт перевантаження , приймається 1,05 , 1,2 , 1,0.

G_k – вага бетонної частини водозабору , кН.

$G_{обл}$ –

вага інших будівельних конструкцій та обладнання , може бути прийнята 0,5 ваги колодязя. кН.

G_W – вага води над водоприймачем ,кН.

K_n - нормативний коефіцієнт стійкості , який визначається класом відповідальності споруд , в роботі для СС2 приймається рівним 1,2

Вага бетонної частини водозабору визначається за формулою :

$$G_k = g \cdot \rho_b \cdot V_b = 9.81 \cdot 2.4 \cdot 9.78 = 230.26$$

V_b – визначається з креслення = 9,78м²

$$G_{обл} = 0,5 \cdot 230,26 = 115,13$$

$$G_W = \rho \cdot g \cdot h_{ct} \cdot l = 1 \cdot 9.81 \cdot 1 \cdot 11 = 107.91$$

$$A_{нпр} = \rho_b \cdot g \cdot V_b = 1 \cdot 9.81 \cdot 9.78 = 95.94$$

$$T = f_0 \cdot U_k \cdot H_k = 30 \cdot 1 \cdot 1.89 = 56.7$$

Розрахунок на зсув

Перевірка стійкості водоприймача на зсув виконується на одиницю ширини водоприймача згідно розрахункової схеми для бокового водозабору.

Водоприймач буде стійким . якщо виконується умова:

Боковий водозабір буде стійким , якщо виконується умова:

$$\frac{T_n + R_n + 2T_c}{R_a} \geq K_n$$

Де T_n – повна сила тертя , кН.

R_n – сила пасивного тиску ґрунту , кН.

R_a – сила активного тиску ґрунту , кН.

T_c – сила тертя бокових поверхонь споруди

Повна сила тертя визначається за формулою :

$$T_n = 1,7 \cdot f_b \cdot K_1 \cdot (G_k + G_{обл}) - f_b \cdot K_3 \cdot A = 1,7 \cdot 0,25 \cdot 1,05 \cdot (230,26 + 115,13) - 0,25 \cdot 1 \cdot 95,94 = 130,14$$

Де f_b – коефіцієнт тертя при зсуві бетону = 0,25

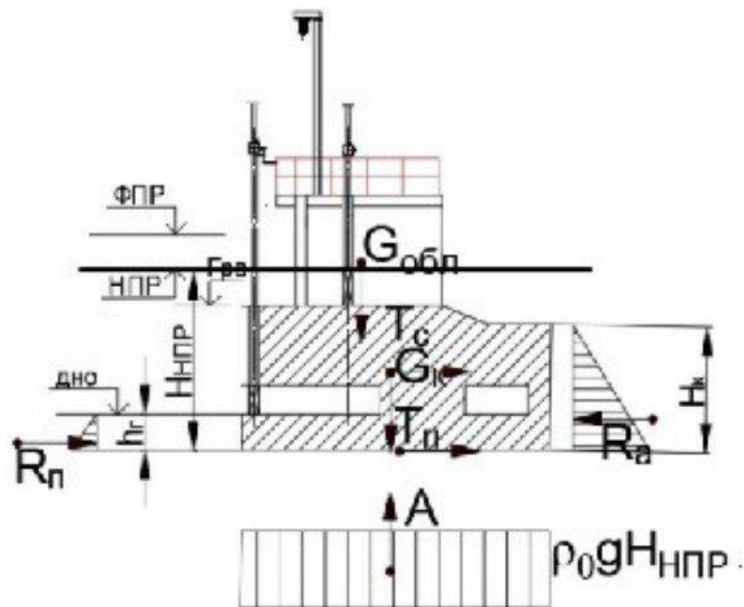


Рис.7. Схема до статичного розрахунку на зсув бокового водозабору.

Рис.2.1. Схема до статичного розрахунку бокового водозабору

Сила пасивного тиску ґрунту визначається за формулою:

$$R_{\text{П}} = \frac{\mu_{\text{П}} \cdot K_2 \cdot \rho_{\text{ЗВ}} \cdot g \cdot h_r^2}{2} = \frac{1,04 \cdot 1,2 \cdot 1,65 \cdot 9,81 \cdot 1,91^2}{2} = 36,84$$

$$\mu_{\text{П}} = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{29}{2} \right) = 1,04$$

де $\mu_{\text{П}}$ – коефіцієнт пасивного тиску ґрунту .

φ - кут внутрішнього тертя основи , град.

$\rho_{\text{ЗВ}}$ – щільність зваженого в воді ґрунту , 1,65т/м³

h_r - глибина землі до дна фундаменту водоприймача , м.

Сила активного тиску ґрунту визначається за формулою:

$$R_A = \frac{\mu_a \cdot K_2 \cdot \rho_{зв} \cdot g \cdot H_k^2}{2} = \frac{0,87 \cdot 1,2 \cdot 1,65 \cdot 9,81 \cdot 1,91^2}{2} = 30,82$$

$$\mu_a = tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(45 - \frac{29}{2} \right) = 0,87$$

де μ_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту.

H_k – глибина ґрунту до дна водоприймача, м.

Сила тертя бокових стінок водоприймача визначається за формулою:

$$T_c = R_{гр} \cdot f_b = 32,27 \cdot 0,25 = 8,06$$

Де $R_{гр}$ – рівнодіюча тиску ґрунту на бічні стінки, кН.

$$R_{гр} = \mu_a \cdot K_2 \cdot \rho_{зв} \cdot g \cdot \frac{h_r + H_k}{2} = 0,87 \cdot 1,2 \cdot 1,65 \cdot 9,81 \cdot \frac{1,91 + 1,91}{2} = 32,27$$

Виконуємо розрахунок стійкості на зсув :

$$\frac{130,14 + 36,81 + 2 \cdot 8,06}{30,82} = 5,94$$

$$5,94 \geq 1,2$$

Умова виконується, споруда стійка до зсуву.

3.СИСТЕМА ВОДОПОСТАЧАННЯ МІСТА

Консультант /_/_/

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
							52
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

1. Кількість населення:

I район – 23000 осіб

II район – 20000 осіб

2. Кількість поверхів забудови міста:

I район – 5

II район – 4

3. Ступінь юлагоустрою житлової забудови (ДБН В.2.5-74:2013) Т-табл. 1):

I район – з централізованим гарячим постачанням

II район – без ванн

4. Кліматичний район населеного пункту (ДСТУ-Н.Б.В.1.1-27) - I Північно-західний район

5. Промислові підприємства :

Назва	Кількість змін роботи	Одиниця виміру продукції	Кількість продукції, що випускається		Норма витрати води на одиницю продукції, м ³	Кількість працівників в		% працівників в у гарячих цехах	% працівників, що приймають душ
			За добу	За максимум с.зм іну		За добу	За максимум с.зм іну		

Молокозавод	1	Т	100	100	8	65	65	-	40
Кондитерська фабрика	2	Т	70	40	22	240	140	30	40
Віскозно-гошпательного волокна	3	Т	25	9	220	1000	360	40	60

6. Довжина напірних водоводів – 1,0 км

7. Відмітка землі біля насосної станції I підйому – 104м

8. Генплан міста (М 1:20000)

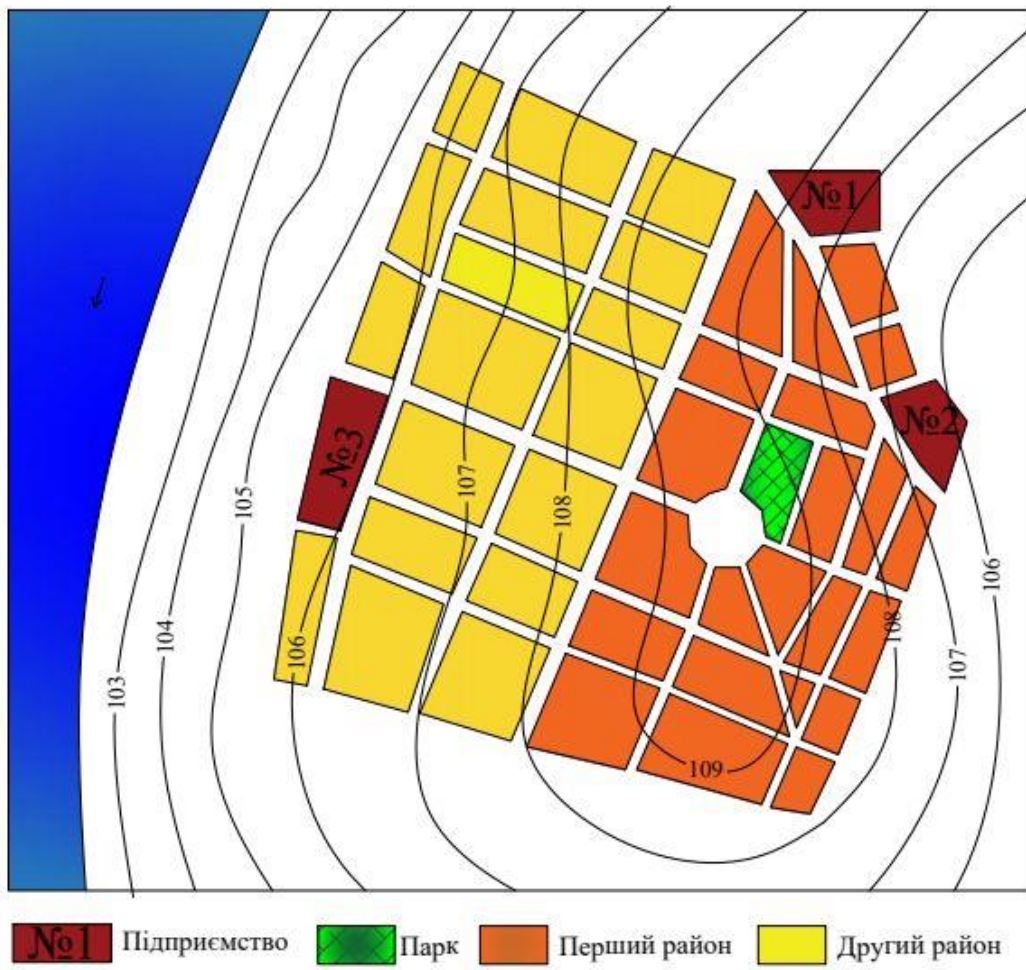


Рис.3.1. Генплан міста (М:20000)

3.1.Визначення розрахункових добових витрат води

Визначення розрахункових добових витрат води міста починаємо з підрахунку водоспоживання його населення(табл.1)

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

$$Q_{\text{доб.ср}} = N \cdot q_{\text{ж}}/1000, \text{ м}^3/\text{добу},$$

N – кількість населення , що мешкає у данному районі , осіб.

$q_{\text{ж}}$ – питоме господарсько – питне водоспоживання населення в добу найбільшого і найменшого водоспоживання визначаємо із виразів:

$$Q_{\text{доб.макс}} = K_{\text{доб.макс}} \cdot Q_{\text{доб.ср}} ;$$

$$Q_{\text{доб.мін}} = K_{\text{доб.мін}} \cdot Q_{\text{доб.ср}} ;$$

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

Таблиця 3.1

Водоспоживання населення міста

Райони міста	N, осіб	$q_{\text{ж}}$, л/ос.добу	$Q_{\text{доб.ср}}$, м ³ /добу	$K_{\text{доб.макс}}$	$Q_{\text{доб.макс}}$, м ³ /добу	$K_{\text{доб.мін}}$	$Q_{\text{доб.мін}}$, м ³ /добу
I	23000	250	5750	1,2	6900	0,8	4600
II	20000	115	2300	1,2	2760	0,8	1840
Разом	43000	-	8050	-	9660	-	6440

Розраховуємо водоспоживання на виробничі (табл.3.2) та господарсько-питні (табл.3.3) потреби промислових підприємств.

Таблиця 3.2

Водоспоживання на виробничі потреби підприємства

Назва підприємства	№Зміни	Одиниця продукції	$q_{в}, м^3/од$	$N_{прод.}$ Од/зміну	$Q_{в} .м^3/зміну$
М'ясокомбінат	1	Т	8	100	800
	2	-	-	-	-
	3	-	-	-	-
	Всього	-	-	100	800
Віскозної текстильної нитки	1	Т	22	40	880
	2	Т	22	30	660
	3	-	-	-	-
	Всього	-	-	70	1540
Виробництво емальованих ванн	1	Т	220	9	1980
	2	Т	220	8	1760
	3	Т	220	8	1760
	Всього	-	-	25	5500
Разом	-	-	-	-	7840

Витрати води на виробничі потреби підприємств визначаємо , виходячи з кількості продукції , що випускається за кожну зміну роботи , та питомої витрати води на технологічні потреби (згідно завдання).

Максимальною вважаємо першу зміну підприємства .

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

Для гарячих цехів – q_r – 45 л/особу

Для холодних - q_x – 25 л/особу

Кількість робітників , що приймають душ визначаємо за завданням , а витрату води на 1 особу , що приймає душ , $q_{душ}$, на кожному підприємстві призначаємо з додатку 2 методичних вказівок залежно від характеру виробничих процесів . Для переведення літрів у m^3 при визначенні витрати Q добуток ($N \cdot q$) ділимо на 1000.

Таблиця 3.3

Водоспоживання на господарсько – питні потреби підприємств та прийняття душу

№підп ремст ва	№з мін и	Кількі сть прац юючи х осіб	Гарячі цехи			Холодні цехи			$Q_{г.п.}$ $M^3/зм.$	Прийняття душу		
			N_r , осіб	q_r л/ос	Q_r $m^3/зм$	N_x , ос	q_x л/ос	Q_x $m^3/зм$		$N_{душ}$, осіб	$Q_{душ}$ · л/ос Зм.	$Q_{ду}$ ш , $m^3/зм$
1	1	65	-	45	-	65	25	1,6	1,6	26	25	-
	2	-	-		-	-		-	-	-		-
	3	-	-		-	-		-	-	-		-
	Σ	65	-	-	-	65	-	1,6	1,6	26	-	0,65
2	1	140	42	45	1,89	98	25	2,45	4,34	56	25	1,4
	2	100	30		1,35	70		1,75	3,1	40		1
	3	-	-		-	-		-	-	-		-
	Σ	240	72	-	3,24	168	-	4,2	7,45	96	-	2,4

3	1	360	144	45	4,68	216	25	5,4	11,88	216	53,5	11,55
	2	320	128		5,76	192		4,8	10,56	192		10,27
	3	320	128		5,76	192		4,8	10,56	193		10,27
	Σ	1000	400	-	18	600	-	15	33	600	-	32,09
Разом	-	1305	472	-	21,24	833	-	20,8	42,05	722	-	35,15

Так як відсутні дані про площі за видами благоустрою , то об`єм максимального добового водоспоживання на полив вулиць та зелених насаджень (табл.3.4) обчислюємо залежно від кліматичного району та кількості населення , що мешкає в населеному пункті керуючись додатком 3.2 методичних вказівок.

Таблиця 3.4

Витрати на полив вулиць та зелених насаджень

Райони міста	Кількість населення . осіб	Питомі витрати води, л/ос.добу	Витрата води м ³ /добу
I	23000	40	920
II	20000	40	800
Разом	43000	-	1720

За даними таблиць 1-4 складаємо таблицю 3.5 балансу у добу середнього , максимального і мінімального водоспоживання міста.

Баланс добового споживання міста

№	Споживачі	Витрата води м ³ /добу		
		Середньодобове споживання	Доба максимального водоспоживання	Доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району	5750	6900	4600
	Невраховані витрати	575	690	460
	Разом	6325	7590	5060
2	Населення II району	2300	2760	1840
	Невраховані витрати	230	276	184
	Разом	2530	3036	2024
Підприємство 1				
3	Виробничі потреби	800	800	800
	Господарсько – питні	1,6	1,6	1,6
	Душові	1,625	1,625	1,625
	Разом	805,225	803,225	803,225
Підприємство 2				
4	Виробничі потреби	1540	1540	1540
	Господарсько – питні	7,45	7,45	7,45
	Душові	2,4	2,4	2,4
	Разом	1549,85	1549,85	1549,85
Підприємство 3				
5	Виробничі потреби	5500	5500	5500
	Господарсько – питні	33	33	33
	Душові	32,09	32,09	32,09
	Разом	5565,09	5565,09	5565,09

		Полив		
6	I район	460	920	0
	II район	460	800	0
	Разом	860	1720	0
Всього по місту		17633,165	20264,165	15002,165

Середньодобову витрату води на полив вулиць та незелених насаджень приймаємо у розмірі 50% від витрат води на ці потреби у добу максимального водоспоживання . У добу мінімального водоспоживання полив не виконують.

3.2. Визначення погодинних витрат води

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

$$K_{г.маг} = \alpha_{маг} \cdot \beta_{маг} ;$$

Де $\alpha_{маг}$ – коефіцієнт , який враховує ступінь благоустрою будинків , режим роботи підприємств та інші місцеві умови .

β – коефіцієнт , який враховує чисельність мешканців у населеному пункті (додаток 4 методичних вказівок)

I район :

$$K_{г.маг} I = 1,44$$

II район :

$$K_{г.маг} II = 1,68$$

Розподіл сумарних витрат води за годинами здійснюємо для доби максимального водоспоживання (табл.6)

Витрати води на виробничі та господарсько -питні потреби підприємств приймаємо рівномірними протягом зміни . Для усіх підприємств приймаємо 8-годинну зміну з початком першої зміни о 8 годині . Вода у душових витрачається протягом 45-хвилин після закінчення кожної зміни.

Витрати води на полив зелених насаджень , вулиць і площ розподіляємо із врахуванням вимог , відповідно з якими полив необхідно здійснювати в години мінімального і середнього водоспоживання .

Будуємо графік водоспоживання за годинами доби (рис.3.1.) по сумарним погодинним витратам (графа 22.табл.3.6)

Визначення погодинних витрат у місті

Год ини доб	Населення I району		Населення I I району		Разом	Підприємство 1				Підприємство 2				Підприємство 3				ΣQ, м³/го д	Полив		Qміста , м³/год
	%від Q _{доб.} max	Витрат а м³/год	% від Q _{доб.} max	Витр ата м³/го д		Виро бнич і	Госп - питн і	ду шо ві	Разо м	Виро бнич і	Госп - питн і	Ду шо ві	Разом	Виро бнич і	Госп - питн і	Ду шо ві	Разо м		I райо н	II райо н	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0-1	2	151,8	1	30,36	182,16	0	0	0	0	0	0	1	1	220	1,32	10, 7	231,5 9	414,7 5	0	0	414,75
1-2	2,1	159,39	1	30,36	189,75	0	0	0	0	0	0	0	0	220	1,32	0	221,3 2	411,0 7	0	0	411,07
2-3	1,85	140,41 5	1	30,36	170,77 5	0	0	0	0	0	0	0	0	220	1,32	0	221,3 2	392,0 9	0	0	392,09 5
3-4	1,9	144,21	1	30,36	174,57	0	0	0	0	0	0	0	0	220	1,32	0	221,3 2	395,8 9	0	0	395,89
4-5	2,85	216,31 5	2	60,72	277,03 5	0	0	0	0	0	0	0	0	220	1,32	0	221,3 2	498,3 5	0	0	498,35 5
5-6	3,7	280,83	3	91,08	371,91	0	0	0	0	0	0	0	0	220	1,32	0	221,3 2	593,2 3	115	160	868,23
6-7	4,5	341,55	5	151,8	493,35	0	0	0	0	0	0	0	0	220	1,32	0	221,3 2	714,6 7	115	160	989,67
7-8	5,3	402,27	6,5	197,3 4	599,61	0	0	0	0	0	0	0	0	220	1,32	0	221,3 2	820,9 3	115	0	935,93
8-9	5,8	440,22	6,5	197,3 4	637,56	100	0,2	0	100,2	110	0,54	0	110,54	247,5	1,48	10, 7	259,2 5	1107, 5	0	0	1107,5 5
9-10	6,05	459,19 5	5,5	166,9 8	626,17 5	100	0,2	0	100,2	110	0,54	0	110,54	247,5	1,48	0	248,9 8	1085, 5	0	0	1085,8 95

10-11	5,8	440,22	4,5	136,6 2	576,84	100	0,2	0	100,2	110	0,54	0	110,54	247,5	1,48	0	248,9 8	1036, 6	0	0	1036,5 6
11-12	5,7	432,63	5,5	166,9 8	599,61	100	0,2	0	100,2	110	0,54	0	110,54	247,5	1,48	0	248,9 8	1059, 3	0	0	1059,3 3
12-13	4,8	364,32	7	212,5 2	576,84	100	0,2	0	100,2	110	0,54	0	110,54	247,5	1,48	0	248,9 8	1036, 6	0	0	1036,5 6
13-14	4,7	356,73	7	212,5 2	569,25	100	0,2	0	100,2	110	0,54	0	110,54	247,5	1,48	0	248,9 8	1028, 7	0	0	1028,9 7
14-15	5,05	383,29 5	5,5	166,9 8	550,27 5	100	0,2	0	100,2	110	0,54	0	110,54	247,5	1,48	0	248,9 8	1009, 5	0	0	1009,9 95
15-16	5,3	402,27	4,5	136,6 2	538,89	100	0,2	0	100,2	110	0,54	0	110,54	247,5	1,48	0	248,9 8	998,6 1	0	0	998,61
16-17	5,45	413,65 5	5	151,8	565,45 5	0	0	0,6 5	0,65	82,5	0,38	1,4	84,28	220	1,32	11, 5	232,8 7	883,2 5	0	0	883,25 5
17-18	5,05	383,29 5	6,5	197,3 4	580,63 5	0	0	0	0	82,5	0,38	0	82,88	220	1,32	0	221,3 2	884,8 3	0	0	884,83 5
18-19	4,85	368,11 5	6,5	197,3 4	565,45 5	0	0	0	0	82,5	0,38	0	82,88	220	1,32	0	221,3 2	869,6 5	0	0	869,65 5
19-20	4,5	341,55	5	151,8	493,35	0	0	0	0	82,5	0,38	0	82,88	220	1,32	0	221,3 2	797,5 5	115	0	912,55
20-21	4,2	318,78	4,5	136,6 2	455,4	0	0	0	0	82,5	0,38	0	82,88	220	1,32	0	221,3 2	759,6	115	0	874,6
21-22	3,6	273,24	3	91,08	364,32	0	0	0	0	82,5	0,38	0	82,88	220	1,32	0	221,3 2	668,5 2	115	160	943,52
22-23	2,85	216,31 5	2	60,72	277,03 5	0	0	0	0	82,5	0,38	0	82,88	220	1,32	0	221,3 2	581,2 3	115	160	856,23 5
23-24	2,1	159,39	1	30,36	189,75	0	0	0	0	82,5	0,38	0	82,88	220	1,32	0	221,3 2	493,9 5	115	160	768,95
Всё ого	100	7590	100	3036	10626	800	1,6	0,6 5	802,2 5	1540	7,45	2,4	1549,7 6	550	32,96	32, 09	5565, 05	1854 3,06	920	800	20263, 06

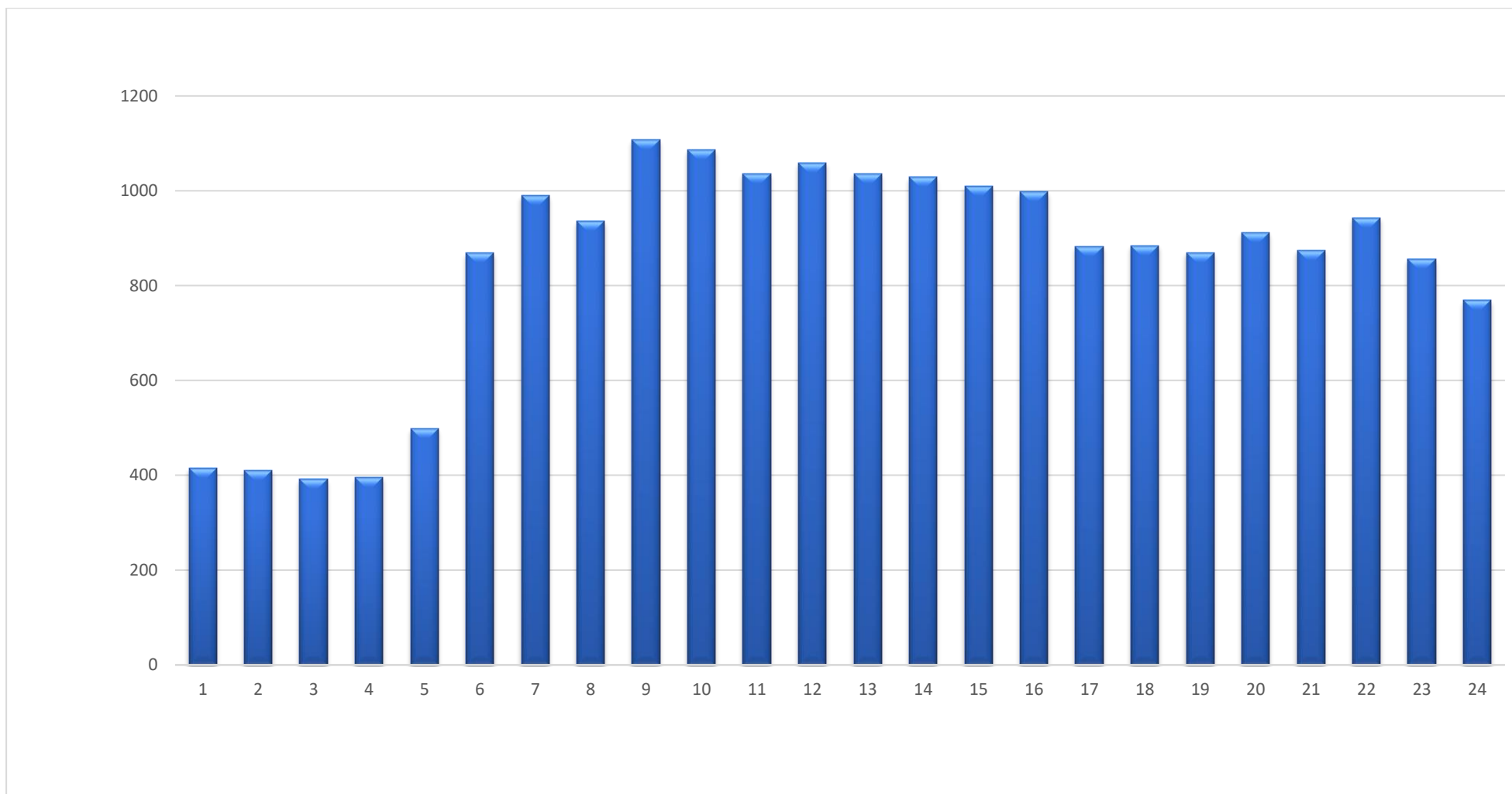


Рис.3.2. Добові графіки водоспоживання міста і подачі води насосними станціями

Для зменшення об'єму водонапірної башти графік роботи насосів , що живлять водопровідну мережу, приймаємо тріступінчастим (рис.3.1) Подачу води насосами першого підйому (НС- I) і тривалість роботи кожної ступені на насосній станції другого підйому (НС- I I) і тривалість роботи кожної ступені на насосній станції другого підйому (НС- I I) Призначаємо так :

Таблиця 3.7

Визначення подачі насосів на насосних станціях

	Тривалість роботи насосів , год.	Витрата , м3/год	Подача , м3/год
1 ступінь	5	422,432	2112,16
2 ступінь	19	955,30	18151,10
НС-1	24	844,29	20263,06

3.3.Трасування водопровідної мережі

На плани міста намічаємо місця підведення водоводів від НС-2 , виконуємо трасування магістральної водопровідної мережі.

Діаметри розподільних ліній призначаємо конструктивно – 100мм.

Намічаємо і нумеруємо вузли магістральної мережі у точках пересікання магістралей , місцях підключення крупних споживачів (підприємств), і водоводів до магістральної мережі та записуємо довжину ділянок мережі між вузлами.

Водоводи від НС-2 до магістральної водопровідної мережі проектуємо у дві паралельні нитки , що підключені до вузла 1. (рис.3.3).

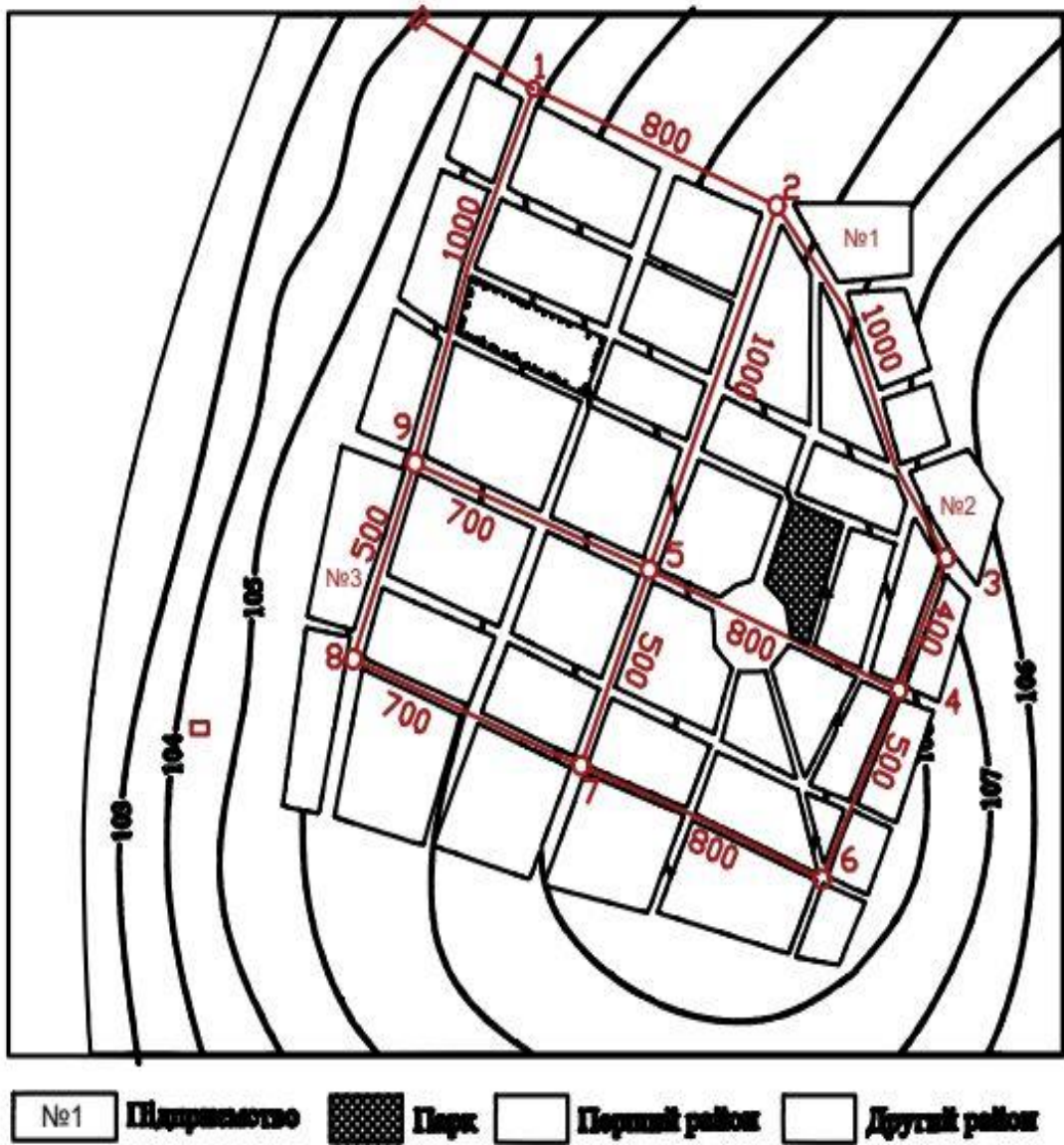


Рис.3.3. Траса магістральної водопровідної мережі і водоводів

3.4. Визначення місткості регулюючих споруд

Регулюючий об'єм водонапірної башти визначаємо шляхом суміщення графіків водоспоживання і водоподачі насосами 2-го підйому (табл.3.8).

Таблиця 3.8

Визначання регулюючого об'єму бака водонапірної башти

Години доби	Q _{міста} , м ³ /год	Q _{н.с.п.} , м ³ /год	q у бак, м ³ /год	q із баку, м ³ /год	W у баку, м ³
1	2	3	4	5	6
0-1	414,75	422,432	7,682	0	7,682
1-2	411,07	422,432	11,362	0	19,044
2-3	392,095	422,432	30,337	0	49,381
3-4	395,89	422,432	26,542	0	75,923
4-5	498,355	422,432	0	75,923	0
5-6	868,23	955,3	87,07	0	87,07
6-7	989,67	955,3	0	34,37	52,7
7-8	935,93	955,3	19,37	0	72,07
8-9	1107,55	955,3	0	152,25	-80,18
9-10	1085,895	955,3	0	130,595	-210,775
10-11	1036,56	955,3	0	81,26	-292,035
11-12	1059,33	955,3	0	104,03	-396,065
12-13	1036,56	955,3	0	81,26	-477,325

13-14	1028,97	955,3	0	104,03	-550,995
14-15	1009,995	955,3	0	81,26	-605,69
15-16	998,61	955,3	0	73,67	-649
16-17	883,255	955,3	72,045	54,695	-576,955
17-18	884,835	955,3	70,465	43,31	-506,49
18-19	869,655	955,3	85,645	0	-420,845
19-20	912,55	955,3	42,75	0	-378,095
20-21	874,6	955,3	80,7	0	-297,395
21-22	943,52	955,3	11,78	0	-285,615
22-23	856,235	955,3	99,065	0	-186,55
23-24	768,95	955,3	186,35	0	-0,2
Всього	20263,06	20263,06	831,163	831,363	

Регулюючий об'єм бака башти = арифметичній сумі найбільшого додатного (87,07) і від'ємного (-649) значень залишку води в баку. Отже $W_{\text{рег.б}} = 736,07 - 73,607 = 662,463 \text{ м}^3$

Для подальших обчислень отриманий регулюючий об'єм водонапірної башти зменшуємо на 10% (тобто на $73,607 \text{ м}^3$), оскільки розраховуємо водонапірну мережу з контррезервуаром . Отже $W_{\text{рег.б}} = 662,463 \text{ м}^3$.

Протипожежний запас води в башті , визначаємо з розрахунку на 10-хвилинну тривалість гасіння однієї зовнішньої і однією внутрішньої пожежі при одночасних найбільших витрат на інші цілі :

$$W_{\text{пож.б}} = 0,6(q_{\text{н.з}} + q_{\text{н.б}} + q_{\text{б.макс}}), \text{ м}.$$

$$W_{\text{пож.б}} = 0,6(25 + 5 + 152,25) / 3,6 = 43,375$$

Де $q_{n.3}$ і $q_{n.b}$ – розрахункові витрати води відповідно на гасіння однієї зовнішньої ($q_{n.3} = 25$ л/с із додатка 6 методичних вказівок) і однієї внутрішньої ($q_{n.b} = 5$ л/с) пожеж.

$q_{b.max} = 152,25$ витрата води з бака башти в годину максимального водоспоживання, л/с.

$$W_{\text{пож.б}} = 43,375 \text{ м}^3.$$

Повний об'єм бака водонапірної башти обчислюємо за формулою:

$$W_{\text{б}} = W_{\text{рег.б}} + W_{\text{пож.б}} = 662,463 + 43,375 = 705,838 \text{ м}^3$$

За додатком 7 методичних вказівок обираємо водонапірну башту з об'ємом бака

$$W_{\text{б}} = 800 \text{ м}^3. \text{ Отже, діаметр бака становитиме } D_{\text{б}} + \sqrt[3]{\frac{800}{0,785}} = 10,06 \text{ м. а}$$

протипожежного :

$$h_{\text{пож.б}} = \frac{1,27 \cdot 43,375}{10,06^2} = 5,47 \text{ м.}$$

Регулюючий об'єм РЧВ визначаємо шляхом суміщення графіків подачі насосами 1-го і 2-го підйомів (табл.3.9)

Таблиця 3.9

Визначення регулюючого об'єму РЧВ

Години доби	Qнс-1, м ³ /год	Qнс-2, м ³ /год	q до РЧВ, м ³ /год	q із РЧВ, м ³ /год	W у РЧВ, м ³
1	2	3	4	5	6
0-1	844,29	414,75	429,54	0	429,54
1-2	844,29	411,07	433,22	0	862,76
2-3	844,29	392,095	452,195	0	1314,955
3-4	844,29	395,89	448,4	0	1763,355
4-5	844,29	498,355	345,935	0	2109,29

5-6	844,29	868,23	0	23,94	2085,35
6-7	844,29	989,67	0	145,38	1939,97
7-8	844,29	935,93	0	91,64	1848,33
8-9	844,29	1107,55	0	263,26	1585,07
9-10	844,29	1085,895	0	241,605	1343,465
10-11	844,29	1036,56	0	192,27	1151,195
11-12	844,29	1059,33	0	215,04	936,155
12-13	844,29	1036,56	0	192,27	743,885
13-14	844,29	1028,97	0	184,68	559,205
14-15	844,29	1009,995	0	165,705	393,5
15-16	844,29	998,61	0	154,32	239,18
16-17	844,29	883,255	0	38,965	200,215
17-18	844,29	884,835	0	40,545	159,67
18-19	844,29	869,655	0	25,365	134,305
19-20	844,29	912,55	0	68,26	66,045
20-21	844,29	874,6	0	30,31	35,735
21-22	844,29	943,52	0	99,23	-63,495
22-23	844,29	856,235	0	11,945	-75,44
23-24	844,29	768,95	75,34	0	-0,1
Всього	20262,96	20263,06	2184,63	2184,73	

$$W_{\text{рег.р}} = 2109,29 + 75,44 = 2184,73 \text{ м}^3.$$

Повний об'єм РЧВ:

$$W_{\text{рчв}} = W_{\text{рег.р}} + W_{\text{пож.р}} + W_{\text{в.п.}}$$

Де $W_{в.п.}$ – запас води на власні потреби станцій підготовки води (приймаємо $W_{в.п.} = 0,06 * 20263,06 = 1215,78 \text{ м}^3$);

$W_{пож.р}$ = пожежний запас води:

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

$Q_1 = 844,29 \text{ м}^3/\text{год}$ – подача води НС-1 в РЧВ.

$q_{п}$ – витрати води на гасіння розрахункової кількості пожеж у населеному пункті = 50л/с з додатку 6 методичних вказівок.

3,6 – коефіцієнт переведення л/с в $\text{м}^3/\text{год}$.

$W_{госп} = 1107,55 + 1085,895 + 1036,56 = 3230,005 \text{ м}^3$ – об`єм води , що споживається за три суміжні години найбільшого водоспоживання (графа 19 , табл.3.6)

$$W_{пож.р} = 3 * (3,6 * 50 - 844,29) + 3230 = 1237,135 \text{ м}^3.$$

$$W_{рчв} = 2184,73 + 1237,135 + 1215,78 = 4637,645 \text{ м}^3.$$

За додатком 8 приймаємо два прямокутні РЧВ місткістю 2 по 2500 м^3 кожний і розмірами : довжина – 30 м; ширина – 18 м; глибина води $h_p = 4.84 \text{ м}$.

Глибини об`ємів води :

$$\text{- регулюючого } h_{рег.р} = 2184,73 / 2 * 30 * 18 = 2,02 \text{ м};$$

$$\text{- пожежного } h_{пож.р} = 1237,135 / 2 * 30 * 18 = 1,14 \text{ м}.$$

$$\text{- на власні потреби } h_{в.п} = 1215,78 / 2 * 30 * 18 = 1,12 \text{ м}.$$

Відмітка максимального рівня води в резервуарі :

$$Z_{max.р} = Z_{з.р} + \Delta h_p = 104 + 1 = 105 \text{ м}.$$

Де $Z_{з.р}$ – відмітка поверхні землі в місці знаходження майданчика РЧВ і НС-2, м;

Δh_p – перевищення максимального рівня води над поверхнею землі, м.

Відмітка дна РЧВ :

$$Z_{д,р} = Z_{max,р} - h_p = 105 - 4,84 = 100,16\text{м.}$$

Відмітка мінімального рівня води в РЧВ:

$$Z_{min,р} = Z_{max,р} - h_{рег,р} - h_{в.п.} = 105 - 2 - 1,12 = 101,88\text{ м}$$

3.5.Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води

У безбаштових схемах для правильного підбору насосного обладнання , мережу зазвичай розраховують не менше ніж на 7 режимів , досліджуючу роботу системи у добу мінімального , середнього і максимального водоспоживання. Для зменшення обчислень мережу перевіряють на три розрахункові режими у добу максимального водоспоживання : години максимального і мінімального водовідбору з мережі та гасіння пожежі при максимальному водовідборі. Для виконання гідравлічного розрахунку водоводів та магістральної водопровідної мережі , витрати води на різні потреби споживачів двох (1 і 11) районів житлової забудови , а саме населення ($q_{нас} (1,11)$, трьох підприємств ($q_{підпр} (1 ; 2 ; 3)$) , поливу ($q_{пол} (1 , 11)$) переводять у секунди . Ці витрати виписують з табл, 6 для години максимального водоспоживання , або години мінімального водоспоживання (залежно від потрібних розрахункових режимів роботи) , (див. графу 4 табл.3.8). Всі розрахунки заносять у табл 3.10 та 3.11.

Таблиця 3.10

Визначення розрахункових секундних витрат води

Розмірність	$Q_{нас.1}$	$Q_{нас.11}$	$Q_{підпр.1}$	$Q_{підпр.2}$	$Q_{підпр.3}$	$Q_{пол.1}$	$Q_{пол.2}$	Всього
Година максимального водоспоживання								
$M^3/год$	440,22	197,34	100,2	110,54	259,25	0	0	1107,55

л/с	122,28	54,81	27,8	30,70	72,013	0	0	307,603
Година мінімального водоспоживання								
М ³ /год	140,415	30,36	0	0	221,32	0	0	392,095
л/с	39,004	8,43	0	0	61,47	0	0	108,904

Використовуючи таблицю 3.8 , вибираємо потрібні значення для визначення секундних витрат живлення мережі для трьох розрахункових режимів .
Результати заносимо в таблицю 3.11.

Таблиця 3.11

Визначення секундних витрат живлення мережі

Одиниця	Режим	Водоспоживання	Подача Насосів	Надходження Води із башти	Подача води у башту
М ³ /год	Мах	1107,55	1107,55	0	0
л/с		307,603	307,603	0	0
М ³ /год	Мін	392,095	392,095	0	0
л/с		108,904	108,904	0	0
М ³ /год	Мах + пож	1287,37	1287,37	0	0
л/с		307,603+50=357,603	357,603	0	0

3.6. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів

За планом міста обчислюємо фактичну та розрахункову довжину ділянок магістральних ліній мережі , обмежених вузлами , та окремо для кожного з

районів міста визначаємо фактичну і розрахункову (L_1 і L_2) довжину магістральної водопровідної мережі як суму розрахункових довжин ділянок у даному районі (табл.3.12).

Для кожного з районів визначаємо питому витрату води (див.табл.3.10):

- При максимальному водоспоживанні

$$q_{\text{пит.1}} = \frac{q_{\text{нас.1}} + q_{\text{пол.1}}}{L_1} = \frac{122,28 + 0}{4250} = 0,028 \frac{\text{л}}{\text{с}} * \text{м};$$

$$q_{\text{пит.2}} = \frac{q_{\text{нас.2}} + q_{\text{пол.2}}}{L_2} = \frac{54,81 + 0}{4050} = 0,013 \frac{\text{л}}{\text{с}} * \text{м};$$

- При мінімальному водоспоживанні :

$$q_{\text{пит.1}} = \frac{39,004 + 0}{4250} = 0,009 \frac{\text{л}}{\text{с}} * \text{м};$$

$$q_{\text{пит.2}} = \frac{8,43 + 0}{4050} = 0,002 \frac{\text{л}}{\text{с}} * \text{м};$$

Визначаємо дорожні витрати q_d на всіх розрахункових ділянках (окремо для кожного району), як добуток питомої витрати води $q_{\text{пит}}$ при певному режимі і розрахункової довжини ділянки (табл.3.12).

Таблиця 3.12

Визначення дорожніх витрат води

Ділянка	Фактична довжина , м	Розрахункова довжина , м	$q_{d,\text{max}}$, л/с	$q_{d,\text{транз}}$, л/с
Район 1				
2-3	1000	1000	28.77	9.177
3-4	400	400	11.508	3.670
4-5	800	800	23.016	7.341

4-6	500	500	14.385	4.588
6-7	800	800	23.016	7.341
5-2	1000	500	14.385	4.588
7-5	500	250	7.1925	2.294
Разом	5000	L₁ = 4250	122.2725	39
Район 2				
1-2	800	400	5.412	0.8324
2-5	1000	500	6.765	1.040
5-7	500	250	3.382	0.520
7-8	700	700	9.471	1.456
8-9	500	500	6.765	1.040
9-5	700	700	9.471	1.456
9-1	1000	1000	13.53	2.081
Разом	5200	L₂ = 4050	54,796	8,425
Всього	10200	8300	177685	47,425

В таблиці 3.13 для кожного розрахункового режиму визначаємо вузлові витрати $Q_{\text{вузл}}$,

Що обчислюються як половина суми всіх дорожніх витрат , що прилягають до даного вузла , л/с:

$$Q_{\text{вузл}} = \frac{\sum q_{\partial}}{2}.$$

Повну дорожню витрату лінії , яка проходить на межі двох районів , обчислюємо як суму дорожніх витрат , отриманих для цієї лінії у кожному з районів.

У зосереджені витрати $q_{\text{зос}}$ записуємо (з табл. 3.10) витрати підприємств $q_{\text{підпр}}$, що приєднані до вузлів 2 і 3 , 8. Для режиму пожежогасіння призначаємо розрахункові витрати води для гасіння пожеж $q_{\text{пож}}$ у вузлах 4 і 6 .

Таблиця 3.13

Визначення вузлових відборів

№ вузла	max			Max+пож		min		
	Q _{вузл,л/с}	Q _{зос,л/с}	Q _{вузл,л/с}	Q _{пож,л/с}	Q _{вузл,л/с}	Q _{вузл,л/с}	Q _{зос,л/с}	Q _{вузл,л/с}
1	9,471		9,471		9,471	1,45		1,45
2	27,666	27,8	55,466		55,466	7,818	0	7,818
3	20,139	30,72	50,859		50,859	6,423	0	6,423
4	24,4545		24,454 5	25	49,454 5	7,799		7,799
5	32,105		32,105		32,105	8,619		8,619
6	18,7		18,7	25	43,7	5,964		5,964
7	21,53		21,53		21,53	5,805		5,805
8	8,118		8,118		8,118	1,248		1,248
9	14,883		86,896		86,896	2,288		63,758
Разо м	177,06	130,53	307,59	50	357,59	47,417	61,47	108,884

3.7. Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі

Для кожного із розрахункових режимів складаємо окрему розрахункову схему мережі (рис.3.5) з нанесенням : номерів вузлів і вузлових відборів , витрат водоводів від НС-2 до мережі , номерів кілець . Намічаємо напрямки потоків води магістральною мережею і обчислюємо розрахункові витрати на окремих лініях.

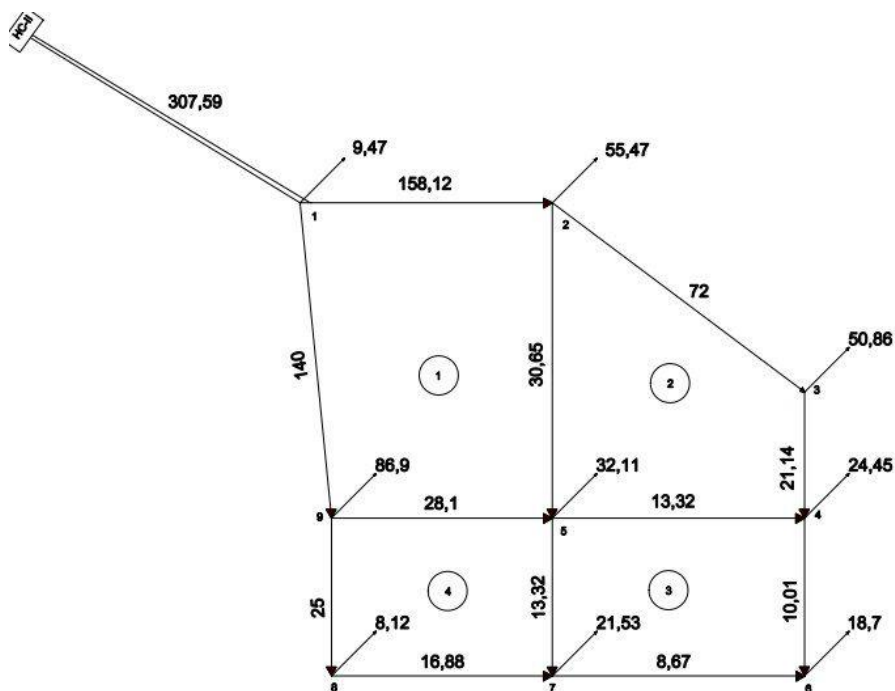


Рис.3.4. Попередній розподіл витрат води для режиму макс.водоспоживання :

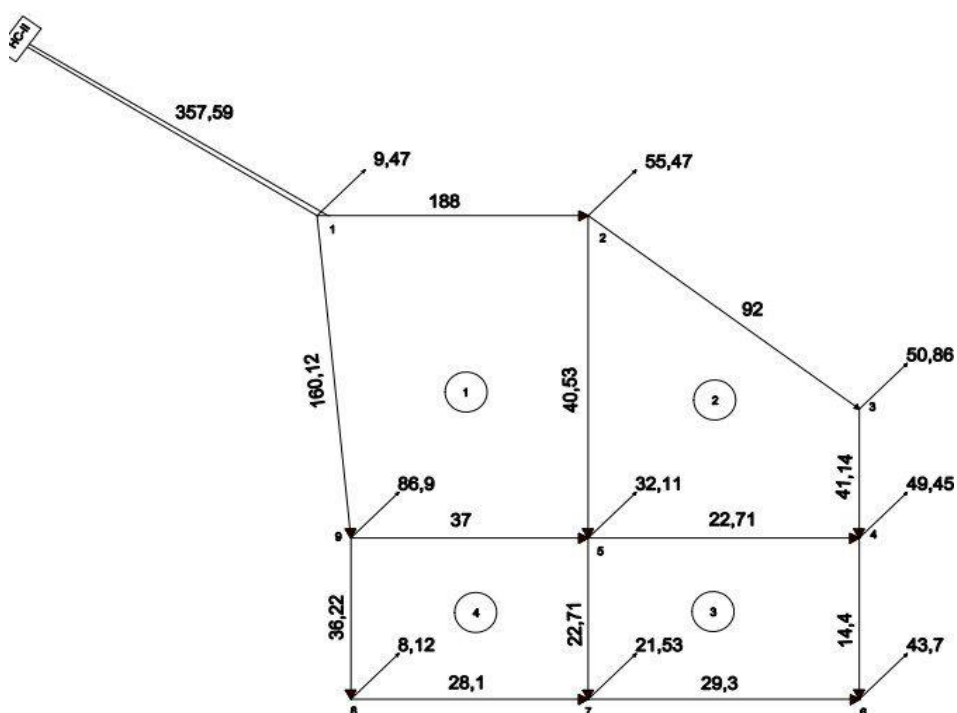


Рис.3.5. Попередній розподіл витрат води для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання :

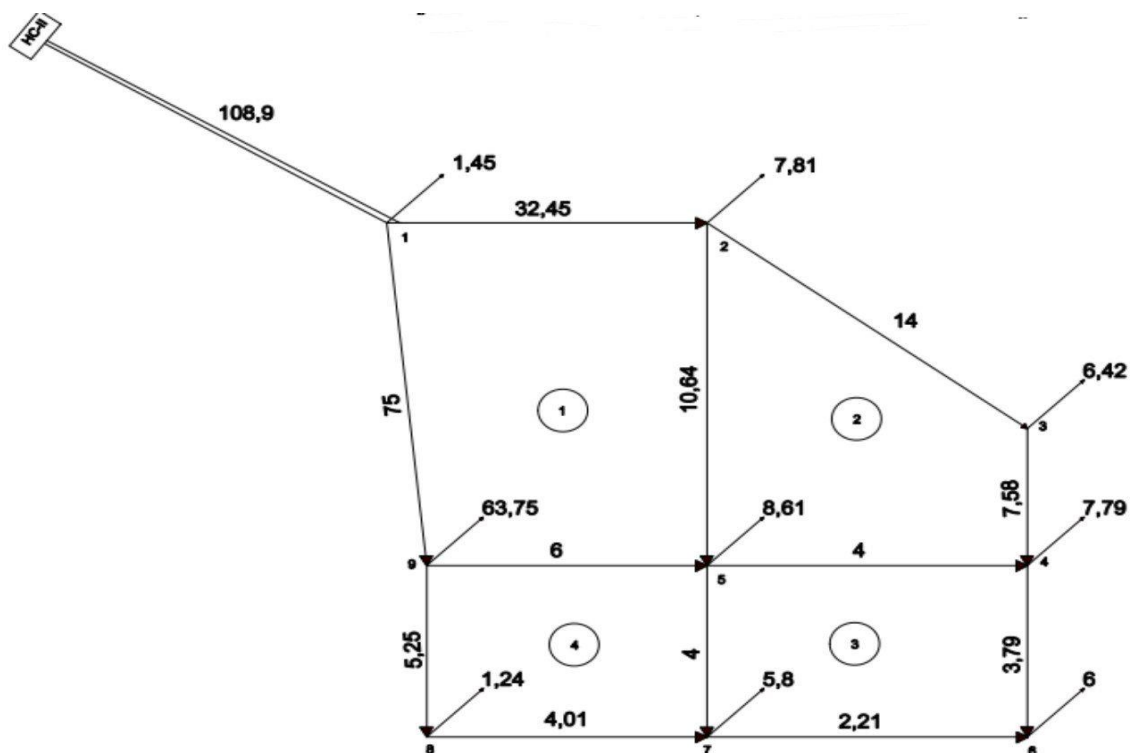


Рис.3.6. Попередній розподіл витрат води для режиму мінімального водоспоживання

3.8. Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі

Для водопровідної мережі міста призначаємо чавунні труби .

По більшій із визначених за попереднім розподілом витрат на ділянках мережі при режимах максимального та мінімального водоспоживання намічаємо економічно вигідні діаметри головних магістральних ліній , користуючись таблицями для гідравлічного розрахунку (2) . Перевіряємо можливість пропуску витрати води по них в режимі пожежогасіння. Назначаємо діаметри перемичок на сортамент менше діаметра магістралей, що до них примикають. Результати записуємо в табл. 3.14-3.16.

3.9.Визначення втрат напору в трубах та ув'язках кілець

Гідрравлічний розрахунок водопроводу виконуємо для всіх розрахункових режимів (табл.3.14-3.16). Втрати напору на ділянках водопровідної мережі визначаємо за формулою

$$h = S \cdot q^2 = A \cdot K_1 \cdot l \cdot q^2, \text{ м.}$$

Де q – витрата води на ділянці , л/с;

S – опір ділянки , що дорівнює : $S_i = A \cdot K_1 \cdot l$, (с/л)² м.

Де A – питомий гідрравлічний опір трубопроводу , (с/л)² (додаток 9 методичних вказівок);

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

l -довжина ділянки трубопроводу, м.

Так , як питомий гідрравлічний опір трубопроводу A і опір ділянки S в табл. 3.14-3.16 наведено для q в м³/с , а значення ділянок мережі q дано в л/с , то при обчисленнях опір ділянки S потрібно ділити на 1000000.

Поправочну витрату кільця Δq_k визначаємо за формулою:

$$\Delta q_k = \frac{\Delta h!}{2 \cdot \Sigma(Sq)} = \frac{\Delta h!}{2 \cdot \Sigma(\frac{h}{q})} \text{ л/с}$$

Де Δh - нев'язка кільця, м.

Якщо знаки нев'язки кільця Δh і втрат напору на ділянці h однакові , то поправочну витрату Δq_k віднімаємо від витрат води q на даній ділянці , в іншому випадку додаємо.

Враховуємо поправочну витрату на лініях суміжних кілець (Δq суміжного кільця).

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

- на випадок господарських режимів роботи мережі $\Delta h \leq 0,5\text{м}$.

- на випадок режиму пожежогасіння $\Delta h \leq 1,0\text{м}$

По контуру мережі допустима нев'язка становить :

- На випадок господарських режимів роботи мережі $\Delta h \leq 1,0\text{м}$

- На випадок режиму пожежогасіння $\Delta h \leq 1,5\text{м}$

Таблиця 3.14. Гідравлічний розрахунок мережі для максимального водоспоживання

№ кільця	№ ділянки	l, м	d, мм	попередній потікорозподіл							перше наближення							
				q, л/с	V, м/с	A (для q в м³/с)	K ₁	S (для q в м³/с)	h, м	h/q	Δq, л/с	q, л/с	V, м/с	K ₁	S (для q в м³/с)	h, м	h/q	
1	1-9	1000	400	160	1,27	0,2189	1	0,219	-1	-5,60	-4,08		-4,08	155,92	1,24	-5,32	0,03	
	1-2	800	500	188,00	0,96	0,06778	1,035	0,070	1	1,98	4,08		4,08	192,08	0,98	2,07	0,01	
	2-5	1000	250	40,53	0,83	2,528	1,056	2,670	1	4,39	4,08	-3,35	0,73	41,26	0,84	4,53	0,11	
	5-9	700	250	37,00	0,75	2,528	1,07	2,705	-1	-2,59	-4,08	2,09	-1,99	35,01	0,71	-2,35	0,07	
										□h кільця =- 1,83	0,22							□h кільця =- 1,07
									□q кільця =4,08								□q кільця = 2.42	
2	2-3	1000	350	92	0,96	0,4365	1,035	0,452	1	3,82	3,35		3,35	95,35	0,99	4,09	0,04	
	3-4	400	250	41,14	0,84	2,528	1,054	2,665	1	1,80	3,35		3,35	44,49	0,91	2,08	0,05	
	4-5	800	200	22,71	0,72	8,092	1,079	8,731	-1	-3,60	-3,35	0,23	-3,12	19,59	0,62	-2,76	0,14	
	2-5	1000	250	40,53	0,83	2,528	1,056	2,670	-1	-4,39	-3,35	4,08	0,73	41,26	0,84	-4,53	0,11	
										□h кільця = -2.36	0.35							□h кільця =- 1,11
									□q кільця =3,35								□q кільця = 1.63	
3	4-5	□h кільця = 2,36	-	22,71	0,72	8,092	1,079	8,731	1	3,60	0,23	-3,35	-3,12	19,59	0,62	2,76	0,14	
	4-6	500	150	14,40	0,82	37,11	1,058	39,262	1	4,07	0,23		0,23	14,63	0,83	4,19	0,29	
	6-7	800	200	29,30	0,93	8,092	1,037	8,391	-1	-5,76	-0,23		-0,23	29,07	0,93	-5,68	0,20	
	5-7	500	200	22,71	0,72	8,092	1,079	8,731	-1	-2,25	-0,23	2,09	1,86	24,57	0,78	-2,60	0,11	
										□h кільця = -0.34	0.74							□h кільця =- 1,33
									□q кільця = 0,23								□q кільця = 0.91	
4	5-7	500	200	22,71	0,72	8,092	1,079	8,731	1	2,25	2,09	-0,23	1,86	24,57	0,78	2,60	0,11	
	7-8	700	200	28,10	0,89	8,092	1,042	8,432	-1	-4,66	-2,09		-2,09	26,01	0,83	-4,05	0,16	

5-9	700	250	37,00	0,75	2,528	1,07	2,705	1	2,59	2,09	-4,08	-1,99	35,01	0,71	2,35	0,07				
8-9	500	250	36,32	0,74	2,528	1,073	2,713	-1	-1,79	-2,09		-2,09	34,23	0,70	-1,61	0,05				
								$\Delta h = -1,61$									$\Delta h = -0,71$	$\Sigma h/q = 0,38$		
								$\Sigma h/q = 0,38$												$\square q_{\text{кільця}} = 0,95$
								$\Delta q_{\text{кільця}} = 2,09$												$\square q_{\text{кільця}} = 0,95$
контур								$\Delta h = -6,13$				контур								$\Delta h = -4,22$

Продовження 3.14 таблиці

№	друге наближення							третє наближення							четверте наближення								
	Δq , л/с	q , л/с	V , м/с	K_1	S	h , м	h/q	Δq , л/с	q , л/с	V , м/с	K_1	S	h , м	h/q	Δq , л/с	q , л/с	V , м/с	K_1	S	h , м			
1-9	-1,82	66,45	0,53	1,142	249,98	-1,10	0,02	-2,03	64,41	0,51	1,146	250,86	-1,04	0,02	-0,69	63,73	0,51	1,15	251,74	-5,02			
1-2	1,82	41,00	0,21	1,410	76,46	0,13	0,00	2,03	43,04	0,22	1,394	75,59	0,14	0,00	0,69	43,72	0,22	1,37	74,72	2,16			
2-5	-1,23	14,31	0,29	1,290	3261,12	0,67	0,05	0,89	15,20	0,31	1,280	3235,84	0,75	0,05	-0,20	15,00	0,31	1,28	3235,84	4,73			
5-9	1,58	2,33	0,05	1,410	2495,14	0,01	0,01	1,88	4,22	0,09	1,410	2495,14	0,04	0,01	0,40	4,62	0,09	1,41	2495,14	-2,07			
$\square h_{\text{кільця}} =$						-0,29	0,07	$\square h_{\text{кільця}} =$						-	0,08	$\square h_{\text{кільця}} =$						-0,10	
$\square q_{\text{кільця}} =$						$\square q_{\text{кільця}} =$						$\square q_{\text{кільця}} =$						$\square q_{\text{кільця}} =$					
						2,03								0,11								\square	
2-3	3,05	18,88	0,20	1,410	615,47	0,22	0,01	1,14	20,03	0,21	1,410	615,47	0,25	0,01	0,89	20,91	0,22	1,39	608,48	4,38			
3-4	3,05	12,46	0,25	1,330	1344,90	0,21	0,02	1,14	13,61	0,28	1,310	1324,67	0,25	0,02	0,89	14,49	0,30	1,29	1304,45	2,40			
4-5	-2,90	-1,81	-0,06	1,410	9127,78	0,03	0,02	0,95	2,76	0,09	1,410	9127,78	0,07	0,03	0,72	3,48	0,11	1,41	9127,78	-2,32			
2-5	-1,23	14,31	0,29	1,290	3261,12	-0,67	0,05	0,89	15,20	0,31	1,280	3235,84	-0,75	0,05	-0,20	15,00	0,31	1,28	3235,84	-4,73			

		<input type="checkbox"/> h кильця =				-0,21		0,09		<input type="checkbox"/> h кильця =				-		0,10		<input type="checkbox"/> h кильця =				-0,08	
		<input type="checkbox"/> q кильця =								<input type="checkbox"/> q кильця =								<input type="checkbox"/> q кильця =					
						1,14																	
4-																			1,41	9127			
5	-2,90	-1,81	-0,06	1,410	9127,78	-0,03	0,02	0,95	2,76	0,09	1,410	9127,78	-0,07	0,03	0,72	3,48	0,11	0	,78	2,32			
4-					26162,5							26162,5							1,41	2616			
6	0,14	2,86	0,16	1,410	5	0,21	0,07	0,19	3,05	0,17	1,410	5	0,24	0,08	0,17	3,22	0,18	0	2,55	5,15			
6-																			1,41	9127			
7	-0,14	3,14	0,10	1,410	9127,78	-0,09	0,03	-0,19	2,95	0,09	1,410	9127,78	-0,08	0,03	-0,17	2,78	0,09	0	,78	-5,07			
5																			1,41	5704			
7	0,10	5,15	0,16	1,410	5704,86	-0,15	0,03	-0,05	5,11	0,16	1,410	5704,86	-0,15	0,03	0,12	5,22	0,17	0	,86	-2,66			
		<input type="checkbox"/> h кильця =				-0,06		0,15		<input type="checkbox"/> h кильця =				-		0,16		<input type="checkbox"/> h кильця =				-0,07	
		<input type="checkbox"/> q кильця =								<input type="checkbox"/> q кильця =								<input type="checkbox"/> q кильця =					
						0,19																	
5																			1,41	5704			
7	0,10	5,15	0,16	1,410	5704,86	0,15	0,03	-0,05	5,11	0,16	1,410	5704,86	0,15	0,03	0,12	5,22	0,17	0	,86	2,66			
7-																			1,41	7986			
8	-0,24	3,79	0,12	1,410	7986,80	-0,11	0,03	-0,15	3,64	0,12	1,410	7986,80	-0,11	0,03	-0,28	3,36	0,11	0	,80	-3,47			
5																			1,41	2495			
9	1,58	2,33	0,05	1,410	2495,14	-0,01	0,01	1,88	4,22	0,09	1,410	2495,14	-0,04	0,01	0,40	4,62	0,09	0	,14	2,07			
8-																			1,41	1782			
9	-0,24	5,03	0,10	1,410	1782,24	-0,05	0,01	-0,15	4,88	0,10	1,410	1782,24	-0,04	0,01	-0,28	4,60	0,09	0	,24	-1,44			
		<input type="checkbox"/> h кильця =				-0,02		0,07		<input type="checkbox"/> h кильця =				-0,04		0,08		<input type="checkbox"/> h кильця =				-0,03	
		<input type="checkbox"/> q кильця =								<input type="checkbox"/> q кильця =								<input type="checkbox"/> q кильця =					
		<input type="checkbox"/> h контура =				$\Delta q_k = 0,15$				<input type="checkbox"/> h контура =				$\Delta q_k = 0,28$				<input type="checkbox"/> h контура =				0,17	
		контур				$\Delta h = -0,58$				контур				$\Delta h = -0,39$				контур				-0,27	

Таблиця 3.15. Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання + пожежі

№ кільця	№ ділянки	L, м	d, мм	попередній потікорозподіл							перше наближення						
				q, л/с	V, м/с	A (для q в м³/с)	K ₁	S (для q в м³/с)	h, м	h/q	Δq, л/с	q, л/с	V, м/с	K ₁	S (для q в м³/с)	h, м	h/q
1	1-9	1000	400	160,12	1,27	0,2189	1	0,219	-5,61	0,04	-4,10	156,02	1,24	1,000	218,90	-5,33	0,03
	1-2	800	500	188	0,96	0,06778	1,035	0,070	1,98	0,01	4,10	192,10	0,98	1,033	56,01	2,07	0,01
	2-5	1000	250	40,53	0,83	2,528	1,056	2,670	4,39	0,11	4,10	41,28	0,84	1,052	2659,46	4,53	0,11
	5-9	700	250	37	0,75	2,528	1,07	2,705	-2,59	0,07	-4,10	34,98	0,71	1,082	1914,71	-2,34	0,07
										-1,84	0,22	<input type="checkbox"/> h кільця =					-1,07
									4,10		<input type="checkbox"/> q кільця =					2,42	
											<input type="checkbox"/> h кільця =						
											<input type="checkbox"/> q кільця =						
2	2-3	1000	350	92	0,96	0,4365	1,035	0,452	3,82	0,04	3,35	95,35	0,99	1,031	450,03	4,09	0,04
	3-4	400	250	41,14	0,84	2,528	1,054	2,665	1,80	0,04	3,35	44,49	0,91	1,040	1051,65	2,08	0,05
	4-5	800	200	22,71	0,72	8,092	1,079	8,731	-3,60	0,16	-3,35	19,59	0,62	1,109	7179,22	-2,76	0,14
	2-5	1000	250	40,53	0,83	2,528	1,056	2,670	-4,39	0,11	-3,35	41,28	0,84	1,052	2659,46	-4,53	0,11
										-2,36	0,35	<input type="checkbox"/> h кільця =					-1,11
									3,35		<input type="checkbox"/> q кільця =					1,64	
											<input type="checkbox"/> h кільця =						
											<input type="checkbox"/> q кільця =						
3	4-5	800	200	22,71	0,72	8,092	1,079	8,731	3,60	0,16	0,23	19,59	0,62	1,109	7179,22	2,76	0,14
	4-6	500	150	14,4	0,82	37,11	1,058	39,262	4,07	0,28	0,23	14,63	0,83	1,056	19594,08	4,19	0,29
	6-7	800	200	29,3	0,93	8,092	1,037	8,391	-5,76	0,20	-0,23	29,07	0,93	1,038	6719,60	-5,68	0,20
	5-7	500	200	22,71	0,72	8,092	1,079	8,731	-2,25	0,10	-0,23	24,56	0,78	1,064	4304,94	-2,60	0,11
										-0,34	0,74	<input type="checkbox"/> h кільця =					-1,32
									0,23		<input type="checkbox"/> q кільця =					0,91	
											<input type="checkbox"/> h кільця =						
											<input type="checkbox"/> q кільця =						
4	5-7	500	200	22,71	0,72	8,092	1,079	8,731	2,25	0,10	2,08	24,56	0,78	1,064	4304,94	2,60	0,11
	7-8	700	200	28,1	0,89	8,092	1,042	8,432	-4,66	0,17	-2,08	26,02	0,83	1,056	5981,61	-4,05	0,16
	5-9	700	250	37	0,75	2,528	1,07	2,705	2,59	0,07	2,08	34,98	0,71	1,082	1914,71	2,34	0,07

8-9	500	250	36,22	0,74	2,528	1,076	2,720	-1,78	0,05	-2,08	34,14	0,70	1,088	1375,23	-1,60	0,05				
								$\Delta h = -1,60$	$\Sigma h/q = 0,38$										$\Delta h = -0,71$	$\Sigma h/q = 0,38$
								$\Delta q_{\text{кільця}} = 2,08$										$\square q_{\text{кільця}} = 0,95$		
контур								$\Delta h = -6,14$		контур								$\Delta h = -4,22$		

Продовження табл. 3.15

№	друге наближення							третє наближення							четверте наближення							
	Δq , л/с	q , л/с	V , м/с	K_1	S	h , м	h/q	Δq , л/с	q , л/с	V , м/с	K_1	S	h , м	h/q	Δq , л/с	q , л/с	V , м/с	K_1	S	h , м		
1-9	-2,42	153,6 0	1,22	1,000	218,90	- 5,16	0,03	- 1,18	152,42	1,21	1,000	218,90	- 5,09	0,01	- 0,98	151,44	1,21	1,000	218,90	-5,02		
1-2	2,42	194,5 2	0,99	1,031	55,90	2,12	0,01	1,18	195,70	1,00	1,031	55,90	2,14	0,01	0,98	196,68	1,00	1,030	55,85	2,16		
2-5	0,78	42,06	0,86	1,050	2654,40	4,70	0,11	- 0,01	42,06	0,86	1,050	2654,40	4,69	0,11	0,34	42,39	0,86	1,048	2649,34	4,76		
5-9	-1,47	33,51	0,68	1,091	1930,63	- 2,17	0,06	- 0,46	33,05	0,67	1,094	1935,94	- 2,12	0,06	- 0,60	32,45	0,66	1,097	1941,25	-2,04		
$\square h$ кільця = $\square q$ кільця =						- 0,52	0,22	$\square h$ кільця = $\square q$ кільця =						- 0,36	0,19	$\square h$ кільця = $\square q$ кільця =						-0,14
						1,18								$\square \square \square \square$								$\square \square \square \square$
2-3	1,64	96,99	1,01	1,030	449,60	4,23	0,04	1,19	98,17	1,02	1,027	448,29	4,32	0,04	0,64	98,81	1,03	1,027	448,29	4,38		
3-4	1,64	46,13	0,94	1,036	1047,60	2,23	0,05	1,19	47,31	0,96	1,034	1045,58	2,34	0,05	0,64	47,95	0,98	1,033	1044,57	2,40		
4-5	-0,73	18,86	0,60	1,115	7218,06	- 2,57	0,14	- 0,71	18,15	0,58	1,124	7276,33	- 2,40	0,13	- 0,31	17,84	0,57	1,127	7295,75	-2,32		
2-5	0,78	42,06	0,86	1,050	2654,40	4,70	0,11	- 0,01	42,06	0,86	1,050	2654,40	4,69	0,11	0,34	42,39	0,86	1,048	2649,34	-4,76		
$\square h$ кільця = $\square q$ кільця =						- 0,81	0,34	$\square h$ кільця = $\square q$ кільця =						- 0,43	0,34	$\square h$ кільця = $\square q$ кільця =						-0,31
						1,19								$\square \square \square \square$								$\square \square \square \square$

4-5	-0,73	18,86	0,60	1,115	7218,06	2,57	0,14	-	0,71	18,15	0,58	1,124	7276,33	2,40	0,13	-	0,31	17,84	0,57	1,127	7295,75	2,32					
4-6	0,91	15,54	0,88	1,046	19408,53	4,69	0,30	0,48	16,02	0,91	1,040	19297,20	4,95	0,31	0,33	16,35	0,93	1,038	19260,09	5,15							
6-7	-0,91	28,16	0,90	1,042	6745,49	-	0,19	-	0,48	27,68	0,88	1,044	6758,44	-	0,19	-	0,33	27,35	0,87	1,046	6771,39	-5,07					
5-7	0,04	24,60	0,78	1,064	4304,94	-	0,11	-	0,25	24,85	0,79	1,062	4296,85	-	0,11	-	0,05	24,89	0,79	1,062	4296,85	-2,66					
						-	0,70	0,73	□ h кільця =				-	0,48	0,74							-0,26					
						0,48		□ q кільця =				□ □□□□								□□□□□							
□ h кільця =												□ h кільця =															
□ q кільця =												□ q кільця =															
5-7	0,04	24,60	0,78	1,064	4304,94	2,61	0,11	0,25	24,85	0,79	1,062	4296,85	2,65	0,11	0,05	24,89	0,79	1,062	4296,85	2,66							
7-8	-0,95	25,07	0,80	1,062	6015,59	-	0,15	-	0,72	24,35	0,78	1,066	6038,25	-	0,15	-	0,38	23,97	0,76	1,068	6049,58	-3,48					
5-9	-1,47	33,51	0,68	1,091	1930,63	2,17	0,06	-	0,46	33,05	0,67	1,094	1935,94	2,12	0,06	-	0,60	32,45	0,66	1,097	1941,25	2,04					
8-9	-0,95	33,19	0,68	1,094	1382,82	-	0,05	-	0,72	32,47	0,66	1,097	1386,61	-	0,05	-	0,38	32,09	0,65	1,100	1390,40	-1,43					
□ h кільця =						-	0,53	0,37	□ h кільця =				-	0,27	0,36							-0,20					
						$\Delta q_k = 0,72$						$\Delta q_k = 0,38$								0,28							
контур						$\Delta h = -2,56$				контур				$\Delta h = -1,55$				контур				-0,91					

Таблиця 3.16. Гідравлічний розрахунок мережі для режиму мінімального водоспоживання

№ кільця	№ ділянки	l, м	d, мм	попередній потікорозподіл							перше наближення						
				q, л/с	V, м/с	A (для q в м³/с)	K ₁	S (для q в м³/с)	h, м	h/q	Δq , л/с	q, л/с	V, м/с	K ₁	S (для q в м³/с)	h, м	h/q
1	1-9	1000	400	75	0,60	0,2189	1,118	0,245	-1,38	0,02	-6,73		-6,73	68,27	0,54	-1,16	0,02
	1-2	800	500	32,45	0,17	0,06778	1,41	0,096	0,08	0,00	6,73		6,73	39,18	0,20	0,12	0,00

	2-5	1000	250	10,64	0,22	2,528	1,394	3,524	0,40	0,04	6,73	-1,83	4,90	15,54	0,32	0,78	0,05	
	5-9	700	250	6,00	0,12	2,528	1,41	3,564	-0,09	0,01	-6,73	-0,02	-6,75	-0,75	-0,02	0,00	0,00	
	□h кильця =								-0,99	0,07							-0,26	0,07
	□q кильця =										□h кильця =							
											□q кильця =							
									6,73								1,82	
2	2-3	1000	350	14	0,15	0,4365	1,41	0,615	0,12	0,01	1,83		1,83	15,83	0,16	0,15	0,01	
	3-4	400	250	7,58	0,15	2,528	1,41	3,564	0,08	0,01	1,83		1,83	9,41	0,19	0,13	0,01	
	4-5	800	200	4,00	0,13	8,092	1,41	11,410	-0,15	0,04	-1,83	-1,08	-2,91	1,09	0,03	-0,01	0,01	
	2-5	1000	250	10,64	0,22	2,528	1,394	3,524	-0,40	0,04	-1,83	6,73	4,90	15,54	0,32	-0,78	0,05	
									-0,34	0,09							-0,51	0,08
	□h кильця =										□h кильця =							
	□q кильця =										□q кильця =							
									1,83								3,05	
3	4-5	800	200	4,00	0,13	8,092	1,41	11,410	0,15	0,04	-1,08	-1,83	-2,91	1,09	0,03	0,01	0,01	
	4-6	500	150	3,79	0,21	37,11	1,394	51,731	0,37	0,10	-1,08		-1,08	2,71	0,15	0,19	0,07	
	6-7	800	200	2,21	0,07	8,092	1,41	11,410	-0,04	0,02	1,08		1,08	3,29	0,10	-0,10	0,03	
	5-7	500	200	4,00	0,13	8,092	1,41	11,410	-0,09	0,02	1,08	-0,02	1,05	5,05	0,16	-0,15	0,03	
	□h кильця =								0,38	0,18	□h кильця = □						-0,04	0,14
	□q кильця =								1,08		□□q кильця =						0,14	
4	5-7	500	200	4,00	0,13	8,092	1,41	11,410	0,09	0,02	-0,02	1,08	1,05	5,05	0,16	0,15	0,03	
	7-8	700	200	4,01	0,13	8,092	1,41	11,410	-0,13	0,03	0,02		0,02	4,03	0,13	-0,13	0,03	
	5-9	700	250	6,00	0,12	2,528	1,41	3,564	0,09	0,01	-0,02	-6,73	-6,75	-0,75	-0,02	0,00	0,00	
	8-9	500	250	5,25	0,11	2,528	1,41	3,564	-0,05	0,01	0,02		0,02	5,27	0,11	-0,05	0,01	
									Δh=0	Σ h/q =0,02	□h кильця =						-0,04	0,07
								Δq кильця = -0,94		□q кильця =						0,24		
контур								Δh =		контур						Δh = -0,84		

№	друге наближення							третє наближення						
	$\Delta q, л/с$	$q, л/с$	$V, м/с$	K_1	S	$h, м$	h/q	$\Delta q, л/с$	$q, л/с$	$V, м/с$	K_1	S	$h, м$	
1-9	-1,82	66,45	0,53	1,142	249,98	-1,10	0,02	-2,03	64,41	0,51	1,146	250,86	0,02	
1-2	1,82	41,00	0,21	1,410	76,46	0,13	0,00	2,03	43,04	0,22	1,394	75,59	0,00	
2-5	-1,23	14,31	0,29	1,290	3261,12	0,67	0,05	0,89	15,20	0,31	1,280	3235,84	0,05	
5-9	1,58	2,33	0,05	1,410	2495,14	0,01	0,01	1,88	4,22	0,09	1,410	2495,14	0,01	
<input type="checkbox"/> h кильця =						-0,29	0,07	<input type="checkbox"/> h кильця =						-0,11
<input type="checkbox"/> q кильця =						2,03		<input type="checkbox"/> q кильця =						□□□□□
2-3	3,05	18,88	0,20	1,410	615,47	0,22	0,01	1,14	20,03	0,21	1,410	615,47	0,01	
3-4	3,05	12,46	0,25	1,330	1344,90	0,21	0,02	1,14	13,61	0,28	1,310	1324,67	0,02	
4-5	-2,90	-1,81	-0,06	1,410	9127,78	0,03	0,02	0,95	2,76	0,09	1,410	9127,78	0,03	
2-5	-1,23	14,31	0,29	1,290	3261,12	-0,67	0,05	0,89	15,20	0,31	1,280	3235,84	0,05	
<input type="checkbox"/> h кильця =						-0,21	0,09	<input type="checkbox"/> h кильця =						-0,19
<input type="checkbox"/> q кильця =						1,14		<input type="checkbox"/> q кильця =						□□□□□
4-5	-2,90	-1,81	-0,06	1,410	9127,78	-0,03	0,02	0,95	2,76	0,09	1,410	9127,78	0,03	
4-6	0,14	2,86	0,16	1,410	26162,55	0,21	0,07	0,19	3,05	0,17	1,410	26162,55	0,08	
6-7	-0,14	3,14	0,10	1,410	9127,78	-0,09	0,03	-0,19	2,95	0,09	1,410	9127,78	0,03	
5-7	0,10	5,15	0,16	1,410	5704,86	-0,15	0,03	-0,05	5,11	0,16	1,410	5704,86	0,03	
<input type="checkbox"/> h кильця =						-0,06	0,15	<input type="checkbox"/> h кильця =						-0,05
<input type="checkbox"/> q кильця =						0,19		<input type="checkbox"/> q кильця =						□□□□□□
5-7	0,10	5,15	0,16	1,410	5704,86	0,15	0,03	-0,05	5,11	0,16	1,410	5704,86	0,03	
7-8	-0,24	3,79	0,12	1,410	7986,80	-0,11	0,03	-0,15	3,64	0,12	1,410	7986,80	0,03	
5-9	1,58	2,33	0,05	1,410	2495,14	-0,01	0,01	1,88	4,22	0,09	1,410	2495,14	0,01	
8-9	-0,24	5,03	0,10	1,410	1782,24	-0,05	0,01	-0,15	4,88	0,10	1,410	1782,24	0,01	
<input type="checkbox"/> h кильця =						-0,02	0,07	<input type="checkbox"/> h кильця =						-0,04
<input type="checkbox"/> q кильця =						$\Delta q_k = 0,15$		<input type="checkbox"/> q кильця =						0,28
контур						$\Delta h = -0,58$		контур						-0,39

Гідравлічний розрахунок трубопроводів на відгалуженнях для підключення підприємств , а також водоводів для всіх розрахункових режимів , виконуємо в таблиці 3.17. Передбачаємо прокладання трубопроводів у дві нитки для забезпечення вимог надійності водопостачання.

Таблиця 3.17

Гідравлічний розрахунок підключаючих трубопроводів і водоводів

Ділянка	Довжина на 1 км	Діаметр, мм	Витрата q , л/с	Швидкість, V , м/с	$1000i$, м/км	$H=1000i$ *1, м
2-№1	0.092	150	27.8=13.9	0.77	7.77	0.714
3-№2	0.042	150	30.72=15.36	0.85	9.38	0.393
8-№3	0.13	200	72.013=36.006 5	1.12	10.8	1.404
НС-2-9(max)	1	400	307.59=153.795	1.22	5.20	5.20
НС-2-9(max+пож)	1	400	357.59=178.795	1.41	6.94	6.94
НС-2-9(min)	1	400	108.884=54.442	0.43	0.76	0.76

3.9. Визначення вільних напорів і п'єзометричних відміток у вузлах водопровідної мережі та напору насосів

Вільні напори визначаємо в усіх вузлах магістральної водопровідної мережі на всі розрахункові режими роботи водопроводу. Для цього креслимо розрахункові схеми мережі (рис.6-8), на яких вказуємо значення, отримані при гідравлічному розрахунку.

Потрібний вільний напір визначаємо залежно від кількості поверхів n :

$$H_{\text{тр}} = 4(n-1) + 10 = 4(5-1) + 10 = 26 \text{ - перший район м.}$$

$$H_{\text{тр}} = 4(n-1) + 10 = 4(4-1) + 10 = 22 \text{ - другий район м.}$$

Значення фактичних вільних напорів у вузлах визначаємо за формулою:

$$H_{\text{вд},i} = \Pi_i - Z_{\text{з},i}, \text{ м.}$$

Де Π_i – п'єзометрична відмітка у i -му вузлі водопровідної мережі;

$Z_{\text{з},i}$ – відмітка поверхні землі в той же точці.

На початку розрахунку п'єзометричну відмітку визначаємо у диктуючій точці, як суму відмітки поверхні землі і потрібного вільного напору.

Значення Π_i в інших вузлах мережі визначаємо при послідовному обході всіх вузлових точок за формулою:

$$\Pi_{i+1} = \Pi_i \mp h_i, \text{ м.}$$

В якій величину витрати напору h_i між двома точками мережі беремо із знаком мінус, якщо напрям обходу точок збігається з напрямком руху води на ділянці, а в іншому разі приймаємо знак плюс.

Диктуючою точкою для режиму максимального водоспоживання буде вузол б, а для режимів пожежогасіння і мінімального водоспоживання – вузол б. Для

режиму пожежогасіння вільні напори у всіх вузлах мережі повинні бути не меншими 10м.

На основі виконаного гідравлічного розрахунку мережі та визначених вільних напорів і п'єзометричних відміток складаємо розрахункові схеми для усіх розрахункових режимів (рис.3.7-3.9) та будуємо профіль по зовнішньому контуру водопровідної мережі (рис.3.10).

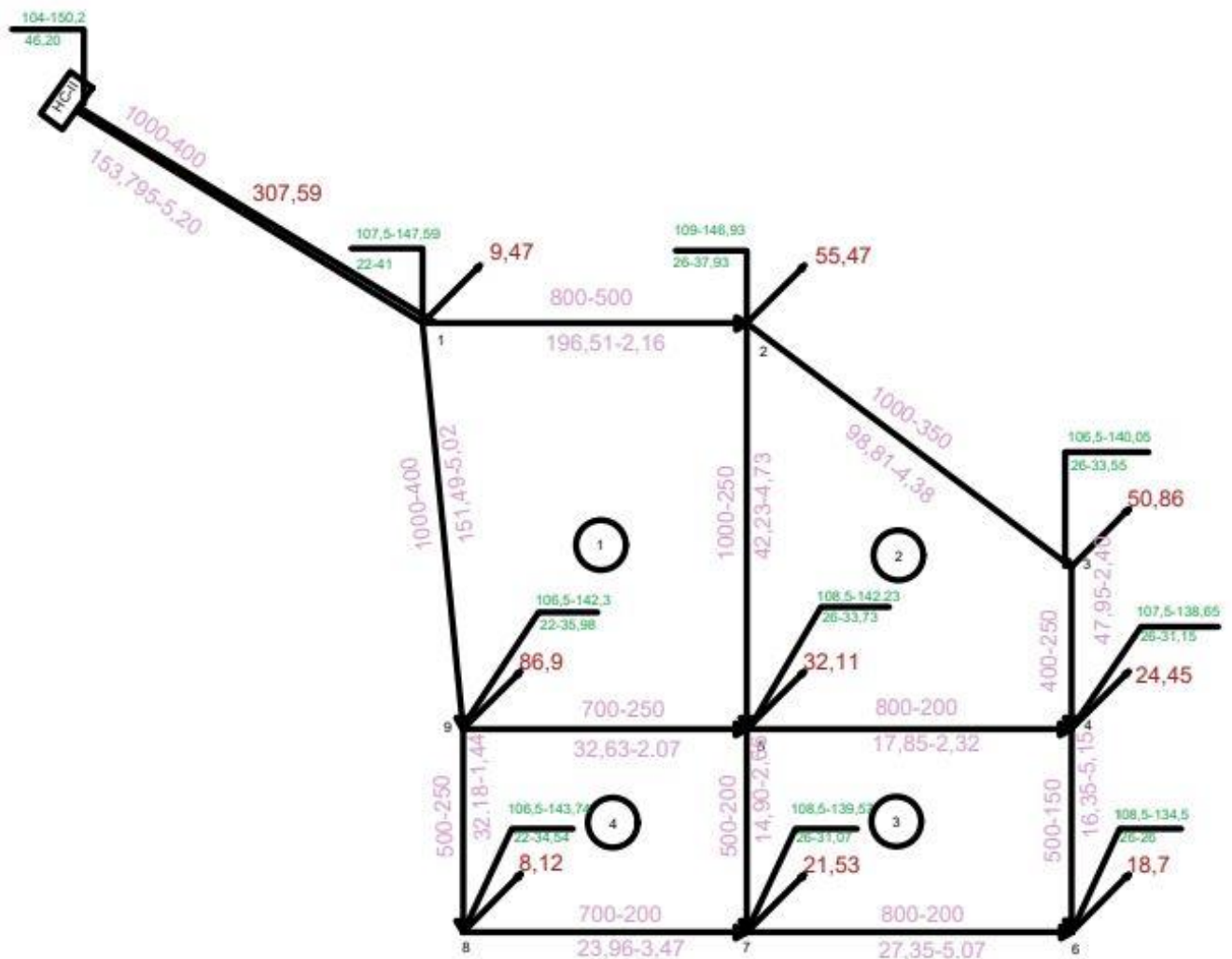


Рис.3.7. Розрахункова схема мережі для режиму максимального водоспоживання

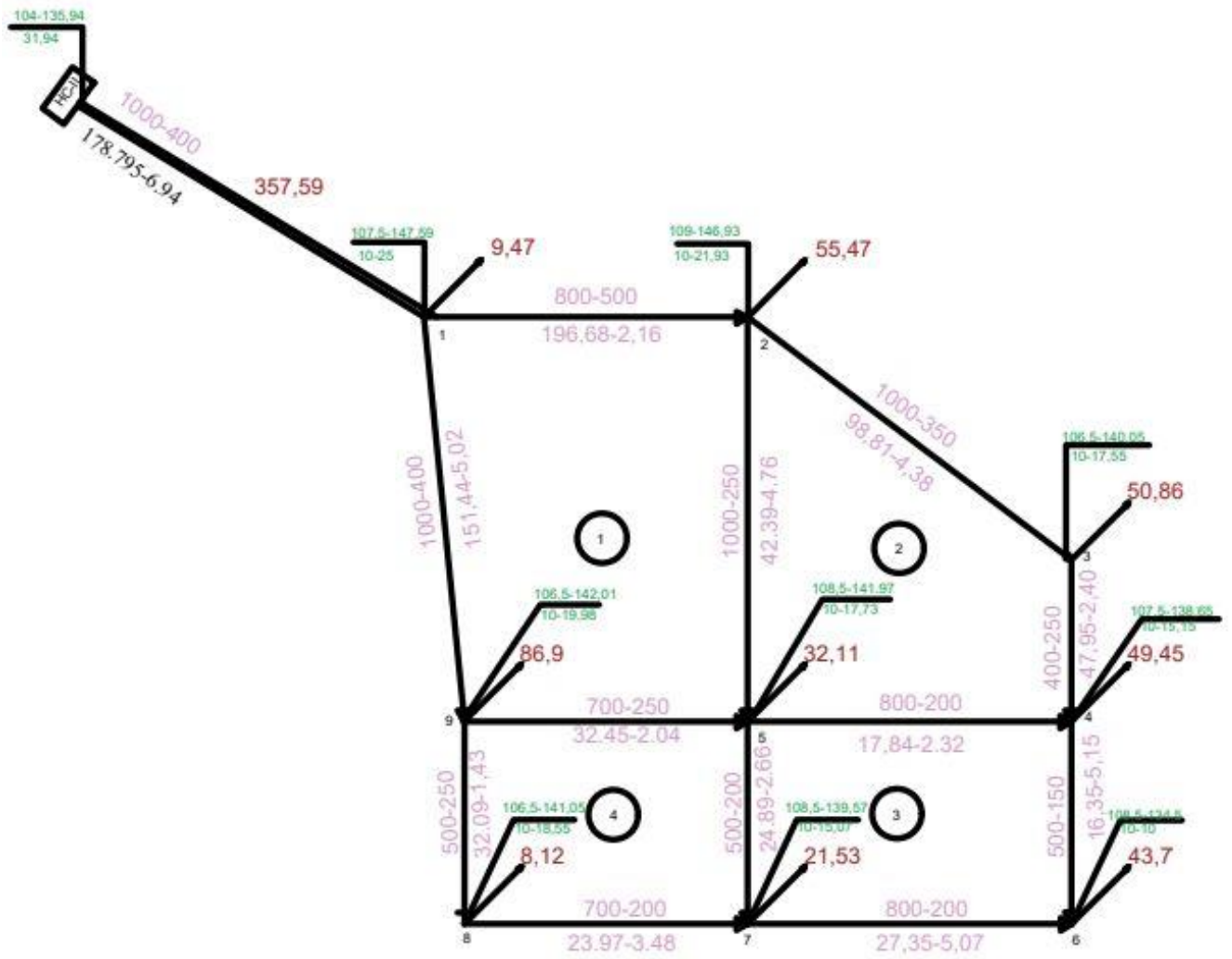


Рис.3.8. Розрахункова схема мережі для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

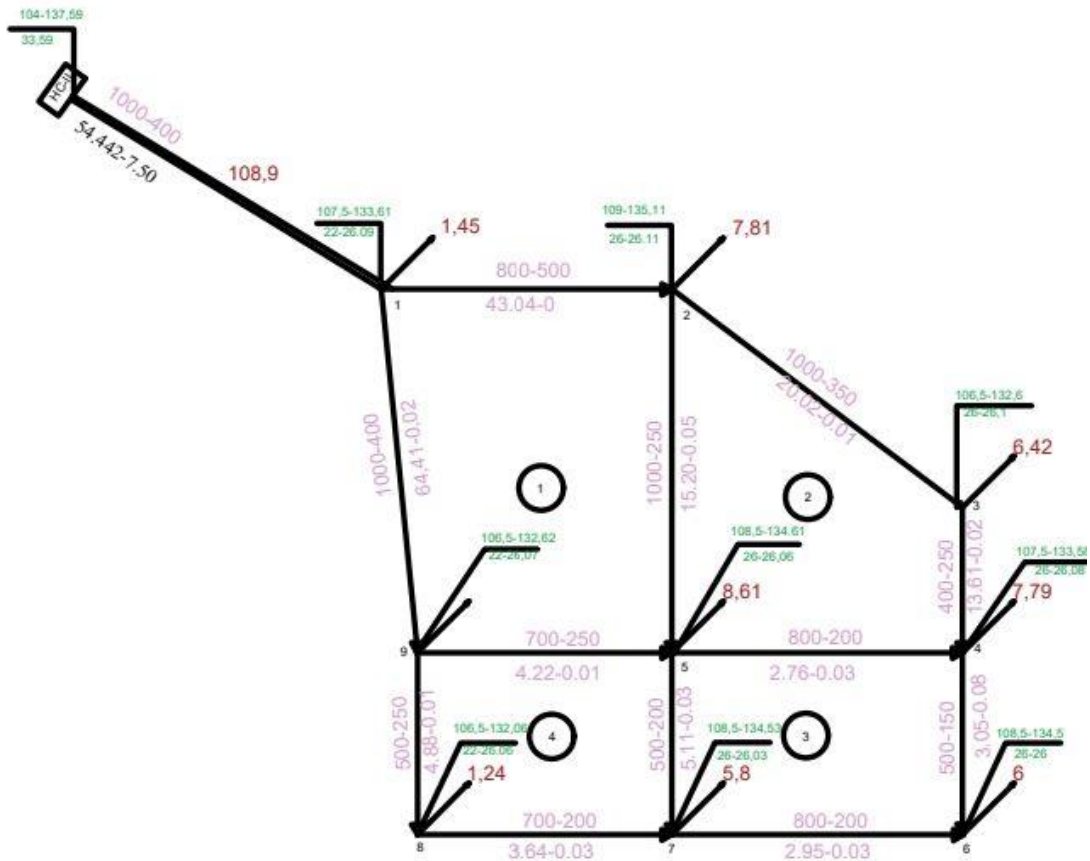
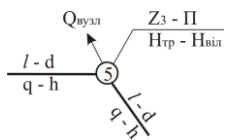
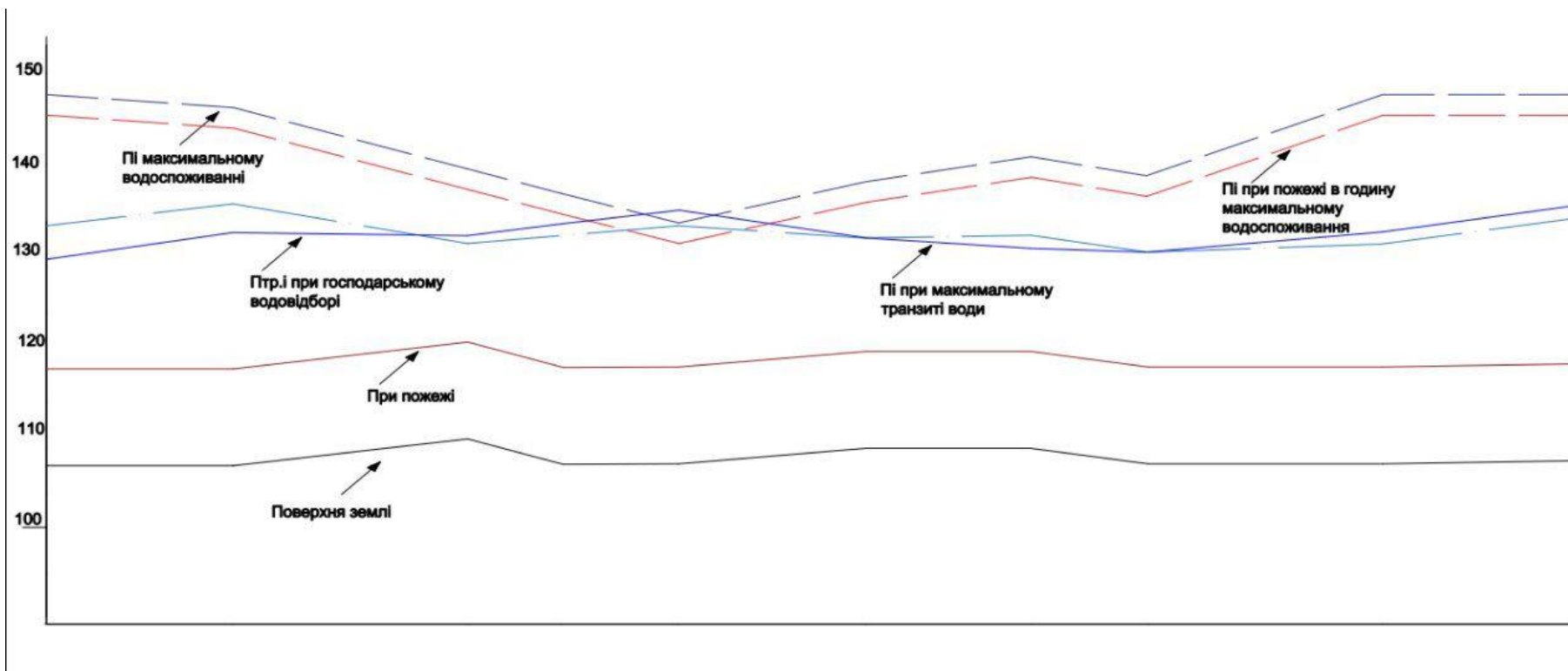


Рис.3.9. Розрахункова схема мережі для режиму мінімального водоспоживання



Ключ позначок для рис 6-8: l - довжина ділянки; d - діаметр, мм; q - витрата води, л/с; h – втрати напору, м; Z_3 – відмітка поверхні землі, м; Π – п'єзометрична відмітка, м; $H_{тр}$ – потрібний вільний напір, м; $H_{ввл}$ – фактичний вільний напір, м; $Q_{вузл}$ – вузловий відбір, л/с.

Профіль по зовнішньому контуру водопровідної мережі(Рис.3.10.)



№ вузла	1	2	3	4	6	7	8	9	1
$l, \text{ м}$	800	1000	400	500	800	700	500	1000	
$Z_{\text{землі}}, \text{ м}$	107,5	109	106,5	107,5	108,5	108,5	106,5	106,5	107,5
$\Pi_{i,\text{max}}, \text{ м}$	147,59	146,93	140,05	138,65	134,5	139,53	143,74	142,3	147,59
$\Pi_{i,\text{пож}}, \text{ м}$	147,5	146,9	140,0	139,6	134,5	139,5	141,0	142,0	147,5
	9	3	5			7	5	1	7
$\Pi_{i,\text{min}}, \text{ м}$	133,6	135,1	132,6	133,5	134,5	134,5	132,0	132,6	133,6
$\Pi_{\text{тр.госп}} = Z_{\text{землі}} +$ $H_{\text{тр.госп}}, \text{ м}$	129,5	131	132,5	133,5	134,5	130,5	128,5	128,5	129,5
$\Pi_{\text{тр.пож}} = Z_{\text{землі}} +$ $H_{\text{тр.пож}}, \text{ м}$	117,5	119	116,5	117,5	118,5	118,5	116,5	116,5	117,5

Рис. 3.10. Профіль по зовнішньому контуру водопровідної мережі

4.ЗАХИСТ ВІД ПІДТОПЛЕННЯ

Консультант /_/

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
							96
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

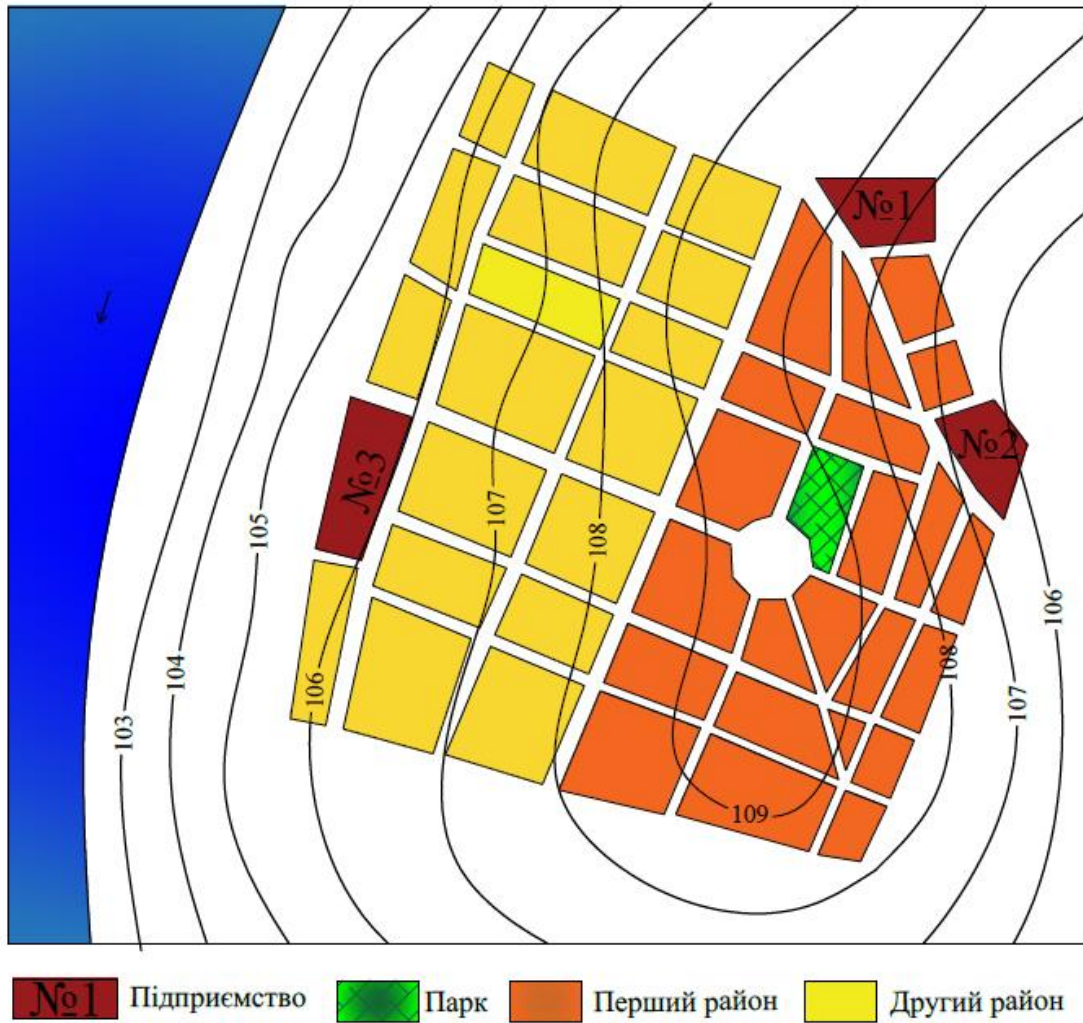


Рис.4.1. Генплан

Тип ґрунтів водоносного шару в районі розташування населеного пункту – пісок крупний.

Діаметр частинок ґрунту , менші за які у водоносному пласті знаходиться 50% за масою $d_{50} - 1$ мм.

Коефіцієнт неоднорідності ґрунту $K_n - 1,9$.

Глибина статичного рівня ґрунтових вод відносно поверхні землі $h_{cm} - 1,2$ м.

Висота залягання ґрунтових вод відносно водоупору $H_{ct} - 20$ м.

4.1. Встановлення характеристик водоносного пласта та визначення розрахункових відміток на його розрізі

- Коефіцієнт фільтрації $K_f = 75\text{м/добу}$;
- Радіус депресійної воронки $R = 400\text{м}$.



-

Рис.4.2. Побудова лінії протифільтраційної завіси на генплані населеного пункту

Враховуючи масштаб, визначаємо загальну протяжність лінії протифільтраційної завіси: $L_{пз} = 2870\text{м}$.

Відмітка розташування статичного рівня ґрунтових вод в породі в найнижчому місці розташування протифільтраційної завіси:

$$Z_{cm} = Z_3 - h_{cm} = 105 - 1,2 = 103,8 \text{ м.}$$

Відмітка розташування водоупору:

$$Z_{by} = Z_{cm} - H_{cm} = 103,8 - 20 = 83,8 \text{ м.}$$

Відмітка розташування динамічного рівня води в свердловині:

$$Z_{\text{дин}} = Z_{\text{стГ}} - S_{\text{дон}} = 103,8 - 6 = 97,8 \text{ м.}$$

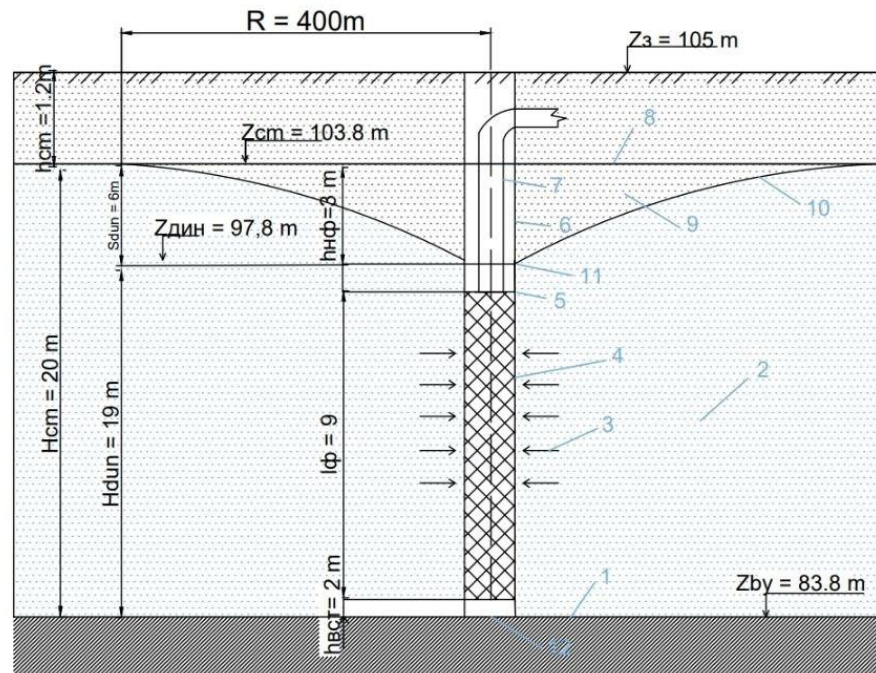


Рис.4.3. Типова свердловина протифільтраційного захисту

Складається з :

1. Водоупору
2. Ґрунтових вод
3. Припливу води до свердловини
4. Фільтру
5. Надфільтрової труби
6. Обсадної колони труб
7. Водопідйомної труби
8. Статичного рівню
9. Депресійної воронки
10. Кривої депресії

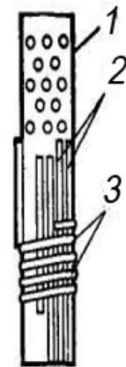
11. Динамічного рівню
12. Відстійника
13. Вибір типу фільтра та його розрахунок

Тип і конструкцію фільтра обираємо , користуючись рис.4.3 і табл. 4.1 методичних вказівок.

Для водоносної породи , що складається з крупного піску , обираємо дротяний фільтр , конструкцію якого наведено на рисунку:

Дротяний фільтр свердловини :

- 1- Дірчастий каркас
- 2- Підкладові поздовжні стержні
- 3- Дротяна обмотка



Дротяний фільтр свердловини .Рис.4.3.

Дротяний фільтр має трубчастий каркас з круглою перфорацією , на зовнішній поверхні якого по периметру на відстані один від одного закріплені поздовжні дроти діаметром 4-5 мм. Зверху механічним способом на токарному станку намотується дріт діаметром 3мм. З просвітом між витками 0,5- 3мм.

4.2.Визначення орієнтовного дебіту свердловини

Максимальний дебіт свердловини $Q_{\text{макс}}$ визначаємо залежно від площі фільтрувальної поверхні фільтра $F_{\text{ф}}$ та допустимої швидкості руху води $V_{\text{ф}}$ у місці виходу її з водоносного пласта в свердловину.

$$F_{\text{ф}} = \pi D_{\text{ф}} l_{\text{ф}} \text{ м}^2$$

Приймаємо $D_{\text{ф}} = 200 \text{ мм} = 0,2\text{м}$.

Для досконалих за ступенем розкриття водоносного пласта свердловин :

$$L_{\phi} = H_{\text{см}} - S_{\text{гон}} - h_{\text{нф}} - h_{\text{вст}} = 20 - 6 - 3 - 2 = 9 \text{ м.}$$

$$\text{Отже } F_{\phi} = 3,14 \cdot 0,2 \cdot 9 = 5,65 \text{ м}^2$$

Допустиму швидкість виходу води з пласта для дротяного фільтра визначаємо за формулою :

$$V_{\phi} = 65 \sqrt[3]{K_{\phi}} = 65 \sqrt[3]{75} = 274,11 \text{ м/добу.}$$

Таким чином , максимально можливий дебіт свердловини становить :

$$Q_{\text{макс}} = F_{\phi} V_{\phi} = 5,65 \cdot 274,11 = 1548,72 \text{ м}^3/\text{добу}$$

Орієнтовний дебіт свердловини для наближених розрахунків можна прийняти на 10-20% нижчим за максимальний

$$\text{Отже } Q_p = 0,85 Q_{\text{макс}} = 1316,4 \text{ м}^3/\text{добу} = 54,9 \text{ м}^3/\text{год} = 15,2 \text{ л/с.}$$

4.3.Компонування споруд на генплані міста. Розрахунок кількості свердловин та відстаней між ними

$$Q_p = 54,9 \text{ м}^3/\text{год}$$

Приймаємо відстань між свердловинами 100 м.

$$n_{\text{св}} = 1 + (L_{\text{пз}} / l) = 1 + (2900 / 100) = 30 \text{ свердловини.}$$

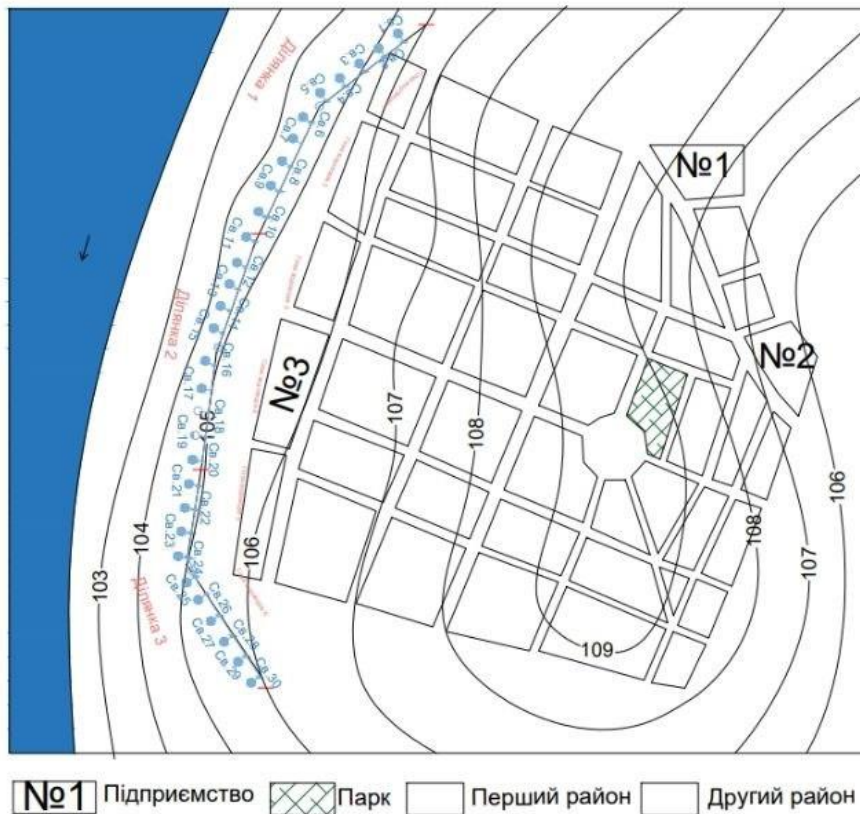


Рис.4.4. Споруди протифільтраційного захисту

Підприємства :

- Молокозавод
- Кондитерська фабрика
- Віскозного шпательного волокна

4.4. Встановлення попередніх показників сумарної подачі води в системі. Складання розрахункової схеми подачі води у збірний колодезь

$$Q_{\text{заг}} = 30 \cdot 15,2 = 456 \text{ л/с}$$

Орієнтовна витрата насосної станції , що забиратиме воду із кожного водозабірною колодезя складе:

$$Q_{\text{нс}} = 456/3 = 152 \text{ л/с.}$$

Орієнтовна витрата , що надходить однією гілкою сифонного водоводу , становить: $Q_{\text{гил}} = 76/6 = 76 \text{ л/с}$

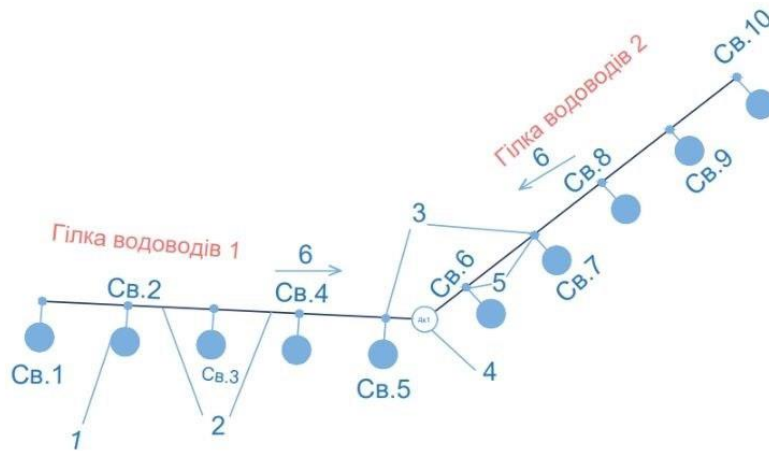


Рис4.5. Розрахункова схема ділянки 1 споруд протифільтраційної завіси при подачі у збірний колодезь дренажних вод від десяти свердловин двома гілками сифонних водоводів: 1 - свердловини , 2 – ділянки сифонного водоводу , 3 – вузли приєднання свердловин до водоводу , 4 – водозбірний колодезь з насосною станцією , 5 – підключаючи трубопроводи , 6 – напрямком руху води гілками водоводів;

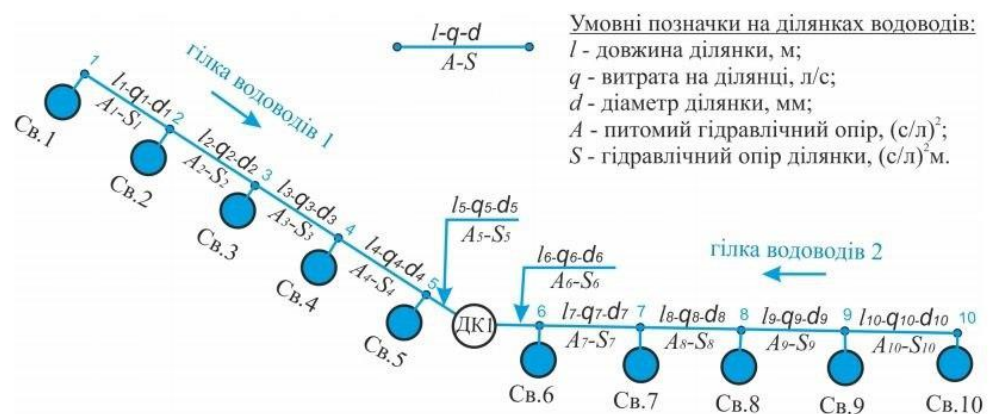


Рис.4.6 Схема розрахунку ділянок сифонного водоводу при подачі у збірний колодезь ДК1 дренажних вод від свердловини Св.1-Св.10

Результати розрахунку ділянок сифонного водоводу

Таблиця 4.1

№ ділянок	l,м	q,л/с	d,мм	A,(с/л) ²	V,м/с	K ₁	S,(с/л) ²
1-2;9-10;	100	15,2	160	0,00004591	0,755	1,07	0,00491237
2-3;8-9;	100	30,4	225	0,000005069	0,764	1,06	0,00053731
3-4;7-8;	100	45,6	225	0,000005069	1,146	0,971	0,00049219
4-5;6-7;	100	60,8	225	0,000005069	1,529	0,908	0,00046026
5-ДК1;6- ДК1	50	76	280	0,000001308	1,234	0,954	0,0000623916

4.5.Визначення параметрів гідравлічної взаємодії свердловин

Параметри гідравлічної взаємодії дренажних свердловин ,підключених до гілки водоводів 1

Таблиця 4.2.

№ свердловини впливу	Lg(R/r _i) для свердловин досліджуваної гілки					
	1	2	3	4	5	
1	3,60	0,60	0,30	0,12	0,00	
2	0,60	3,60	0,60	0,30	0,12	
3	0,30	0,60	3,60	0,60	0,30	
4	0,12	0,30	0,60	3,60	0,60	
5	0	0,12	0,30	0,60	3,60	
6	0	0	0,12	0,30	0,60	
7	0	0	0	0,12	0,30	

8	0	0	0	0	0,12
9	0	0	0	0	0
$\sum \lg(R/r_i)$	4,63	5,23	5,53	5,66	5,66

Таблиця 4.3.

Параметри гідравлічної взаємодії дренажних свердловин , підключених до гілки 2

№ свердловини впливу	Lg(R/r _i) для свердловин досліджувальної гілки				
	6	7	8	9	10
2	0	0	0	0	0
3	0,12	0	0	0	0
4	0,30	0,12	0	0	0
5	0,60	0,30	0,12	0	0
6	3,60	0,60	0,30	0,12	0
7	0,60	3,60	0,60	0,30	0,12
8	0,30	0,60	3,60	0,60	0,30
9	0,12	0,30	0,60	3,60	0,60
10	0	0,12	0,30	0,60	3,60
11	0	0	0,12	0,30	0,60
12	0	0	0	0,12	0,30
13	0	0	0	0	0,12
14	0	0	0	0	0

$\sum \lg(R/r_i)$	5,66	5,66	5,66	5,66	5,66
-------------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

4.6. Ітераційні розрахунки взаємодійних свердловин

$$Q_1 = 1316,4 \text{ м}^3/\text{добу} = 15,2 \text{ л/с}$$

Орієнтовна витрата, що буде надходити до збірного колодязя від 5 дренажних свердловин однією гілкою сифонного водоводу :

$$\sum Q = 15,2 \cdot 5 = 76 \text{ л/с}$$

Умовний гідравлічний опір всіх загальних ділянок сифонного водоводу гілки 1 для кожної зі свердловин при подачі однакової витрати у першому наближенні складатиме :

$$S_{B1} = \frac{(\sum Q_i)^2 S_5 + (\sum Q_i - Q_5)^2 S_4 + (\sum Q_i - Q_5 - Q_4)^2 S_3 + (\sum Q_i - Q_5 - Q_4 - Q_3)^2 S_2 + Q_1^2 S_1}{Q_1^2}$$

$$\frac{76^2 \cdot 0,0007879 + (76 - 15,2)^2 \cdot 0,00184 + (76 - 15,2 - 15,2)^2 \cdot 0,00296001 + (76 - 15,2 - 15,2 - 15,2)^2 \cdot 0,00487204 + 15,2^2 \cdot 0,0007879}{15,2^2}$$

$$= 0,100696$$

$$S_{B2} = \frac{(\sum Q_i)^2 S_5 + (\sum Q_i - Q_5)^2 S_4 + (\sum Q_i - Q_5 - Q_4)^2 S_3 + (\sum Q_i - Q_5 - Q_4 - Q_3)^2 S_2}{Q_2^2}$$

$$\frac{76^2 \cdot 0,0007879 + (76 - 15,2)^2 \cdot 0,00184 + (76 - 15,2 - 15,2)^2 \cdot 0,00296001 + (76 - 15,2 - 15,2 - 15,2)^2 \cdot 0,00487204}{15,2^2}$$

$$= 0,0952657$$

$$S_{B3} = \frac{(\sum Q_i)^2 S_5 + (\sum Q_i - Q_5)^2 S_4 + (\sum Q_i - Q_5 - Q_4)^2 S_3}{Q_3^2}$$

$$\frac{76^2 \cdot 0,0007879 + (76 - 15,2)^2 \cdot 0,00184 + (76 - 15,2 - 15,2)^2 \cdot 0,00296001}{15,2^2} = 0,0757776$$

$$S_{B4} = \frac{(\sum Q_i)^2 S_5 + (\sum Q_i - Q_5)^2 S_4}{Q_4^2} = \frac{76^2 \cdot 0,0007879 + (76 - 15,2)^2 \cdot 0,00184}{15,2^2} = 0,00184$$

$$S_{B5} = \frac{(\sum Q_i)^2 S_5}{Q_5^2} = \frac{76^2 \cdot 0,0007879}{15,2^2} = 0,0196975$$

$$A = 1 / (1,36 \cdot 100) = 0,00735294 \text{ доба/м}$$

Показники вибору води із п`яти взаємодійних свердловин , що входять до гілки 1 сифонного збірного водоводу , розраховані методом ітерації

Таблиця 4.4

1 наближення

Показники роботи свердловин		№свердловин				
		Св.1	Св.2	Св.3	Св.4	Св.5
Розрахункова витрата води , Q_i л/с		15,2	15,2	15,2	15,2	15,2
Умовний гідравлічний опір , S_{b_i}		0,02041527	0,0155029	0,01335366	0,00892	0,0015598
Витрата свердловини , Q_{ci} м ³ /добу		1313,28	1313,28	1313,28	1313,28	1313,28
Зниження рівня при відборі води із свердловин	Св1	1,20	0,19	0,10	0,04	0,00
	Св2	0,19	1,20	0,19	0,10	0,04
	Св3	0,10	0,19	1,20	0,19	0,10
	Св4	0,04	0,10	0,19	1,20	0,19
	Св5	0,00	0,04	0,10	0,19	1,20
	Св6	0,00	0,00	0,04	0,10	0,19
	Св7	0,00	0,00	0,00	0,04	0,10
	Св8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,04
	Св9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Σ	1,53	1,72	1,82	1,86	1,86
$\Delta h_{ci} + S_{b,i} Q_i^2 \cdot M$		6,24	5,30	4,90	3,92	2,22

Розрахунковий напір Нр ,м	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
Уточнена витрата води Q _i ` , л/с	12,10	13,43	14,22	17,26	41,29
Похибка ΔQ	-3,10	-1,77	-0,98	2,06	26,09
Нова витрата води Q _i ` ` , л/с	13,65	14,32	14,71	16,23	28,25

2 наближення

Показники роботи свердловин		№свердловин				
		Св.1	Св.2	Св.3	Св.4	Св.5
Розрахункова витрата води ,Q _i л/с		13,65	14,32	14,71	16,23	28,25
Умовний гідравлічний опір ,S _{ві}		0,0230885	0,016531181	0,01371594	0,00786	0,00059
Витрата свердловини ,Q _{сі} м ³ /добу		1179,57	1236,86	1270,86	1402,37	2440,37
Зниження рівня при відборі води із свердловин	Св1	1,07	0,18	0,09	0,04	0,00
	Св2	0,17	1,12	0,19	0,10	0,07
	Св3	0,09	0,18	1,16	0,21	0,18
	Св4	0,04	0,09	0,19	1,28	0,36
	Св5	0,00	0,04	0,09	0,21	2,29
	Св6	0,00	0,00	0,04	0,10	0,36
	Св7	0,00	0,00	0,00	0,04	0,18
	Св8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,07
	Св9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Σ	1,37	1,62	1,76	1,99	3,52

$\Delta h_{ci} + S_{b,i} Q_i^2$, м	5,67	5,01	4,73	4,06	4,00
Розрахунковий напір $H_{p,m}$	4,69	4,69	4,69	4,69	4,69
Уточнена витрата води Q_i' , л/с	12,00	13,63	14,62	18,55	44,36
Похибка ΔQ	-1,65	-0,68	-0,08	2,32	16,12
Нова витрата води Q_i'' , л/с	12,83	13,97	14,67	17,39	36,30

14 наближення

Показники роботи свердловин		№свердловин				
		Св.1	Св.2	Св.3	Св.4	Св.5
Розрахункова витрата води, Q_i л/с		10,77	13,83	15,64	21,73	35,32
Умовний гідравлічний опір, S_{bi}		0,03491	0,0182	0,0129	0,00500	0,00047
Витрата свердловини, Q_{ci} м ³ /добу		930,59	1194,67	1351,25	1877,06	3051,65
Зниження рівня при відборі води із свердловин	Св1	0,84	0,18	0,10	0,06	0,00
	Св2	0,14	1,08	0,20	0,14	0,09
	Св3	0,07	0,18	1,23	0,28	0,23
	Св4	0,03	0,09	0,20	1,73	0,46
	Св5	0,00	0,04	0,10	0,28	2,91
	Св6	0,00	0,00	0,04	0,14	0,46
	Св7	0,00	0,00	0,00	0,06	0,23
	Св8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09
	Св9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

	Σ	1,07	1,56	1,87	2,68	4,46
	$\Delta h_{ci} + S_{b,i} Q_i^2$, м	5,12	5,04	5,03	5,04	5,05
	Розрахунковий напір $H_{p,m}$	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06
	Уточнена витрата води Q_i' , л/с	10,68	13,85	15,71	21,80	35,60
	Похибка ΔQ	-0,09	0,03	0,07	0,07	0,28
	Нова витрата води Q_i'' , л/с	10,73	13,84	15,68	21,76	35,46

Показники відбору води із п'яти взаємодійних свердловин, що входять до гілки 2 сифонного збірної водоводу, розраховані методом ітерації

Таблиця 4.5

1 наближення

Показники роботи свердловин		№ свердловин				
		св.6	св.7	св.8	св.9	св.10
Витрата води, Q_i , л/с		15,2	15,2	15,2	15,2	15,2
Умовний гідравлічний опір водоводу $S_{b,i}$		0,001560	0,008924	0,013354	0,015503	0,020415
Витрата свердловини, $Q_{c,i}$, м ³ /добу		1313,3	1313,3	1313,3	1313,3	1313,3
Зниження рівня при відборі води із свердловин	Св.2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Св.3	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
	Св.4	0,10	0,04	0,00	0,00	0,00
	Св.5	0,19	0,10	0,04	0,00	0,00
	Св.6	1,20	0,19	0,10	0,04	0,00
	Св.7	0,19	1,20	0,19	0,10	0,04
	Св.8	0,10	0,19	1,20	0,19	0,10
	Св.9	0,04	0,10	0,19	1,20	0,19

	Св.10	0,00	0,04	0,10	0,19	1,20
	Св.11	0,00	0,00	0,04	0,10	0,19
	Св.12	0,00	0,00	0,00	0,04	0,10
	Св.13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,04
	Св.14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Σ	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
$\Delta h_{c,i} + S_{v,i} Q_i^2$, м		2,22	3,92	4,94	5,44	6,58
Розрахунковий напір H_p , м		4,62	4,62	4,62	4,62	4,62
Витрати води за ф.(5)		42,07	17,59	14,38	13,35	11,63
ΔQ		26,87	2,39	-0,82	-1,85	-3,57
Нові витрати води Q_i' , л/с		28,64	16,40	14,79	14,27	13,41

2 наближення

Показники роботи свердловин	№ свердловин					
	св.6	св.7	св.8	св.9	св.10	
Витрата води, Q_i , л/с	28,64	16,40	14,79	14,27	13,41	
Умовний гідравлічний опір водоводу $S_{v,i}$	0,00058261	0,007712269	0,01353727	0,01656	0,023655717	
Витрата свердловини, $Q_{c,i}$, м ³ /добу	2474,2	1416,533912	1277,839893	1233,17	1159,045014	
$\Delta h_{c,i}$, м, при відборі води	Св.2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Св.3	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00
	Св.4	0,18	0,04	0,00	0,00	0,00

із свердловин	Св.5	0,37	0,10	0,04	0,00	0,00
	Св.6	2,32	0,21	0,09	0,04	0,00
	Св.7	0,37	1,29	0,19	0,09	0,04
	Св.8	0,18	0,21	1,16	0,18	0,09
	Св.9	0,08	0,10	0,19	1,12	0,17
	Св.10	0,00	0,04	0,09	0,18	1,05
	Св.11	0,00	0,00	0,04	0,09	0,17
	Св.12	0,00	0,00	0,00	0,04	0,09
	Св.13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,04
	Св.14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Σ	3,57	2,01	1,81	1,74	1,64
$\Delta h_{c,i} + S_{в,i} Q_i^2$, м		4,05	4,08	4,77	5,12	5,89
Розрахунковий напір H_p , м		4,78	4,78	4,78	4,78	4,78
Витрати води за $\phi.(5)$		45,54	18,96	14,82	13,55	11,53
ΔQ		16,91	2,57	0,03	-0,72	-1,88
Нові витрати води Q_i' , л/с		37,09	17,68	14,81	13,91	12,47

13 наближення

Показники роботи свердловин	№ свердловин				
	св.6	св.7	св.8	св.9	св.10
Витрата води, Q_i , л/с	36,24	22,31	15,97	13,70	10,29

Умовний гідравлічний опір водоводу $S_{v,i}$		0,00046	0,0048	0,01245	0,01856	0,03784
Витрата свердловини, $Q_{c,i}$, м ³ /добу		3130,87	1927,44	1379,82	1183,92	888,838
Δh _{c,i} , м, при відборі води із свердловин	Св.2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	Св.3	0,096	0,000	0,000	0,000	0,000
	Св.4	0,232	0,059	0,000	0,000	0,000
	Св.5	0,467	0,143	0,042	0,000	0,000
	Св.6	2,987	0,286	0,102	0,036	0,000
	Св.7	0,467	1,781	0,205	0,088	0,027
	Св.8	0,232	0,286	1,258	0,175	0,066
	Св.9	0,096	0,143	0,205	1,074	0,132
	Св.10	0,000	0,059	0,102	0,175	0,801
	Св.11	0,000	0,000	0,042	0,088	0,132
	Св.12	0,000	0,000	0,000	0,036	0,066
	Св.13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,027
	Св.14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	Σ	4,579	2,758	1,956	1,673	1,250
Δh _{c,i} + S _{v,i} Q _i ² , м		5,18	5,15	5,13	5,16	5,25
Розрахунковий напір Н _р , м		5,18	5,18	5,18	5,18	5,18
Витрати води за ф.(5)		35,96	22,44	16,08	13,74	10,18
ΔQ		-0,27	0,13	0,11	0,03	-0,10
Нові витрати води Q _i ', л/с		36,10	22,37	16,02	13,72	10,24

4.7.Встановлення втрат напору на ділянках збірного водоводу та відміток динамічного рівня води в свердловинах . Побудова лінії гідродинамічного напору у пласті

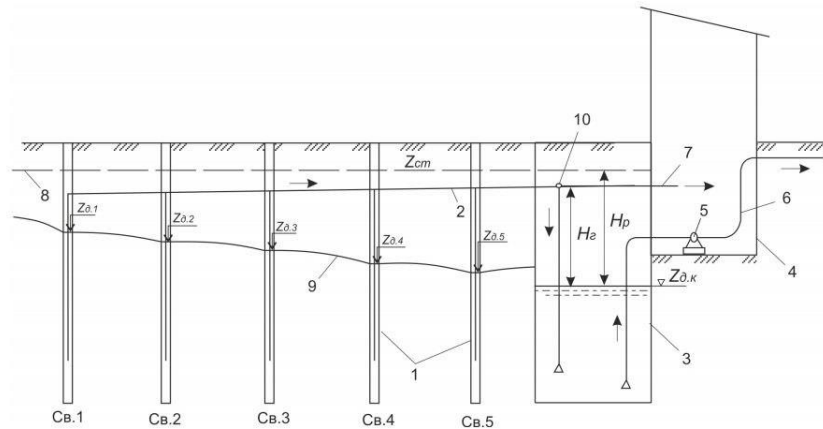


Рис.4.7. Розрахункова схема збору води з 5 взаємодійних свердловин і транспортування її гілкою 1 сифонного водоводу до збірного колодязя ДК1:

- 1-свердловина ;
- 2- сифонний водовід ;
- 3-водоприймальний колодязь ;
- 4-насосна станція ;
- 5-відцентровий насос з горизонтальним валом ;
- 6-напірний трубопровід;
- 7-труба до вакуум-насоса;
- 8-лінія статичного рівня води в пласті;
- 9-лінія гідродинамічного рівня води в пласті ;
- 10-найвища точка сифонного водоводу;

Ці розрахунки виконують після завершення ітераційних обчислень.

Спочатку визначаємо витрати напору на ділянках водоводу:

$$h_{b,i} = S_i Q_{b,i}^2$$

Для гілки 1 сифонного водоводу:

$$h_{b1-2} = 0,00491237 \cdot 10,77^2 = 0,56 \text{ м.}$$

$$h_{b2-3} = 0,00053731 \cdot (10,77 + 13,83)^2 = 0,32 \text{ м.}$$

$$h_{b3-4} = 0,00049219 \cdot (10,77 + 13,83 + 15,64)^2 = 0,79 \text{ м.}$$

$$h_{b4-5} = 0,00046026 \cdot (10,77+13,83+15,64+21,73)^2 = 1,76 \text{ м.}$$

$$h_{b5-ДК} = 0,0000623916 \cdot 97,28^2 = 0,59 \text{ м.}$$

Для гілки 2 сифонного водоводу:

$$h_{b10-9} = 0,00491237 \cdot 10,29^2 = 0,52 \text{ м.}$$

$$h_{b9-8} = 0,00053731 \cdot (10,29+13,70)^2 = 0,3 \text{ м.}$$

$$h_{b8-7} = 0,00049219 \cdot (10,29+13,70+15,97)^2 = 0,78 \text{ м.}$$

$$h_{b7-6} = 0,00046026 \cdot (10,29+13,70+15,97+22,31)^2 = 1,78 \text{ м.}$$

$$h_{b6-ДК} = 0,0000623916 \cdot 98,5056^2 = 0,6 \text{ м.}$$

Відмітки динамічного рівня води в свердловинах , визначаємо як :

$$Z_{di} = Z_{cm} - \sum \Delta h_{ci}$$

$$Z_{d1} = 103,8 - 1,07 = 102,73 \text{ м.}$$

$$Z_{d2} = 103,8 - 1,56 = 102,24 \text{ м.}$$

$$Z_{d3} = 103,8 - 1,87 = 101,93 \text{ м.}$$

$$Z_{d4} = 103,8 - 2,68 = 101,12 \text{ м.}$$

$$Z_{d5} = 103,8 - 4,46 = 99,34 \text{ м.}$$

$$Z_{d6} = 103,8 - 4,57 = 99,23 \text{ м.}$$

$$Z_{d7} = 103,8 - 2,75 = 101,05 \text{ м.}$$

$$Z_{d8} = 103,8 - 1,95 = 101,85 \text{ м.}$$

$$Z_{d9} = 103,8 - 1,67 = 102,13 \text{ м.}$$

$$Z_{d10} = 103,8 - 1,25 = 102,55 \text{ м.}$$

Сумарні витрати напору у сифонному водоводі , що становлять різницю відміток динамічного рівня води в останній свердловинні та збірному колодязі.

$$\text{Для гілки 1: } \sum h = Z_{d1} - Z_{dk}; = 102,73 - 98,74 = 3,99$$

$$\text{Для гілки 2 : } \sum h = Z_{d10} - Z_{dk}; = 102,55 - 98,62 = 3,93$$

Відмітка динамічного рівня води в колодязі:

$$\text{- Для гілки 1: } Z_{dk1} = Z_{cm} - H_{p1} = 103,8 - 5,06 = 98,74 \text{ м.}$$

$$\text{- Для гілки 2: } Z_{dk2} = Z_{cm} - H_{p2} = 103,8 - 5,18 = 98,62 \text{ м.}$$

$$Z_{dk} = 98,62 \text{ м.}$$

Таким чином , втрати напору в сифонному водоводі становлять:

$$\text{- Для гілки 1: } \sum h = Z_{d1} - Z_{dk} = 102,73 - 98,62 = 4,11 \text{ м.}$$

$$\text{- Для гілки 2: } \sum h = Z_{d10} - Z_{dk} = 102,55 - 98,62 = 3,93 \text{ м.}$$

А висота розташування найвищої точки сифону складає:

$$\text{- для гілки 1: } H_{\Gamma} = 8 - 0,1 - 4,11 = 3,79$$

$$\text{- для гілки 2: } H_{\Gamma} = 8 - 0,1 - 3,93 = 4,97$$

$$Q_{\text{н}} = 97,28 + 98,50 = 195,78 \text{ л/с}$$

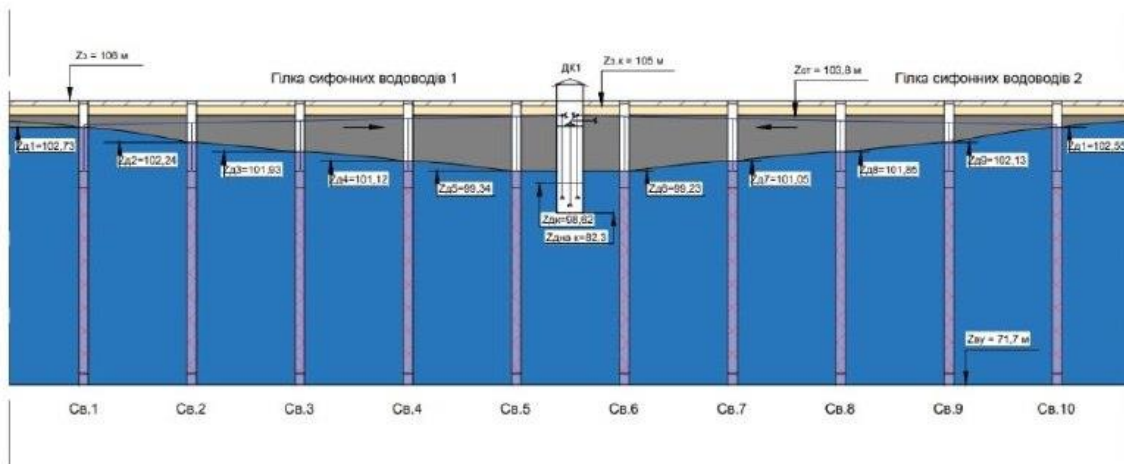


Рис.4.8. Профіль сифонного водозабору ділянки 1 протифільтраційної завіси

4.8. Визначення розмірів водозабірної камери та параметрів насоса

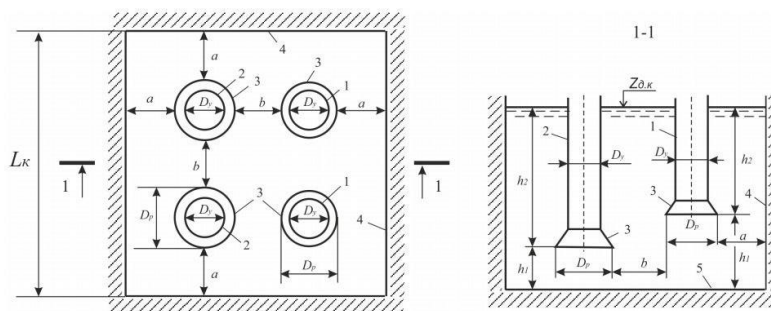


Рис. 9. Схема до визначення розмірів водозбірної камери:

- 1 – подавальна труба; 2 – всмоктувальна труба; 3 – розтруб; 4 – стінки камери;
5 – дно камери

Приймаємо діаметр $D_p = 280\text{мм.}$ – діаметр всмоктувальної труби

$$D_p = 2 \cdot 280 = 560 \text{ мм} = 0,56\text{м}$$

$$h_2 = 2 D_p = 2 \cdot 560 = 1120 \text{ мм} = 1,12 \text{ м}$$

Для подавальної труби приймаємо $D_p = 1,4 \cdot 280 = 392 \text{ мм} = 0,39 \text{ м}$

Тоді для неї $h_2 = 2 D_p = 2 \cdot 392 = 784 \text{ мм} = 0,78 \text{ м}$

Приймаємо $h_1 = 0,56 \text{ м}$

Отже $\sum h = h_2 + h_1 = 1,12 + 0,56 = 1,68 \text{ м}$

$$a \geq 0,75 D_p$$

$$a = 0,5$$

$$b \geq 1,5 D_p$$

$$b = 1,0$$

Таким чином , довжина і ширина камери має становити щонайменше :

$$L_k = 0,5 + 0,56 + 1,0 + 0,56 + 0,5 = 3,12 \text{ м}$$

Товщина днища – 0,8

Загальна глибина підземної частини водозабірної камери , що залежить від положення динамічного рівня води , а також значення $\sum h$, визначається за формулою :

$$H_k = Z_{з.к} - Z_{д.к} + \sum h = 105 - 98,62 + 1,68 = 8,06 \text{ м}$$

Тоді відмітка дна камери: $Z_{\text{дна}\cdot\text{к}} = Z_{з.к} - H_k = 105 - 8,06 = 96,94 \text{ м}$

5.Характеристика об`єкту та умов виконання робіт

За умовою завдання потрібно розробити монтажну технологію будівництва ґрунтової частини бетонної греблі. Тип ґрунту тіла греблі – суглинок.(рис.1)

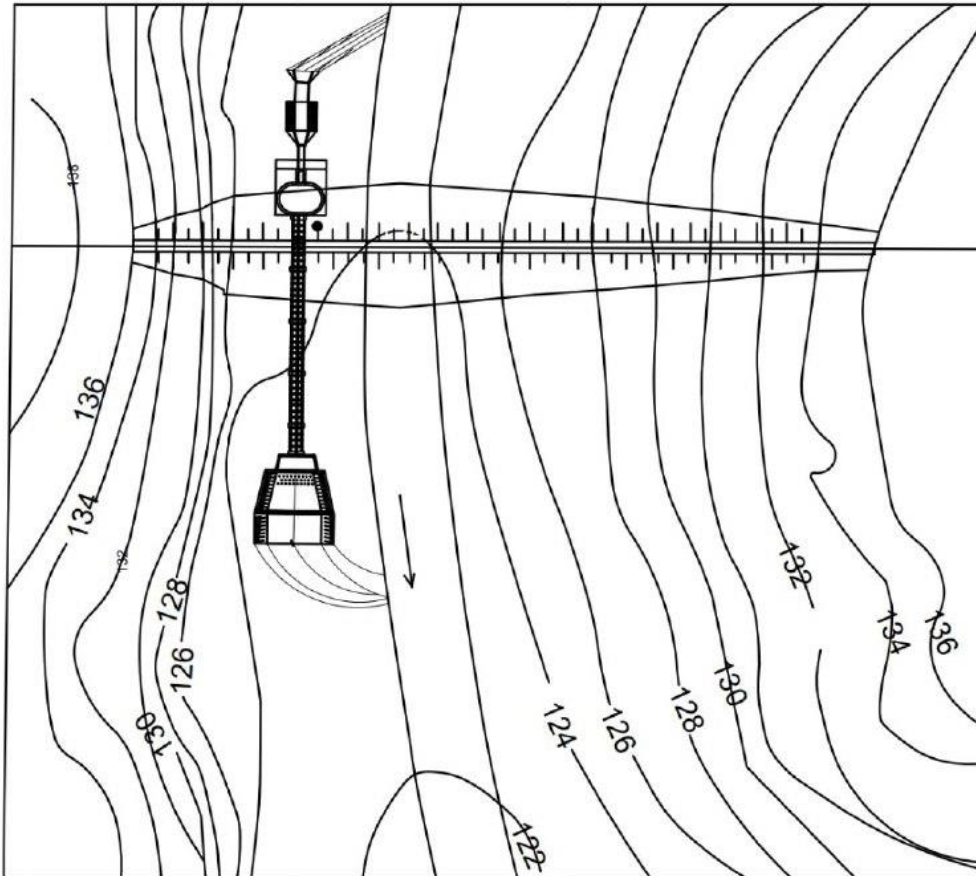


Рис.5.1

Проектом не враховуються монтажні роботи з влаштуванням бетонних плит та зворотного фільтру .

5.1.Визначення об`єму земляних робіт

Об`єм земляних робіт які потрібно виконати для зведення ґрунтової частини бетонної греблі розраховуємо за площами поперечних перерізів самої греблі .

Поздовжній профіль ґрунтової греблі

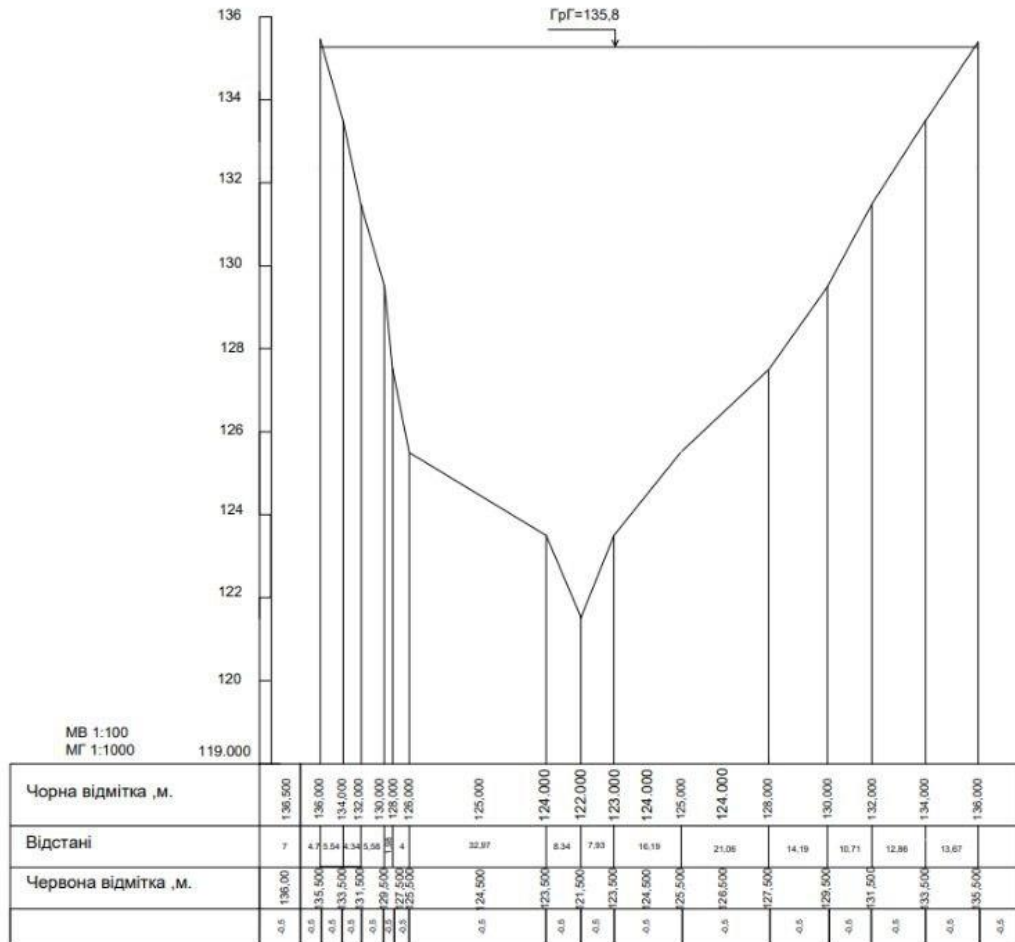


Рис.5.2 Поздовжній профіль греблі

Поздовжній профіль ґрунтової греблі

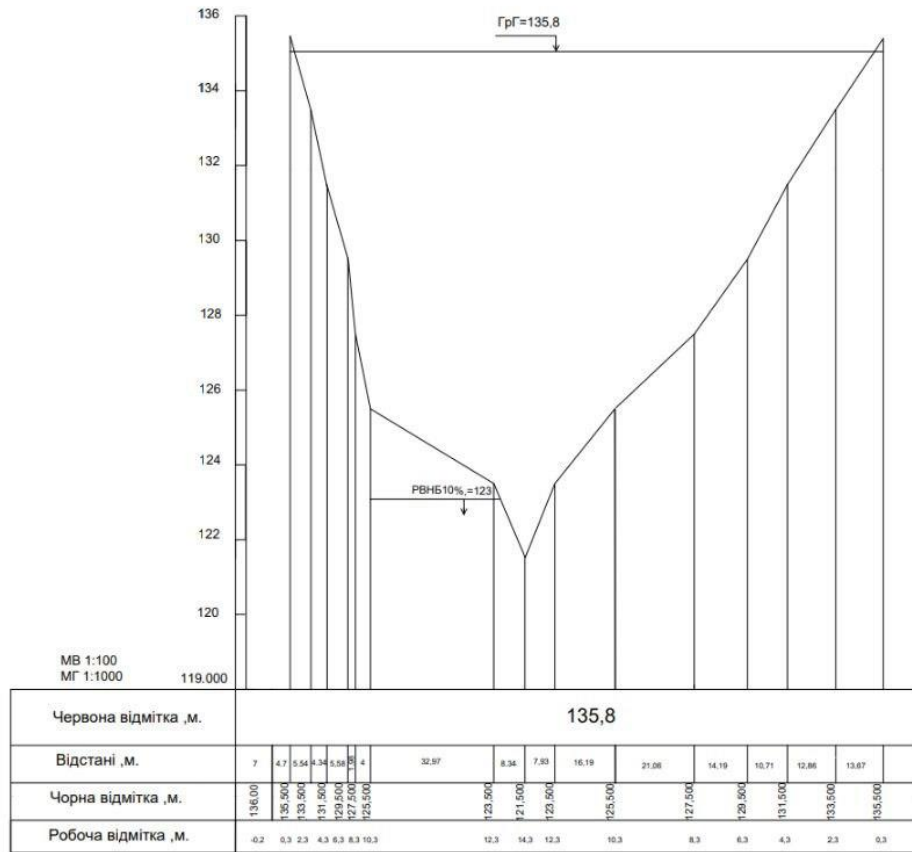


Рис.5.3. Повздовжній профіль греблі зі зняттям рослинного шару

Поперечний переріз ґрунтової греблі
розріз 1-1
М1:100

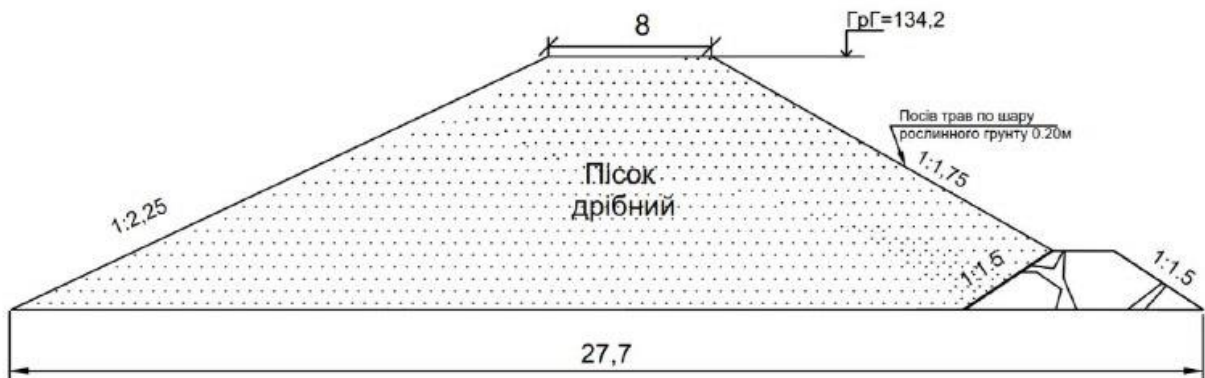


Рис.5.4. Площа поперечного перерізу (трапеція)

Таблиця 5.1.

Об`єм земляних робіт тіла греблі

№відмітки	Робочі відмітки		H _{ср} , м	Розрахункова площа F _p , м ²	Довжина ділянки, L, М.	Об'єм робіт, м ³	
	H ₁	H ₂				Насип (+)	Виймка (-)
1а	- 0, 2	0, 8	0,3	2,578	3,8	0	9,796
1б	0	1	0,5	4,497	16,1	72,401	0
2	0, 3	1, 3	0,8	7,68	20,6	158,208	0
3	2, 3	3, 3	2,8	38,08	19,3	734,944	0
4	4, 3	5, 3	4,8	84,48	20,2	1706,49	0
5	6, 3	7, 3	6,8	146,88	19,9	2922,91	0
6	8, 3	9, 3	8,8	225,28	33	7434,24	0
7	10, 3	11, 3	10,8	319,68	19,8	6329,664	0
8	12, 3	13, 3	12,8	430,08	19,8	8515,584	0
9	14, 3	15, 3	14,8	556,48	20	11129,6	0
10	12, 3	13, 3	12,8	430,08	20,9	8988,672	0
11	10, 3	11, 3	10,8	319,68	20	6393,6	0
12	8, 3	9, 3	8,8	225,28	19,9	4483,072	0
13	6,3	7, 3	6,8	146,88	21,2	3113,856	0
14	4, 3	5, 3	4,8	84,48	19,5	1647,36	0
15	2, 3	3, 3	2,8	38,08	18,9	719,712	0

16	0,3	1, 3	0,8	7,68	19,2	147,456	0
17	-0,2	0, 8	0,3	2,578	3,8	0	9,796
Всього						64516,29 1	19,59

Таблиця 5.2.

Об'єм земляних робіт із зняттям рослинного шару

№відмітки	H _{ср} , м	Розрахункова площа F _p , м ²	Довжина ділянки ,L , М.	Об'єм робіт , м ³	
				Насип (+)	Виїмка (-)
1а	0,2	2,07	4,8	9,936	0
1б	0,2	1,92	4,05	7,776	0
2	0,2	2,29	5,9	13,511	0
3	0,2	1,55	2,2	3,41	0
4	0,2	1,89	3,9	7,371	0
5	0,2	6,91	29	200,39	0
6	0,2	3,87	13,8	53,4	0
7	0,2	4,17	15,3	63,801	0
8	0,2	4,99	19,4	96,806	0
9	0,2	3,79	13,4	50,786	0
10	0,2	3,55	12,2	43,31	0
11	0,2	3,37	11,3	38,081	0
12	0,2	3,51	12	42,12	0
13	0,2	3,63	12,6	45,738	0
Всього				676,436	

Таблиця 5.3.

Об'єм земляних робіт в призмі

№відмітки	$H_{cp}, м$	Розрахункова площа $F_p, м^2$	Довжина а ділянки ,L, М.	Об`єм робіт, $м^3$	
				Насип (+)	Виймка (-)
1а	7,2	0,542	3,4	1,842	0
1б	25,2	0,671	5,6	3,757	0
1в	1,2	0,872	13,1	11,42	0
Всього				17,019	

5.2.Вибір методів виконання робіт:

1)Будівництво гребель виконується – шляхом механічного підсипання ґрунту з наступним розрівнюванням і розуцільненням.

2)Намив шляхом гідромеханізації.

3)Підсипання ґрунту у воду без механічного ущільнення.

4)Масові направлені зриви .

Після цього здійснюється роз рихлення і зняття рослинного шару

Здійснюється розробка траншеї або додаткового котловану для заповнення ущільнення.

Здійснюється пошарове вкладання укосів

Здійснюється розробка котловану під зуб греблі або для трапеції відкопати котлован (кожен обирає свій варіант)

Вибрано спосіб зведення : 1

Підбираються будівельні машини на основі варіантного методу проектування : видаляється рослинний шар з основи греблі – бульдозером , після цього рихлять ущільнює основу під греблю .

Коли зуб греблі заходить нижче відмітки дна – то здійснюється копання котловану під зуб греблі .

Розроблення ґрунту в кар`єрі одноківшевіми екскаваторами , завантаженням в автосамоскиди і транспортування в місто вкладання тіла греблі .

Здійснюється пошарове зрівнювання шару ґрунту бульдозером і його зволоження

Зрівнюємо вібраційними товчками до проектної щільності або до коефіцієнту відповідного ущільнення.

Після пошарового вкладання ґрунту в тілі греблі планування відкосів

5.3.Вибір комплектів машин :

За технічними характеристиками обираємо екскаватор з прямою лопатою :

Продуктивність:

- Екскаватор пряма лопата **E652Б**

- Тривалість циклу 15 секунд.

- Місткість 0,605

Гусенична база:

Марка :JCB JS115

- Вмістимось ковша : 0,6 м³
- Найбільший радіус копання м, :7,32
- Найбільша глибина копання м, : 4,37
- Найбільша висота навантаження м, : 6,11
- Радіус вивантаження ,м,: 2,8
- База м, : 2,5*3,32
- Орендна вартість , грн/зм.: 6600

Формула продуктивності :

$$P_e = \frac{3600 * C * q * k_e * k_B}{t_{c(\text{за завд})} \text{ в с}} = \frac{3600 * 8 * 0,6 * 0,53 * 0,76}{23} = 302,62 \text{ м}^3$$

3600- показник переходу часу в секунди

C- тривалість зменшення години.

Q – місткість ковша , м³

k_e – коефіцієнт використання місткості ковша = k_H / k_p

k_H – коефіцієнт наповнення ковша , група ґрунтів

k_p – коефіцієнт початкового роз рихлення ґрунту (дод.4) суглинок важкий (1,24 -1,30)

k_e – використання в часі

$P_e = 302,62$ – приймаємо марку самоскида : КрАЗ -65055

- Вантажопідйомність : 16 т

- Габаритні розміри: ширина/довжина/висота : 2,5/8,35/5,75

- Вмістимість кузова : 5 м³

4 км буду робить $L_{тр}$

$P =$ місткість кузова самоскиду = $16/1,9 = 8,42$

$M = \frac{p}{q * k_e} = \frac{8,42}{0,6 * 0,53} = 26,47$. – кількість ківшів завантажених в кузов самоскиду

(2)

Тривалість навантаження однієї машини : $t_{п} = M / П_{т} * K_{т} , = 26,47 / 2,6 = 10,1$ (3)

$K_{т}$ – коефіцієнту впливу транспорту , тупиковий в лобовій розробці з подачею однієї машини -к-ть ківшів $4-6 = 0,65-0,75$

Більше $6 = 0,75-0,85$

$П_{т}$ – технічне число циклів за хвилину = $60/23=2,6$

Кількість самоскидів = $N = t_{ц}/t_n =$

$$\frac{t_n + \frac{2 \cdot 60 \cdot Z}{V_c} + t_{p.m}}{t_n} = \frac{10.1 + \frac{2 \cdot 60 \cdot 4}{30} + 1.8}{10.1} = 2.76 = 3 \text{ шт.}$$

t_n – тривалість завантаження однієї машини, хв

Z – відстань транспортування ґрунту з кар'єра, км.

V_c - середня швидкість руху самоскида, км/год.

T_p – тривалість розвантаження

Комплектуючі машини

$$П_{бул} = \frac{V}{T}, \text{ де тривалість роботи екскаватора } T = \frac{V_{н.тр}}{П_e} = \frac{11724}{302,62} = 38,74$$

$$V_{н.тр} = V_H - V_b$$

Норма часу на 100м^3 ґрунту становить :

$$H_{часу} = 100 \cdot c / П = 100 \cdot 8 / 408 = 1,96 \text{ маш-год. (Енир зб.2)}$$

Продуктивність роботи віброкатка повинна бути:

$$П = V / 0.2 \cdot 1 / T \text{ м}^3/\text{змїна} = 64496,7 / 0,2 \cdot 1 / 38,74 = 8324,3$$

Норма часу для шести проходів віброкатка одним слідом на 1000 м^2 розраховуємо :

$$H_{часу} = \frac{c \cdot 1000}{6 \cdot П_k} = \frac{8 \cdot 1000}{6 \cdot 2040} = 6,5$$

Таблиця 5.4.

Складання калькуляції трудових витрат

№	Найменування процесів	Об'єм робіт		Обґрунтування за ЕНіР	Норма часу люд.-год	Склад ланки		Трудомісткість за нормою . люд.год/маш.год
		Од.в имір у	К - ть			Розряд	К-ть	

1	Розбивка ділянки	1000м ²	-	-	-	-	-	-
2	Підчищення і переміщення ґрунту основи бульдозером ДЗ-3с на відстані 60 м Група ґрунту 3	100м ³	6,76	Е2-1-22 Табл.2 П.3	0,5+(60-10/10)*0,43 = 2,7	Машиніст бр	1	2,7*6,76=18,252 2,7*6,76=18,252
3	Розробка ґрунту (суглинок важкий) при влаштуванні виїмок і насипів –екскаватором зі зворотнім ковшом JCB JS115 , група ґрунту 3 , йде з вивантаженням на транспорт	100 м ³	645,16	Е2-1-9 Табл.3 Пункт 4а	1,7/1,7	Машиніст бр	1	645,16*1,7=1096,82
4	Відвезення ґрунту самоскидам на відстань 1000км КрАЗ -65055	100 м ³	6,76		6,5/5,5	Машиніст бр	1	6,5*6,76=43,94 6,5*6,76=43,94
5	Розрівнювання ґрунту 3 групи (суглинок важкий) бульдозером(с)	100 м ³	645,19	Е2-1-28 П.2г	0,97/0,97	Машиніст бр	1	0,97*645,19=625,83 0,97*645,19=625,83
6	Ущільнення ґрунту насипу віброкотком dnaparas ca301D	100 м ³	645,19	Е2-1-31 Табл.2	0.65/0.65	Машиніст бр	1	645,19*0,65=419,37 645,19*0,65=419,37
7	Розрівнювання ґрунту 3 групи (суглинок важкий) бульдозером SEM822D при відсипанні насипу тіла греблі ,товщина шару 0,2м.	100 м ³	6,76	Е2-1-28 П,2г	0,65/0,65	Машиніст бр	1	6,76*0,65=4,39 6,76*0,65=4,39
8	Кінцеве планування поверхні бульдозером	100 0м ³	4	У2-1-36 П.3б	0,37/0,37	Машиніст бр	1	4*0,37=1,48 4*0,37=1,48

Рекомендована товщина шару і кількість проходів віброкотка – суглинок. 12 тон – 40 см , 10 проходів

Технологічні розрахунки

№пр оцесу	Найменування процесів і посилання на пункти калькуляції	Об'єм робіт		Трудомісткість		Прийнятий		Триваліс ть робіт змі	Виконан ня норм%
		Одиниця	Кількіс	За	Прийня	Професія	Кількіс		
1	3	4	5	6	7	11	9	10	11
1	Розбивка площі								
2	Підвищення дна основи бульдозером ДЗ-3с, 1 групу з преміщенням на 60 м.	100м ³	6,76	2,28	3/3	Машині сть бр	3	3	7,6%
3	Копання ґрунту в карері екскаватором JS115	100м ³	645,35	137, 1	70/70	Машині сть бр	2	70	97,9%
4	Транспортування ґрунту самоскидами КрАЗ - 65055 , на відстань 5 км.	100м ³	6,76	5,49	6/6	Машині сть 5р	6	6	9,1%
5	Розрівнювання ґрунту бульдозером komatsu	100м ³	645,35	78,22	70/70	Машині сть бр	1	70	97,77%
6	Ущільнення ґрунту віброкатком 0,45м.	100м ³	645,35	52,42	70/70	Машині сть бр	3	70	104,84%

7	Розрівнювання ґрунту 3 групи (суглинок важкий) бульдозером SEM822D	100м ³	6,76	0,54	1/1	Машині сть бр	1	1	5,4%
8	Кінцеве планування поверхні бульдозером	1000м ³	4	0,185	1/1	Машині сть бр	1	1	18,5%

Таблиця 5.6.

Графік виконання робіт

№п/п	Найменування робіт , одиниця ,виміру обсяг робіт			Прийнята		Кількість машин	Кількість робіт . змін.										
				трудоємність , машиноємність	Люд.- зм			Маш.- зм	3	9	2	30	40	50	60	70	80
2	Підвищення дна основи бульдозером SEM822D, 1 групу з преміщенням на 60 м.	100м ³	6,76	3	3	ДЗ-3с (1 шт.)	3										
3	Копання ґрунту в карері екскаватором JCB JS115	100м ³	645,35	70	70	JCB JS115(2 шт)	70										

4	Транспортування грунту самоскидами КрАЗ -65055 , на відстань 5 км.	100м3	645,35	6	6	КрАЗ -65055 (3шт.)	6	— — —
5	Розрівнювання грунту бульдозером SEM822D	100м3	645,35	70	70	КрАЗ -65055 (3шт.)	70	— — —
6	Ущільнення ґрунту віброкатком 0,45м. Volvo SD 110 . масою в 12 тон , кількість проходів 10	100м3	645,35	70	70	Volvo SD 110(1шт)	70	—
7	Розрівнювання грунту 3 групи (суглинок важкий) бульдозером SEM822D при відсіпанні насипу тіла греблі ,товщина шару 0,2м.	100м3	6,76	1	1	SEM822D(1 шт.)	1	—
8	Кінцеве планування	100м3	4	1	1	SEM822D(1шт)	1	—

	поверхні бульдозером							
--	-------------------------	--	--	--	--	--	--	--

Визначення техніко – економічних показників

Техніко-економічні показники			
№по р.	Назва показника	Одиниця вимірювання	Значення показника
1.	Загальний об'єм земляних робіт	М ³	64516,291
2.	Прийнята тривалість робіт змін	Змін	70
3.	Нормативна трудомісткість робіт	Люд.-змін	276,23
4.	Прийнята трудомісткість робіт	Люд.-змін	221
5.	Нормативна машиномісткість робіт	Маш.-змін	276,23
6.	Прийнята машиномісткість робіт	Маш.-змін	221
7.	Трудомісткість улаштування 1 м ³ ґрунту у тіло греблі	Люд.-год.	0,14

Таблиця 5.7.

Визначення потреби в матеріально-технічних ресурсах

Потреби в машинах , устаткуванні , інвентарі , інструменти та пристрої				
№пор.	Будівельні машини, Устаткування інвентарі Інструменти , Пристрої.	Марка	Одиниці виміру	Кількість
1.	Екскаватор	JCB JS115	шт.	2
2.	Автосамоскид	КрАЗ -65055	Шт.	3
3.	Бульдозер	SEM822D	Шт.	3

4.	Віброкоток	Volvo SD 110	Шт.	1
5.	Невелір	Стандартний з триногою , оптичний	Комплект	1
6.	Рулетка	Makita B-56150	Шт.	2
7.	Трициномір	RMG 4015	Шт.	1
8.	Геодезична мірна стрічка	-	м	1
9.	Рейка геодезична	Складна двостороння	шт	1
10.	Інвентрна метал.дробина	mastertool	шт	3
11.	Переносна вежа освітлення	Інвентарна металева з трансформатором і двома прожекторами	Шт.	3

Таблиця 5.8.

Потреба в машинах , деталях , напівфабрикатах , матеріалах і устаткуванні				
Непор.	Конструкції , деталі , напівфабрикати , матеріали і устаткування	Марка	Одиниці виміру	Кількість
1	Суглинок важкий , насипна густина ґрунту 1900кг/м ³	-	М ³	64516,291
2	Щебінь	-	М ³	2698

3	Насіння трав	-	Гр	5000
4	Бруски 75мм	IV сорт	М ³	2
5	Дошки 25 мм	IV сорт	М ³	2,3
6	Дошка 40 мм	IV сорт	М ³	2,6
7	Гвіздки	-	Кг	5
8	Рослинний шар	-		676,436

Таблиця 5.9.

Операційний контроль якості робіт

Операції, які підлягають підляганню контролю		Контроль якості виконання операцій			
Виконавцем	Майстром	Склад	Спосіб	Строки	Залучення
	Будівництво греблі	Товщина шарів насипу, геометричні розміри, висоти маркери, ефективність ущільнення, кути нахилу укосів	Нівелір, рулетка сталева, вологомір, трещиномір	В процесі будівництва	Геодезист
Будівництво греблі		Товщина шарів насипу, кількість проходів. Товщину ущільнення техніки	Нівелір, рулетка сталева, вологомір, трещеномір	В процесі будівництва	Геодезист
	Зняття ґрунту в основі греблі	Послідовність розробки	Теоделіт, нівелір, рулетка	До початку будівництва	Лабораторія
	Возведення греблі	Товщина шару, геотехнічні	Нівелір, рулетка сталева,	В процесі возведення греблі	Геодезична служба лабораторія

		властивості грунту, геометричні розміри в плані, відмітки, кути нахилу откосів	вологомір, трещиномір		
	Планування роботи. Кріплення низового укошу рослинним шаром грунтом, розбирання розворотних майданчиків	Дотримання проектних позначок	Нівелір, геодезична мірна стрічка	Після возведення греблі	Геодезист

Висновки

1. За завданням запроєктовано напірний гідровузол, який складається з фронтального водоскиду практичного профілю та земляної частини підпірного гідровузла та водозабору.
2. Система водопостачання спроектована у вигляді кільцевої мережі, що охоплює два райони міста з різними типами забудови. При розрахунку розподільної мережі враховувалися пікові та мінімальні обсяги водоспоживання, а також потреби у воді для пожежогасіння.
3. Клас відповідальності споруд – СС2
4. Для забору води на подопостачання міста запроєктований боковий водозабір.
5. Для пропуску санітарної витрат та промивки водосховища запроєктовані донні промивні галереї в бетонній частині водоскиду.
6. Захист від підтоплення здійснюється за рахунок споруд протифільтраційного захисту (свердловин).

Список використаної літератури

1. ДБН В.2.4-3:2010. Видання .Гідротехнічні споруди . Основні положення – [Чинний з 01.01.2011]. К. :Міністерство регіонального розвитку ,будівництва та житлового-комунального господарства України, 2010.-28с.
2. ВНД 33-2.3-04-01 . Видання. Рибозахисні та рибопропускні споруди . Основні положення – [Чинний 20.08.2001]. К.: .: Державний комітет України по водному господарству , 2001.-40с.
3. ДБН В.2.5-74:2013. Видання. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення – [Чинний з 01.01.2014]. К.: Міністерство регіонального розвитку ,будівництва та житлового-комунального господарства України, 2013.-172с.
4. Гідротехнічні споруди. Навчальний посібник / М.М.Хлапук, Л.А. Шинкарук, А.В. Дем'янюк, О.А.Дмитрієва - Рівне: НУВГП, 2013. –241с .
5. Гідротехнічні водозабірні споруди: навч. посіб.: / С.В. Величко, О.В. Дупляк А.М. Рокочинський, Л.Р. Волк – Київ: КНУБА, 2022. – 268 с.
6. ДСТУ 8855:2019. Видання .Будівлі та споруди.Визначення класу наслідків. Основні положення – [Чинний з 01.12.2019]. К.: Київ:ДП «УкрНДНЦ»,2019.-14с.
7. Гідротехнічні споруди.Грунтова гребля з баштовим водоскидом: Методичні вказівки до виконання курсового проекту/роботи/Уклад: С.В.Величко , О.В.Дупляк -К:-:КНУБА,2024.-42С.
8. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт. Розрахунки гідротехнічних споруд з використанням програмного комплексу геостудіо/уклад. С.В.Величко, О.В.Дупляк.-К:КНУБА,2024.-44С
9. Хомутецька Т.П. Методичні аказівки до виконання курсового проекту « Проектування сифонної системи протифільтраційного захисту територій від підтоплень».-Київ:КНУБА,2024.-27.
10. Хомутецька Т.П., Хоружий В.П. Водозабірні споруди з поверхневий та підземних джерел:навч.посібник-Київ:КНУБА,2023.-284С.

11. Сташук В.А. Розрахунок вертикальних дренажів з сифонною системою водовідбору // Водне господарство України.-№1-2.-2005.-с.43-48.
12. Навчальний посібник / Укл.: О.А. Василенко, С.М. Епоян та ін., Водовідведення та очистка стічних вод міста. Київ-Харьків, 2012. - 538 с.
13. Навчальний посібник / Т17 Уклад.: В.І Терновий: І.М. Уманець, Л.С. Саушева; О.С. Молодід. Ущільнення ґрунтів у будівництві. – К.: «ЦП КОМПРИНТ», 2015, - 136 с. ISBN 978-617-7202-90-4.
14. Методичні вказівки до виконання курсової роботи - Технологія будівельного виробництва / уклад.: І.М. Уманець, В.В. Чепурний. – К.:КНУБА, 2018. – 28 с.
15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12).
16. Ущільнення ґрунтів у будівництві: навчальний посібник / Т17 Уклад.: В.І Терновий: І.М. Уманець, Л.С. Саушева; О.С. Молодід. – К.: «ЦП КОМПРИНТ», 2015, - 136 с. ISBN 978-617-7202-90-4.
17. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт та улаштування основ і спорудження фундаментів. (СНиП 3.03.01-87, MOD) – К. : Мінрегіон від 18.07.2013 р. N 136.