

**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

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВРА**

Гідротехнічний вузол для регулювання стоку

та протипаводковий захист населеного пункту

Виконав Бодак Владислав Юрійович

Спеціальність: 194 – Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології
Освітня програма: Водогосподарське будівництво і
управління водними ресурсами та системами

Групи ГБ-41

Керівник Величко С.В.,

_____ (прізвище та ініціали)

_____ К.Т.Н., ДОЦ.

_____ (вчене звання, науковий ступінь)

Ідентичність підтверджую

м. Київ – 2023 р

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: **інженерних систем та екології**

Кафедра **водопостачання та водовідведення**

Освітній ступінь: **бакалавр**

Спеціальність: 194 – **Будівництво та цивільна інженерія**

Освітня програма: **«Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»**

ЗАТВЕРДЖУЮ

декан факультету **Олександр ПРИЙМАК**

_____ 20__ року

**З А В Д А Н Н Я ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ НА
ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВРА**

_____ **Бодак Владислав Юрійович** _____

(прізвище, ім'я, по батькові здобувача)

1. Тема роботи:

**Гідротехнічний вузол для регулювання стоку та протиаводковий
захист населеного пункту**

затверджена наказом ректора КНУБА № _____ від “__” _____ 2023 року

2. Керівник роботи: Величко С.В., к.т.н., доц.,

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

3. Строк подання здобувачем роботи до захисту _____

4. Вихідні дані до розрахунків: однорідна земляна гребля з дренажною призмою та бетонним фронтальним водозливом, ґрунт для тіла греблі – суглинок, гребля однорідна. Відмітка НПР= 125,00 м; ФПР=125,8 м, РВНБ_{0,5%}=123,10 м, РВНБ_{побут}=121,50 м, відмітка дна в створі греблі – 121,00 м, витрата в річці: межена–

25 м³/с, максимальна скидна – 90,00 м³/с, рівень мертвого об'єму водосховища РМО =123,10 м, розрахункові паводкові витрати водоскиду $Q_{0,5\%} = 230,0$ м³/с, $Q_{1\%} = 120$ м³/с, максимальна скидна витрата розрахункової забезпеченості 3% - 180,00 м. Кількість населення в І районі з 5-типоверховою забудовою та ступінню благоустрою житлової забудови – з централізованим гарячим водопостачанням 10000 осіб, норма водоспоживання 230л/ос доб; ІІ район з 3-охповерховою та з ваннами та місцевими водонагрівачами – 7000 осіб, норма водоспоживання 150 л/ос.доб., кліматичний район н. п. – ІІІА Карпатський.

5. Зміст пояснювальної записки за розділами:

Р.1.:

1.1. Природні умови: кліматичні, гідрологічні та геологічні умови району будівництва підпірної споруди.

1.2. Земляна частина підпірного гідровузла, визначення висоти греблі, фільтраційний розрахунок, розрахунок стійкості низового укосу.

Р.2. Водоскид фронтальний автоматичної дії, гідравлічний розрахунок водоскиду, споруд гасіння енергії, статичний розрахунок

Р.3. Зовнішні мережі водопостачання міста

Р.4. Протипаводковий захист забудови

Р.5. Технологія виробництва: технології робіт з влаштування насипу земляної частини низьконапірного гідровузла.

6. Графічний матеріал за розділами

Р.1. Генеральний план споруд

Р.2. Фронтальний водозлив низьконапірного підпірного гідровузла

Р.3. Зовнішні мережі водопостачання міста

Р.4. Протипаводковий захист забудови

Р.5. Технологія робіт з влаштування насипу греблі підпірної споруди

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 випусковій кафедрі	
Направлення роботи на рецензування	

8. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	ПІБ та посада консультанта	Перевірив	
		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., доц		

9. Дата видачі завдання 26.04.2023 р.

Зав. кафедри _____

(підпис)

Віктор ХОРУЖИЙ _____

(власне ім'я та прізвище)

Керівник _____

(підпис)

Світлана ВЕЛИЧКО _____

(власне ім'я та прізвище)

Здобувач _____

(підпис)

Владислав БОДАК _____

(власне ім'я та прізвище)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
1 НАПІРНИЙ ГІДРОВУЗОЛ.....	8
1.1. Природні умови: кліматичні, гідрологічні та геологічні умови району будівництва підпірної споруди.....	9
1.2. Визначення висоти греблі, параметри вітрових хвиль для нормального та форсованого рівнів води, розрахунок хвилі 1% забезпеченості.....	12
1.3. Розрахунки висоти греблі В-2, хвилі 1% забезпеченості, нахату, нагону В-2.....	14
1.4. Переріз греблі і повздовжній профіль, поперечний переріз.....	18
1.5. Фільтраційний розрахунок:.....	19
2 ВОДОСКИД ФРОНТАЛЬНИЙ АВТОМАТИЧНОЇ ДІЇ, ГІДРАВЛІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ВОДОСКИДУ, СПОРУД ГАСІННЯ ЕНЕРГІЇ, СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК.....	22
2.1. Визначення товщини водобою. Перевірка на впливання.....	23
2.2. Побудова епюри фільтраційного тиску.	31
2.3. Розрахунок греблі на міцність і стійкість. Визначення навантажень, що діють на греблю	33
3 ЗОВНІШНІ МЕРЕЖІ ВОДОПОСТАЧАННЯ.....	39
3.1. Розрахункові витрати.....	40
3.2. Визначення погодинних витрат та побудова графіку.....	44
3.3. Визначення витрат на гасіння пожежі, місткості регулюючих споруд, регулюючих об'ємів ВБ та РЧВ, секундних витрат.....	49
3.4. Гідравлічний розрахунок мережі.....	59
3.5. Визначення вільних напорів, висоти ВБ та напору НС, п'єзометри.....	70
4 ПРОТИПАВОДКОВИЙ ЗАХИСТ ЗАБУДОВИ.....	81
4.1. Гідравлічний розрахунок заплави річки.....	82
4.2. Захист основи дамби від розмиву.....	84

4.3. Кріплення укосів дамби.....	85
4.4. Розрахунок регулюючого басейну.....	89
4.5. Скид внутрішнього стоку в водойму.....	91
5 ТЕХНОЛОГІЯ ВИРОБНИЦТВА: ТЕХНОЛОГІЇ РОБІТ З ВЛАШТУВАННЯ НАСИПУ ЗЕМЛЯНОЇ ЧАСТИНИ НИЗЬКОНАПІРНОГО ГІДРОВУЗЛА.....	96
5.1. Характеристика об'єкту та умов виконання робіт.....	97
5.2. Визначення об'ємів робіт.....	98
5.3. Вибір методів виконання робіт і комплектів машин.....	100
5.4. Техніко-економічне порівняння.....	105
5.5. Складання калькуляції трудових витрат.....	107
5.6. Складання таблиці технологічних розрахунків і побудова графіка виконання робіт.....	109
5.7. Визначення техніко-економічних показників.....	115
5.8. Визначення потреби в матеріально-технічних ресурсах.....	116
5.9. Операційний контроль якості робіт.....	117
5.10. Інженерні заходи з охорони праці.....	119
ВИСНОВКИ.....	121
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ.....	122
6 ГРАФІЧНИЙ МАТЕРІАЛ ЗА РОЗДІЛАМИ:	
1 ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН СПОРУД.....	126
2 ФРОНТАЛЬНИЙ ВОДОЗЛИВ НИЗЬКОНАПІРНОГО ПІДПІРНОГО ГІДРОВУЗЛА.....	127
3 ЗОВНІШНІ МЕРЕЖІ ВОДОПОСТАЧАННЯ МІСТА.....	128
4 ПРОТИПАВОДКОВИЙ ЗАХИСТ ЗАБУДОВИ.....	129
5 ТЕХНОЛОГІЯ РОБІТ З ВЛАШТУВАННЯ НАСИПУ ГРЕБЛІ ПІДПІРНОЇ СПОРУДИ.....	130

ВСТУП

Життя на Землі не може існувати без води, бо її потребують усі істоти нашої планети. Забезпечення людей водою та її якість мають великий вплив на здоров'я людей. Міста і села вимагають води достатньої чистоти та у потрібному об'ємі. Нагляд за безпекою водного господарства, за забезпеченням його належного санітарного стану є однією з найбільш хвилюючих проблем для людей. Технологічно застарілі водоводи і будівлі станцій, пізні виконання капітальних робіт, проведення поточних і планових ремонтів, висока аварійність унеможлиблює постачання води у належній якості, у деяких випадках і кількість її виявляється недостатньою.

Інновації у техніці та технологіях систем водопроводу вирішують проблему застарілих мереж. Теж потрібно розробити оновлені креслення всіх систем розподілу води.

Відповідно до завдання мною була розроблена насосна станція з висотою дамби 5,7 метрів, фронтальним водоскидом і витратою 230 м³/с.

Низьконапірний гідротехнічний вузол є джерелом водопостачання населеного пункту, а її розташування характеризується близькістю до житлової забудови, тому відстань є занадто великою для побудови резервуарів чистої води. Таке рішення підвищує надійність системи тому що запаси води для пожежогасіння знаходяться недалеко від міста, забезпечуючи 3-годинне пожежогасіння, і відповідні витрати.

Мета атестаційної випускної роботи – проектування напірного гідровузла та визначення оптимального рішення водопостачання міста відповідно до найбільшої економії та надійності.

1 НАПІРНИЙ ГІДРОВУЗОЛ

Консультант

Величко С. В.

						Атестаційна робота бакалавра	Лист
							8
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

1.1. Природні умови: кліматичні, гідрологічні та геологічні умови району будівництва підпірної споруди

Відповідно до завдання, місто було поділено на 2 райони, що відрізняються за поверховістю та ступенем благоустрою (див. рис. 1.1). У першому районі проживає 10 000 осіб і складається з п'яти поверхів, тоді як у другому районі проживає менше 7 000 осіб і складається лише з трьох поверхів. Карпатський регіон, що входить до кліматичної зони ША, відомий високогірними районами, які зустрічаються у великій кількості.

Поверхня нагір'я характеризується хвилястим рельєфом і пагорбами, які широко розкидані по всій території. Нагір'я також відзначене численними ярами, які їх розсікають. З іншого боку, низини зустрічаються рідко. Висота високогір'я коливається від 100 метрів до 2061 метра, на останній висоті знаходиться найвища гора України Говерла. Поверхня високогір'я схиляється до річок, де відбуваються перепади висот.

Виходячи з геодезичних позначок та характеристик житлової інфраструктури, видається доцільним розділити систему водопостачання н. с. на 2 високогірних райони. За цього сценарію кожна зона буде живитися паралельно окремим набором насосів з різними рівнями тиску, усі розташовані в межах однієї насосної станції другого підйому (НС-II). Ця станція розташована біля водоочисних споруд за межами міста. Без впровадження цього поділу на зони всі насоси повинні бути сконструйовані з високим тиском, щоб забезпечити достатній тиск води споживачам, розташованим у великих житлових будинках 1-го району. Ці будівлі розташовані далі від точок живлення мережі.

Що відрізняє цей ландшафт, так це чітка різниця між двома берегами річки. На правому березі є високі скелі та видимі ущелини, тоді як на лівому березі земля рівна та позначена терасовими полями. Нижні тераси та заплави

схильні до заболочування, тоді як вищі тераси використовуються як для сільського господарства, так і для проживання.

Виходячи з геодезичних розміток та структури житлової забудови району, водопостачання села рекомендується розділити на дві різні висотні зони. Це дозволить створити паралельну систему водопостачання для кожного регіону, узгоджену з водопровідною мережею річки.

Щоб забезпечити довговічність водопроводів і мереж водопостачання, необхідно вибирати трубопровід, здатний витримувати високий тиск, але при цьому слідувати проєктованим водопроводам. Проте в нижній частині населеного пункту, де розташований II мікрорайон з його малоповерховою забудовою, буде відчутний надлишок тиску в системі. Ці фактори сприяють збільшенню капітальних витрат через високу вартість насосного обладнання та трубопроводів, а також експлуатаційних витрат через надмірне споживання електроенергії, необхідної для водопостачання населеного пункту. Також стрибки тиску в системі призводять до збільшення аварійності водопровідних мереж.

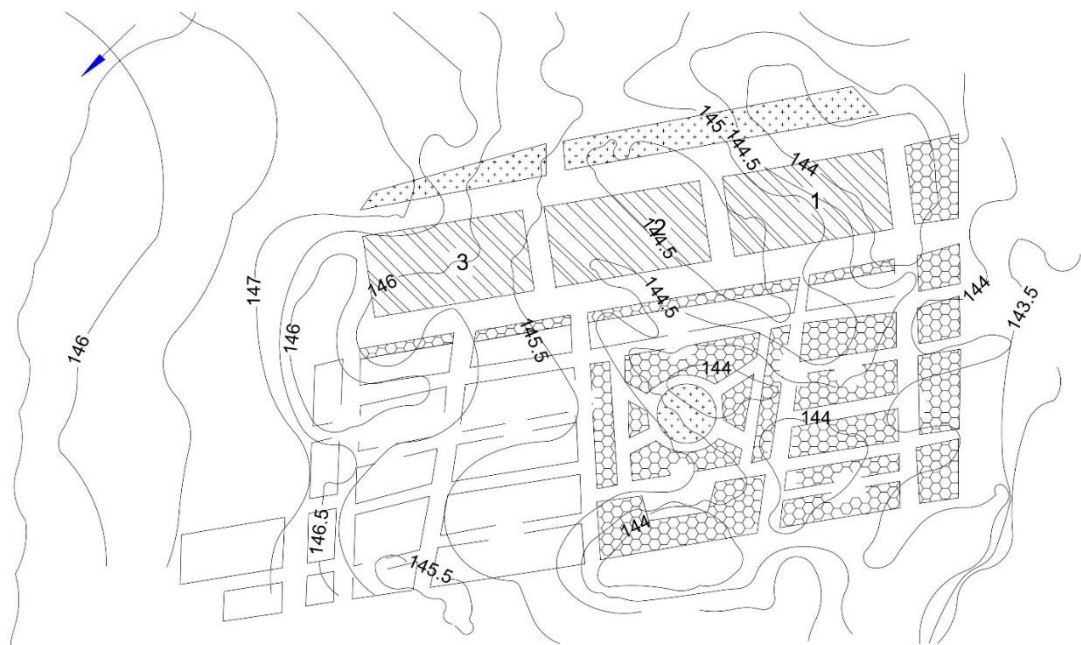
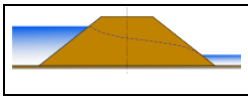
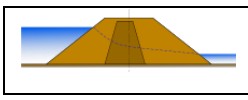
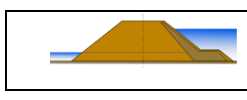
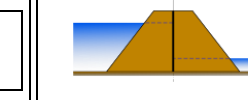
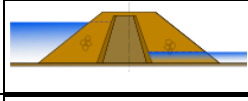
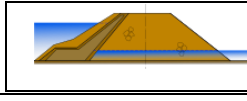
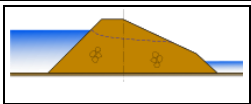
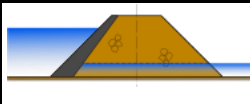
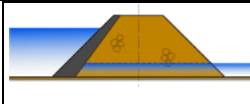


Рис. 1. 1.1. Генплан міста (М 1:20000)

Гребля - гідротехнічна споруда, що перегороджує водотік для підйому рівня води, також служить для зосередження напору в місці розташування споруди та створення водосховища. Грунтові, або земляні греблі будуються із ґрунтових матеріалів, у тому числі піщаних, суглинистих, глинистих, як правило, без переливу води через неї. Зазвичай форма поперечного перерізу наближається до трапецеїдальної. Грунтові греблі прості за конструкцією, будівництво їх можливе у дуже широкому діапазоні геологічних умов. Грунтові греблі класифікуються за матеріалом тіла греблі, за конструкцією, методом виконання робіт, висотою, типом протифільтраційних пристроїв на підставі. Низькими вважаються греблі заввишки до 25 метрів, середніми в діапазоні 25-75 метрів, вище за 75 метрів — високі греблі. Особливо високі греблі (більше 150 м) відносяться до «надвисоких».

Тип конструкції гребель				
ТИПИ				
Матеріал	Однорідна	З центральним ядром	З екраном	З діафрагмою
				
Земляна	Спосіб зведення: відсіпання ґрунту з пошаровим ущільненням; намив; вибух	Спосіб зведення: намив; відсіпання	Спосіб зведення: намив; відсіпання	Спосіб зведення: намив; відсіпання
				
Кам'яно-земляна		Спосіб зведення: відсіпання; намив	Спосіб зведення: відсіпання;	

				
Кам'яна	Спосіб зведення:		Спосіб зведення:	Спосіб зведення:
	вибухом; відсіпання		відсіпання; вибух	відсіпання; вибух

1.2. Визначення висоти греблі, параметри вітрових хвиль для нормального та форсованого рівнів води, розрахунок хвилі 1% забезпеченості

Визначення висоти греблі

$$h_{гр\ буд} = h_{гр} + \Delta h_{осідання}. \quad (1.2.1)$$

$$h_{гр} = \sqrt{НПР} + h_{s1}. \quad (1.2.2)$$

Відповідно перевищення гребеня греблі з місцевих матеріалів над розрахунковим рівнем води (тобто, над рівнем, при якому відбувається скидання максимальних розрахункових витрат) визначається за формулою

$$h_s = \Delta h_{сет} + h_{run1\%} + a, \quad (1.2.3)$$

де $h_{run1\%}$ – висота нахату вітрової хвилі 1% забезпеченості; $\Delta h_{сет}$ – висота вітрового нагону; a – запас, що залежить від класу споруди, беруть не менше 0,5 м.

Параметри вітрових хвиль для нормального та форсованого рівнів води

Параметри вітрових хвиль у створі греблі визначаємо для наступних характерних рівнів води:

- Нормальний підпірний рівень;
- форсований підпірний рівень.

Забезпеченість розрахункової швидкості вітру для греблі III класу при основному поєднанні навантажень та впливів прийнято 4% (відповідно до СНіП 2.06.04-82*). Розрахункова швидкість вітру за метеостанцією Горі становить 25,2 м/с.

Забезпеченість розрахункової швидкості вітру для греблі III класу при особливому поєднанні навантажень та впливів прийнято 30% (згідно з СНіП 2.06.05-84*). Розрахункова швидкість вітру за метеостанцією Горі становить 21,7 м/с.

Середню висоту хвилі та період хвиль у глибоководній зоні визначаємо згідно з методикою СНіП 2.06.04-82*.

Визначаємо безрозмірні величини

$$\frac{gt}{W}, \frac{gL}{W^2}, \quad (1.2.4)$$

де g – прискорення вільного падіння, $9,81 \text{ м/с}^2$; t – безперервна тривалість дії вітру для водоймищ приймається рівною 6 годин; D – Довжина розгону хвилі, 2320 м ; W – швидкість вітру, м/с .

$$\frac{gt}{W} = \frac{9,81 \cdot 21600}{15} = 14126,4; \quad (1.2.5)$$

$$\frac{gL}{W^2} = \frac{9,81 \cdot 500}{15^2} = 21,8; \quad (1.2.6)$$

$$\frac{gt}{W} \left\{ \begin{array}{l} \frac{g\bar{h}}{V^2} = 4,2; \\ \frac{g\bar{T}}{V} = 0,085; \end{array} \right. \quad (1.2.7)$$

$$\frac{gL}{W^2} \left\{ \begin{array}{l} \frac{g\bar{h}}{V^2} = 1; \\ \frac{g\bar{h}}{V} = 0,0085; \end{array} \right. \quad (1.2.8)$$

$$\bar{h} = \frac{0,085W^2}{g} = \frac{0,085 \cdot 15^2}{9,81} = 0,19 \text{ (м)}; \quad (1.2.9)$$

$$\bar{h} = \frac{1 \cdot W}{g} = \frac{1 \cdot 15}{9,81} = 0,53 \text{ (м)}; \quad (1.2.10)$$

Розрахунок хвилі 1% забезпеченості

$$h_{1\%} = \bar{h} \cdot K_{1\%} = 0,19 \cdot 2,8 = 0,4 \text{ (м)}. \quad (1.2.11)$$

$$\bar{\lambda}d = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi} = \frac{9,81 \cdot 1,53^2}{2 \cdot 3,14} = 3,66 \text{ (м)}. \quad (1.2.12)$$

$\bar{\lambda}d$ -середня довжина хвилі;

\bar{T} – середній період.

1.3. Розрахунки висоти греблі В-2, хвилі 1% забезпеченості, накату, нагону В-2

Розрахунок накату

Відмітка гребеня греблі або гребеня водонепроникного парапету призначається з урахуванням підвищення його над розрахунковим рівнем води. Підвищення гребеня згідно зі СНіП 2.06.05-84*

визначається за двома розрахунковими рівнями води у верхньому б'єфі:

- Нормальний підпірний рівень;
- форсований підпірний рівень розрахункової забезпеченості (у розрахунках прийнятий рівень, що відповідає пропуску максимальної витрати 0,5% забезпеченості для III класу капітальності греблі).

де Δh – вітровий нагін, м; $h_{run\ 1\%}$ - висота накату хвилі на укис, м; a - запас піднесення гребеня греблі, що приймається 0,5м.

Швидкості вітру, що відповідають розрахунковим рівням води у верхньому б'єфі:

- для нормального підпірного рівня: 25,2 м/с (повторюваність 4%);
- для форсованого підпірного рівня: 21,7 м/с (повторюваність 30%).

Висоту накату хвиль на укис забезпеченості 1% знаходимо за формулою (відповідно до СНіП 2.06.04-82*) при глибині перед спорудженням $>2 h_{1\%}$.

Висота накату вітрової хвилі визначається згідно:

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

де k_r - коефіцієнт шорсткості, визначається за таблицею 6 СНіП 2.06.04-82 для кріплення кам'яним начерком; k_p - коефіцієнт проникності укусу, визначається за таблицею 6 СНіП 2.06.04-82* для кріплення кам'яним начерком; k_{sp} - коефіцієнт приймається за таблицею 7 СНіП 2.06.04-82 ; k_{run} – коефіцієнт, який приймається за графіками рис. 10 СНіП 2.06.04-82 ; $h_{1\%}$ – висота хвилі 1% забезпеченості.

$k_r=1$, $k_p=0,9$; $k_{sp}=1,25$; $k_{run}=1,2$; $h_{1\%}$ – висота хвилі 1%
забезпеченості; $h_{1\%} = 0,4$.

$$k_{run1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,25 \cdot 1,2 \cdot 0,4 = 0,54.$$

Висоту вітрового нагону Δh_{set} , м визначають за формулою:

$$\Delta h_{set} = k_w \frac{W^2 L}{gH} \cos \alpha,$$

$$\Delta h_{set} = 2,1 \cdot 10^{-6} \frac{15^2 \cdot 500}{9,81 \cdot (125 - 121)} \cdot 1 = 0,006 \text{ (м)},$$

де g – прискорення сили тяжіння, м/с^2 ; H – середня глибина водоймища, м; α – кут між віссю водоймища і напрямком вітру, що приймається за завданням; k_w – коефіцієнт, що беруть з дод. 1 табл. 2.

Висота греблі визначається при НПР та ФПР, в розрахунок беруть більше значення.

За наявності на водоскидних спорудах затворів розрахункова витрата скидається при НПР. При автоматичному скиданні (без затворів) пропуск розрахункової витрати супроводжується підвищенням рівня у водосховищі до ФПР. Цей рівень зазвичай визначається техніко-економічним розрахунком, враховуючи збитки від підтоплення прилеглих територій. У курсовій роботі слід взяти ФПР на 0,2...0,8 м вище НПР.

$$h_s = h_{run1\%} + \Delta h_{set} + a; \quad (1.3.1)$$

де $h_{run1\%}$ – висота накочування хвилі 1%-ї забезпеченості, м;

Δh_{set} – висота вітрового нагону води у верхньому б'єфі, м;

a – запас висоти греблі.

$$h_s = 0,006 + 0,54 + 0,5 = 1,046 \text{ (м)}; \quad (1.3.2)$$

$$h_{гр} = 125 + 1,046 = 126,046 \text{ (м)}. \quad (1.3.3)$$

Визначення висоти греблі

$$h_{гр} = \sqrt{\Phi_{ПР}} + h_{s1}; \quad (1.3.4)$$

$$\frac{gt}{W} = \frac{9,81 \cdot 21600}{10} = 21189,6; \quad (1.3.5)$$

$$\frac{gL}{W^2} = \frac{9,81 \cdot 500}{10^2} = 49,05; \quad (1.3.6)$$

$$\frac{gt}{W} \begin{cases} \frac{g\bar{h}}{v^2} = 5; \\ \frac{g\bar{T}}{v} = 0,115; \end{cases} \quad (1.3.7)$$

$$\frac{gL}{W^2} \begin{cases} \frac{g\bar{h}}{v^2} = 1,3; \\ \frac{g\bar{h}}{v} = 0,012; \end{cases} \quad (1.3.8)$$

$$\bar{h} = \frac{0,012W^2}{g} = \frac{0,012 \cdot 10^2}{9,81} = 0,12 \text{ (м)}; \quad (1.3.9)$$

$$\bar{h} = \frac{1 \cdot W}{g} = \frac{1 \cdot 10}{9,81} = 1,33 \text{ (м)}. \quad (1.3.10)$$

Розрахунок хвилі 1% забезпеченості

$$h_{1\%} = \bar{h} \cdot K_{1\%} = 0,12 \cdot 2,1 = 0,25. \quad (1.3.11)$$

де h – середня висота хвилі;

$K_{i\%}$ – коефіцієнт, що враховує зміну висоти хвилі $i\%$ -ної забезпеченості відносно середнього значення, визначається за графіком на рис. 1.8 для безрозмірного значення gL/Vw^2 та прийнятої за даними табл.1.10 розрахункової забезпеченості хвилі.

$$\bar{\lambda}_d = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi} = \frac{9,81 \cdot 1,33^2}{2 \cdot 3,14} = 2,76 \text{ м}. \quad (1.3.12)$$

$\bar{\lambda}_d$ – середня довжина хвилі;

\bar{T} – середній період.

Розрахунок висоти нахату

Висота нахату вітрової хвилі визначається згідно:

$$h_{run1\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot h_{1\%}, \quad (1.3.13)$$

де k_r , k_p – коефіцієнти шорсткості і проникності укусу, $k_r=1$, $k_p=0,9$;

$k_{sp}=1,1$; $k_{run}=1,6$; $h_{1\%}$ – висота хвилі 1% забезпеченості; $h_{1\%} = 0,25$.

$$k_{run1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 0,25 = 0,396. \quad (1.3.14)$$

$$\frac{\bar{\lambda}d}{\lambda d_{1\%}} = \frac{2,76}{0,25} = 11,04; \quad (1.3.15)$$

$$k_{run} = 1,6. \quad (1.3.16)$$

Розрахунок висоти нагону

Висоту вітрового нагону Δh , м визначають за формулою:

$$\Delta h = k_W \frac{W^2 L}{gH} \cos \alpha, \quad (1.3.17)$$

де W - Розрахункова швидкість вітру, м / с; D - Довжина розгону хвилі,
2320м;

H - розрахункова глибина води, 42,5 м; K_W - коефіцієнт, $2,6 \cdot 10^{-6}$, що
визначається за табл. 2 СНіП 2.06.04-82; α – кут атаки, 0^0 .

$$\Delta h = 2,1 \cdot 10^{-6} \frac{10^2 \cdot 500}{9,81 \cdot (125 - 121)} \cdot 1 = 0,0002 \text{ (м)}. \quad (1.3.18)$$

$$h_s = h_{run1\%} + \Delta h_{set} + a; \quad (1.3.19)$$

$$h_s = 0,0002 + 0,396 + 0,5 = 0,896 \text{ (м)}; \quad (1.3.20)$$

$$h_{gr} = 125,8 + 0,896 = 126,696 = 126,7 \text{ (м)}. \quad (1.3.21)$$

Приймаємо відмітку гребеня греблі 126,7 м.

Висота греблі

$$h_{gr} = 126,7 - 121 = 5,7 \text{ (м)}. \quad (1.3.22)$$

1.4. Переріз греблі і повздовжній профіль, поперечний переріз

Верховий укос

Суглинок 2,25.

Низовий укос

Суглинок 2

$$5,7 \cdot 2,25 = 12,83. \quad (1.4.1)$$

$$5,7 \cdot 2 = 11,4. \quad (1.4.2)$$

$$H = \sqrt{\text{НПР}} - \sqrt{\text{дно}} = 6 \text{ м.} \quad (1.4.3)$$

$$\Delta L_B = \beta_B H \quad (1.4.4)$$

$$\text{Закладання укосу} - 2,25; \quad (1.4.5)$$

$$\beta_B = \frac{mh}{2mh+1} \quad (1.4.6)$$

$$\beta_B = \frac{2,25}{2 \cdot 2,25 + 1} = 0,41 \quad (1.4.7)$$

$$\Delta L_B = 0,41 \cdot 4 = 1,64 \text{ (м)}. \quad (1.4.8)$$

$$L_1 = L + \Delta L_B; \quad (1.4.9)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2 - h_1^2}{2L_1}; \quad (1.4.10)$$

$$a_0 = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_t}{2f(m_t)} h_1 \frac{q}{k}}; \quad (1.4.11)$$

$$f(m_t) = 0,5 + m_t; \quad (1.4.12)$$

$$hx = \sqrt{2 \frac{q}{k} (L - x - m_t a_0) + (h_1 + a_0)^2}; \quad (1.4.13)$$

$$m_t = 2,25 \text{ (бо суглинок)}. \quad (1.4.14)$$

$$hp = \sqrt{2 \cdot 0,46(15,05 - 4) + 0,34^2} = 3,21 \text{ (м)}; \quad (1.4.15)$$

$$hx = \sqrt{2 \cdot 0,46(15,05 - 8) + 0,34^2} = 2,57 \text{ (м)}; \quad (1.4.16)$$

$$hk = \sqrt{2 \cdot 0,46(15,05 - 12) + 0,34^2} = 1,71 \text{ (м)}; \quad (1.4.17)$$

$$R_1 = (R_B + R_H) / 2; \quad (1.4.18)$$

$$\frac{14}{4,85} = 2,89 = 2,9 \text{ (м)}; \quad (1.4.19)$$

$$R_H = k_1 H_{гр}; \quad (1.4.20)$$

$$R_B = k_2 H_{гр}; \quad (1.4.21)$$

$$R_H = 1,64 \cdot 5,7 = 9,35 \text{ (м)}; \quad (1.4.22)$$

$$R_B = 1,85 \cdot 5,7 = 10,55 \text{ (м)}; \quad (1.4.23)$$

$$R_1 = (9,35 + 10,55) / 2 = 9,95 \text{ (м)}; \quad (1.4.24)$$

$$R_2 = 6,93 \text{ (м)}. \quad (1.4.25)$$

1.5. Фільтраційний розрахунок

Однорідна земляна з дренажною призмою

$$\Delta L_H = \frac{m_1^1 H_2}{3} = \frac{1,5 \cdot 0,5}{3} = 0,25 \text{ (м)}. \quad (1.5.1)$$

ΔL_H -довжина, на яку по довжині виходить довжина фільтрації в дренажну призму.

Висота дренажної призми – 2,1 м.

$$L_p = \Delta L_B + L + \Delta L_H \quad (1.5.2)$$

$$L_p = 1,64 + 15,05 + 0,25 = 16,94 \text{ (м)}. \quad (1.5.3)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p} = \frac{4^2 - 0,5^2}{2 \cdot 16,94} = 0,46 \quad (1.5.4)$$

$$hc = \sqrt{H_1^2 - 2(L + L_B) \cdot \frac{q}{k}} - H_2 \quad (1.5.5)$$

$$hc = \sqrt{4^2 - 2(15,05 + 1,64) \cdot 0,46} - 0,5 = 0,34 \text{ (м)}. \quad (1.5.6)$$

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k} (L - x) + hc^2} \quad (1.5.7)$$

$$h_n = \sqrt{2 \cdot 0,46(15,05 - 4) + 0,34^2} = 3,21 \text{ (м)}. \quad (1.5.8)$$

$$h_x = \sqrt{2 \cdot 0,46(15,05 - 8) + 0,34^2} = 2,57 \text{ (м)}. \quad (1.5.9)$$

$$h_k = \sqrt{2 \cdot 0,46(15,05 - 12) + 0,34^2} = 1,71 \text{ (м)}. \quad (1.5.10)$$

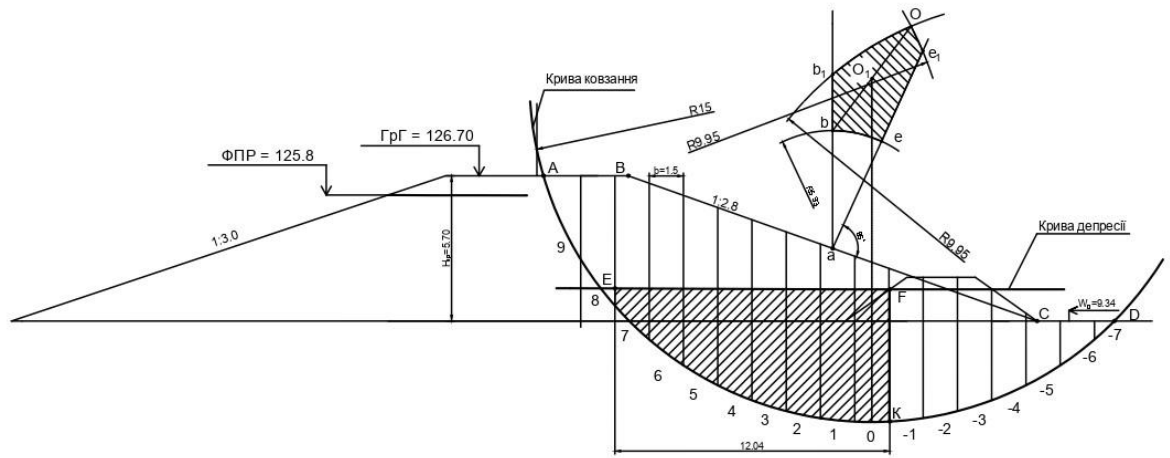


Рис.1.5.1. Розрахункова схема

Табл. 1.5.1

Розрахунок відсіків

№ відсіку	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	Gn	G·sin α	G·cos α	W _{φn}	tg φ _i	[G·cos α - W _φ]	c _i	l _i	c _i l _i
9	0,9	0,44	441,6	389	191	-	0,59	226	28	17,2	481,5
8	0,8	0,6	861,1	671	519	-	0,58	295			
7	0,7	0,71	1211,3	850	861	541,6	0,55	179,7			
6	0,6	0,8	1660,6	991	1334	616,3	0,55	402,1	25	32,5	807,5
5	0,5	0,87	1690,2	845	1471	732	0,55	416,2			
4	0,4	0,92	1827,3	732	1681,6	881	0,55	449			
3	0,3	0,95	1535,1	461	1456	746,3	0,50	359			
2	0,2	0,98	1420,6	281	1391	759,1	0,46	281,7			
1	0,1	0,99	1251,2	123	1240	761	0,46	216,1			
0	0	1	1070	0	1073	649,1	0,46	192,2	20	50	1000
-1	-0,1	0,99	765	-76	751,6	471,6	0,46	129,7			
-2	-0,2	0,98	341	-65	339,3	221	0,46	54,1			
-3	-0,3	0,95	289,1	-87	271,1	184	0,46	41			
-4	-0,4	0,92	115,6	-45	106	79	0,46	13,7			
-5	-0,5	0,87	114	-41	101	73	0,46	11,1			
-6	-0,6	0,8	121	-46	107	81	0,46	14			Σ2289

Визначення приведеної висоти

Визначення коефіцієнту пористості

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (1.5.11)$$

Коефіцієнт пористості для тіла греблі

$$e = \frac{0,39}{1-0,39} = 0,64 \quad (1.5.12)$$

Коефіцієнт пористості для основи греблі

$$e = \frac{0,21}{1-0,21} = 0,27 \quad (1.5.13)$$

Визначення щільності ґрунту насиченого водою

$$\rho_{\text{нас}} = \frac{2,71-1}{1+0,64} = 1 \quad (1.5.14)$$

Визначення щільності ґрунту насиченого водою основи греблі

$$\rho_{\text{нас}} = \frac{2,71-1}{1+0,27} = 1,4 \quad (1.5.15)$$

Визначення ваги кожного сектору

$$G = \gamma_{\text{пр}} b \sum h_{\text{пв}} \quad (1.5.16)$$

$$\Phi = \rho_0 g A l_{\text{ср}} \quad (1.5.17)$$

A - площа, змочена водою

$W_{\text{фп}}$ - гідродинамічна сила води

Коефіцієнт стійкості низового укосу

$$K = \frac{(G \cdot \cos \alpha_n - W_{\text{фп}}) \text{tg } \varphi + c l}{G \cdot \sin \alpha_n} = \frac{(1660,6 - 616,3) \cdot 0,55 + 807,5}{991} = 1,39. \quad (1.5.18)$$

2 ВОДОСКИД ФРОНТАЛЬНИЙ АВТОМАТИЧНОЇ ДІЇ, ГІДРАВЛІЧНИЙ
РОЗРАХУНОК ВОДОСКИДУ, СПОРУД ГАСІННЯ ЕНЕРГІЇ, СТАТИЧНИЙ
РОЗРАХУНОК

Консультант

Величко С. В.

						Атестаційна робота бакалавра	Лист
							29
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

2.1 Визначення товщини водобою. Перевірка на впливання.

$$Q = \sigma_n \sigma_c \sigma B \sqrt{2gH^3}; \quad (2.1.1)$$

$$B = \frac{Q}{m \sigma_n \sigma_c \sigma \sqrt{2gH^3}}; \quad (2.1.2)$$

$$m = 0,49;$$

$$Q = Q_{0,5\%} - Q_{ВЗ} - Q_{пром}; \quad (2.1.3)$$

$$Q_{ВЗ} = 2,3 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$Q_{пром} = 90;$$

$$Q_{0,5\%} = 230 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$Q = 230 - 2,3 - 90 = 137,7 \text{ м}^3/\text{с}; \quad (2.1.4)$$

$$\sigma = 0,62 + 0,38^3 \sqrt{\frac{H_{ВЗ}}{H_{пр\phi}}}; \quad (2.1.5)$$

$$\frac{H_{ВЗ}}{H_{пр\phi}} = 0,75; \quad (2.1.6)$$

$$\sigma = 0,62 + 0,38^3 \sqrt{0,75} = 0,97; \quad (2.1.7)$$

$$\sigma = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{P}{H}}} \left(1 - \frac{b_{пр}}{B}\right)^4 \sqrt{\frac{b_{пр}}{B}} = 0,97; \quad (2.1.8)$$

$$P = H_{пр} - H_{дно} = 125 - 121 = 4 \text{ м}; \quad (2.1.9)$$

$$b_{пр} = 10 \text{ м};$$

$$B = 11 \text{ м};$$

$$\sigma = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{4}{0,8}}} \left(1 - \frac{10}{11}\right)^4 \sqrt{\frac{10}{11}} = 0,99; \quad (2.1.10)$$

$$h_{\text{п}} = \text{ФПР} - \text{РВНБ}_{0,5\%} = 2,7 \text{ м}; \quad (2.1.11)$$

$$\frac{h_{\text{п}}}{H} = \frac{2,7}{0,8} = 3,38; \quad (2.1.12)$$

$$\frac{h_{\text{п}}}{H} > 1;$$

$$\sigma_n = 1;$$

$$B = \frac{Q}{m\sigma_n\sigma_c\sigma \sqrt{2gH^3}} = \frac{137,7}{0,49 \cdot 0,97 \cdot 0,99 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,8^3}} = 92,33 \text{ м}; \quad (2.1.13)$$

$$H_{\text{п}} = \text{ФПР} - \text{НПР} = 125,8 - 125 = 0,8 \text{ (м)}. \quad (2.1.14)$$

Табл. 2.1.1

Координаты точек

№ точки	x	y	№ точки	x	y
1	0	0,1	17	1,28	0,61
2	0,08	0,03	19	1,44	0,79
3	0,16	0,01	21	1,6	0,99
4	0,24	0,01	23	1,76	1,21
5	0,32	0	25	1,92	1,52
6	0,4	0,01	27	2,08	1,7
7	0,48	0,01	29	2,24	1,97

8	0,56	0,8	31	2,4	2,26
9	0,64	0,12	33	2,56	2,57
11	0,8	0,2	35	2,72	2,89
13	0,96	0,32	37	2,88	3,22
15	1,12	0,45	39	3,04	3,58

$$\frac{h_{\text{пз}}}{h_{\text{кр}}} = \left(0,028 \frac{z_0}{h_{\text{кр}}} + 1,64 \right) h_{\text{кр}}; \quad (2.1.15)$$

$$\delta_0 = 2 \dots 10; \quad (2.1.16)$$

$$\delta_0 = \frac{T_0}{h_{\text{кр}}}; \quad (2.1.17)$$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{q_{\text{вод}}^2}{g}}; \quad (2.1.18)$$

$$q_{\text{вод}} = \frac{Q_{\text{в}}}{nb} = \frac{137,7}{98} = 1,41 \text{ – питома витрата води на водозливї}; \quad (2.1.19)$$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{1,41^2}{9,81}} = 0,59 \text{ (м)}; \quad (2.1.20)$$

$$T_0 = \Phi\text{ПР-дно} = 125,8 - 121 = 4,8 \text{ (м)}; \quad (2.1.21)$$

$$\delta_0 = \frac{T_0}{h_{\text{кр}}} = \frac{4,8}{0,59} = 8,14; \quad (2.1.22)$$

$$h_{\text{пз}} = \left(0,0283 \frac{2,7}{0,59} + 1,64 \right) 0,59 = 1,73 \text{ (м)}; \quad (2.1.23)$$

$$H_{\text{п}} = \text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{дно} = 123,1 - 121 = 2,1 \text{ (м)}; \quad (2.1.24)$$

$$h > h_{\text{пз}};$$

$$\frac{C}{h_{кр}} = 0,12\sqrt{8\delta_0 + 2}; \quad (2.1.25)$$

$$\frac{C}{h_{кр}} = 0,59 \cdot 0,12\sqrt{8 \cdot 8,14 + 2} = 0,58 \text{ (м)}; \quad (2.1.26)$$

$$\delta_2 = \frac{h_2}{h_{кр}} = A; \quad (2.1.27)$$

$$h_2 = 2,65 \cdot 0,59 = 1,56 \text{ (м)}; \quad (2.1.28)$$

$$\delta_1 = \frac{h_1}{h_{кр}}; \quad (2.1.29)$$

$$h_1 = 0,55 \cdot 0,59 = 0,32 \text{ (м)}; \quad (2.1.30)$$

$$\sigma_c = (0,1 \dots 0,2)h_2; \quad (2.1.31)$$

$$l_c = 3h_2; \quad (2.1.32)$$

$$3h_2 = 3 \cdot 1,56 = 4,68 \text{ (м)}; \quad (2.1.33)$$

$$l_1 = h_{кр} + 1,3T_0'; \quad (2.1.34)$$

$$T_0' = 1,1h_2 + v_0^2/2g; \quad (2.1.35)$$

$$\text{де } v_0^2 = \frac{q_{\text{вод}}}{1,1h_2} = \frac{1,41}{1,1 \cdot 1,56} = 0,82 \left(\frac{\text{м}}{\text{с}}\right); \quad (2.1.36)$$

$$T_0' = 1,1 \cdot 1,56 + 0,82^2/2 \cdot 9,81 = 1,75; \quad (2.1.37)$$

$$l_1 = 0,59 + 1,3 \cdot 1,75 = 2,6 \text{ (м)}; \quad (2.1.38)$$

$$l_2 = 5(h_{2p} - h_{1p}); \quad (2.1.39)$$

$$h_{2p} = \frac{h_{p3}}{1,1}; \quad (2.1.40)$$

$$\delta_2 = \frac{h_{2p}}{h_{кр}} \rightarrow \delta_1 h_{1p} = \delta_1 h_{кр}; \quad (2.1.41)$$

$$h_{2p} = \frac{1,73}{1,1} = 1,6; \quad (2.1.42)$$

$$\delta 2 = \frac{1,6}{0,59} = 2,7; \quad (2.1.43)$$

$$\delta 1 = 0,25; \quad (2.1.44)$$

$$h_{1p} = 0,25 \cdot 0,59 = 0,15; \quad (2.1.45)$$

$$l_2 = 5(1,6 - 0,15) = 7,25 \text{ (м)}; \quad (2.1.46)$$

$$l_3 = 0,5 l_2; \quad (2.1.47)$$

$$l_3 = 0,5 \cdot 7,25 = 3,63 \text{ (м)}; \quad (2.1.48)$$

Крупн. каміння

$$x = l_c + l_1 + l_2 + l_3 = 4,68 + 2,6 + 7,25 + 3,63 = 12,96 \text{ (м)}; \quad (2.1.49)$$

$$\frac{12,96}{1,73} = 7,5; \quad (2.1.50)$$

$$\frac{d_{\Pi}}{h_{\text{кз}}} \cdot 10^2 = 5,5; \quad (2.1.51)$$

$$d_{\Pi} = \frac{5,5 \cdot 1,73}{100} = 0,1; \quad (2.1.52)$$

$$0,1 \cdot 1,3 = 0,13 \approx 0,15 \text{ (м)}; \quad (2.1.53)$$

Ковш не потрібен.

$$h_p = k_p \chi^{0,8 \cdot 1,25} \sqrt{\frac{q_p}{v_0}} - \text{глибина ями розмиву.} \quad (2.1.54)$$

Питома витрата на рисбермі

$$q_p = \frac{Q_B}{B}, \quad (2.1.55)$$

де Q_v – витрата на водовипуску;

V – прольоту;

$$V = nb + N \cdot l = 9 \cdot 10 + 10 \cdot 1 = 108; \quad (2.1.56)$$

Кількість биків – на 1 менше, ніж прольотів;

$$q_p = \frac{137,7}{108} = 1,28; \quad (2.1.57)$$

$k_p = 1,7$ – коеф. розмиваючої здатності водозливу.

χ – коеф. нерівномірності розподілу питомої витрати;

v_0 – допустима швидкість розливу;

Крупний пісок – швидкість – 0,61 м/с;

$$h_p = 1,7 \cdot 1,3^{0,8} \cdot 1,28^{1,25} \sqrt{\frac{1,28}{0,61}} = 3,79 \text{ (м)}; \quad (2.1.58)$$

$$h = 123,1 - 121 = 2,1 \text{ (м)}; \quad (2.1.59)$$

$$h_{vp} = h_p - h = 3,79 - 2,1 = 1,69 \text{ (м)}. \quad (2.1.60)$$

Параметр турбулентності

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{x_1}{h} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235\eta - 0,37}\right)}; \quad (2.1.61)$$

$$x_1 = l_2 + l_3; \quad (2.1.62)$$

$$\eta = \frac{h_{2p}}{h_{1p}} = \frac{1,6}{0,15} = 10,67; \quad (2.1.63)$$

$$x_1 = 7,25 + 3,63 = 10,88; \quad (2.1.64)$$

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{10,88}{h} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235 \cdot 10,67 - 0,37}\right)}. \quad (2.1.65)$$

При довжині жорсткого кріплення $x < 25 h_2$ довжина рисберми;

$$L_p = 3,5 h_{br} = 3,5 \cdot 1,69 = 5,92 \text{ (м)}. \quad (2.1.66)$$

Перевірка на впливання

$$\delta_{B'} = \frac{\gamma_H \gamma_{lc} (\Delta W \phi + \Delta W)}{\gamma_c \gamma_{б.зв} l_B}, \quad (2.2.1)$$

де $\Delta W \phi = 0$ – сила надлишкового фільтрац. тиску;

$\Delta W = 0,5 \gamma_0 \Delta h l$ – сила дефіциту тиску;

$$\Delta h \approx (0,6 \dots 0,7)(h_2 - h_1); \quad (2.2.2)$$

$$\Delta h \approx 0,6(1,56 - 0,32) \approx 0,74; \quad (2.2.3)$$

$$l = 0,33 l_c = 0,33 \cdot 4,68 = 1,54 \text{ (м)}; \quad (2.2.4)$$

$$\Delta W = 0,5 \cdot 9,81 \cdot 0,74 \cdot 1,54 = 5,6. \quad (2.2.)$$

$\gamma_{б.зв} = 14 \text{ т/м}^3$ – питома вага зваж. бетону;

γ_H – коеф., який залеж. від класу відповідальн. спор. ;

$\gamma_{lc} = 0,9$ – коеф. для осн. експуатац. випадку;

$$l_B = l_c = 4,68 \text{ (м)};$$

$$\delta_{B'} = \frac{1,2 \cdot 1(0+5,6)}{0,9 \cdot 14 \cdot 4,68} = 0,11 \text{ (м)}; \quad (2.2.5)$$

$$\delta_{B''} = \frac{\gamma_H \gamma_{lc} (\Delta M \phi + \Delta M + M)}{0,5 \gamma_c \gamma_{б.зв} l_B^2}; \quad (2.2.6)$$

$$\Delta M \phi = 0;$$

$$\Delta M = \Delta W \left(l_B - \frac{1}{3} l \right); \quad (2.2.7)$$

$$\Delta M = 5,6 \left(4,68 - \frac{1}{3} 1,54 \right) = 23,33; \quad (2.2.8)$$

$$M = F_2 (0,5c + \delta_B'); \quad (2.2.9)$$

$$F_2 = \xi \gamma_0 \omega \frac{V^2}{2g}; \quad (2.2.10)$$

$$\xi = 0,6 \dots 0,8;$$

$$F_2 = 0,6 \cdot 9,81 \cdot 0,81 \frac{0,82^2}{2 \cdot 9,81} = 0,16; \quad (2.2.11)$$

$$V = \frac{q_{\text{вод}}}{1,1 h_2} = \frac{1,41}{1,1 \cdot 1,56} = 0,82; \quad (2.2.12)$$

$$M = 0,16 (0,50,82 + 0,11) = 0,08; \quad (2.2.13)$$

$$\delta_B'' = \frac{1,2 \cdot 1(0 + 23,33 + 0,08)}{0,5 \cdot 0,9 \cdot 14 \cdot 4,68^2} = 0,51 \text{ (м)}; \quad (2.2.14)$$

$$\delta_B''' = \frac{\gamma_H \gamma_{lc} F_2}{\gamma_c \gamma_{6.3B} l_B f^2}; \quad (2.2.15)$$

$$f = 0,5;$$

$$\delta_B''' = \frac{1,210,16}{0,9 \cdot 14 \cdot 4,68 \cdot 0,5} = 0,007 \text{ (м)}. \quad (2.2.16)$$

Приймаємо товщину водобою 0,6 м.

Понур зі природніх матеріалів

Довжина понуру $2z$;

$z = \text{НПР-РВНБ}_{\text{побут}}$;

$$РВНБ_{\text{побут}}=121,5 \text{ м};$$

$$НПР=125 \text{ м};$$

$$z=125-121,5=3,5 \text{ (м)}. \quad (2.2.17)$$

$$\frac{0,5+1}{2} = 0,75 \text{ – середня товщина понуру}; \quad (2.2.18)$$

$$\text{Довжина понуру} - 2z=7,0\text{м}; \quad (2.2.19)$$

z – різниця між рівнями води;

$$\Phi ПР-РВНБ_{0,5\%}; \quad (2.2.20)$$

2.2. Побудова епюри фільтраційного тиску. Метод Чугаєва

$$H_i = \zeta_i^1 \frac{z}{\Sigma \zeta_i^1}, \quad (2.3.1)$$

де $\Sigma \zeta_i^1$ – сума всіх втрат напору;

$$2,5S_0=2,5 \cdot 4=10; \quad (2.3.2)$$

Коефіцієнти опору

$$\zeta_{\text{вх}}=\zeta_{\text{вих}}=\zeta_{\text{уст}}+0,44=1,19; \quad (2.3.3)$$

$$\zeta_{\text{уст}}=\frac{0,75}{10}=0,075; \quad (2.3.4)$$

$$\zeta_{\text{вх}}=0,075+0,44=0,52 \text{ (м)}; \quad (2.3.5)$$

$S_1=4, S_2=2$, де S_1 і S_2 – довжини шпунтів;

$$\zeta_{\text{шп}}=\frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{\frac{0,5S}{T_2}}{1-0,75S \frac{1}{T_2}} = \frac{0,75}{9,25} + 1,5 \frac{4}{8,25} + \frac{0,5 \cdot \frac{4}{8,25}}{1-0,75 \cdot 4 \frac{1}{8,25}} = 1,19 \text{ (м)}; \quad (2.3.6)$$

Значення коеф. опору

S_1 і S_2 – довжини шпунтів;

T – відстань від дна до розрахунков. водоупору;

Довж. горизон. ділянки

$$\zeta_{\text{гор}} = \frac{l - 0,5(S_1 - S_2)}{T} = \frac{7 - 0,5(4 - 2)}{8,25} = 0,48. \quad (2.3.7)$$

$$\frac{0,4}{8,25} + 1,5 \frac{2}{8,65} + \frac{0,5 \cdot 2 / 8,65}{1 - 0,75 \cdot 4 / 8,65} = 0,57(\text{м}); \quad (2.3.8)$$

$$\zeta_{\text{вх}} = \zeta_{\text{вих}} = \zeta_{\text{шп}} + 0,44 = 0,57 + 0,44 = 1,01 (\text{м}). \quad (2.3.9)$$

$$\Sigma \zeta_i^1 = 0,52 + 1,11 + 1,19 + 0,48 + 1,01 = 4,31; \quad (2.3.10)$$

$$h_I = \zeta_{\text{вх}} i^1 \frac{z}{\Sigma \zeta_i^1} = 0,52 \frac{3,5}{4,31} = 0,42; \quad (2.3.11)$$

$z = \text{НПР} = 125 (\text{м})$ – межений рівень води;

$$h_{II} = 1,11 \frac{3,5}{4,31} = 0,9; \quad (2.3.12)$$

$$h_{III} = 1,19 \frac{3,5}{4,31} = 0,97; \quad (2.3.13)$$

$$h_{IV} = 0,48 \frac{3,5}{4,31} = 0,39; \quad (2.3.14)$$

$$h_V = 1,01 \frac{3,5}{4,31} = 0,82; \quad (2.3.15)$$

$$I_K = \frac{z}{T_{ak}^1 \Sigma \zeta_i^1} = \frac{3,5}{10 \cdot 4,31} = 0,08; \quad (2.3.16)$$

2.3. Розрахунок греблі на міцність і стійкість. Визначення

навантажень, що діють на греблю

Визначення сил, що впливають на греблю

$$h_{3-4}=9,81(\text{рівень води-дно})=2,5 \text{ (м)}$$

9,81z – втрати напору на вході – втрати напору по довжині;

$$z=(\text{НПР-РВНБ}) ; \quad (2.4.1)$$

$$h_{5-6}=3,5 \cdot 9,81 - 0,42 \cdot 9,81 - 0,9 \cdot 9,81 = 2,18 \text{ (м)} \quad (2.4.2)$$

$$W_3 = 0,5 \cdot 1 \cdot 9,81 ((\text{НПР-дно}) + h_{3-4} + h_{5-6})(\text{дно-низ констр.}) = 0,5 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot (4 + 2,5 + 2,18) \cdot 2 = 85,15 \text{ (кН)}. \quad (2.4.3)$$

Точка прикладання сили W_3

$$y_c = \frac{l(a+2b)}{3(2+b)} = \frac{2(39,24+2 \cdot 53,46)}{3(39,24+53,46)} = 1,05 \text{ (м)}; \quad (2.4.4)$$

$$a = 1 \cdot 9,81 \cdot 4 = 39,24; \quad (2.4.5)$$

$$b = h_{3-4} \cdot h_{5-6} \cdot 9,81 = 2,5 \cdot 2,18 \cdot 9,81 = 53,46 \text{ (м)}; \quad (2.4.6)$$

$$W_4 = \text{НПР-дно}; \quad (2.4.7)$$

$$W_4 = \rho g S_4 z_c = 1 \cdot 9,81 \cdot 4 \cdot 1 = 9,81 \cdot 4 = 39,24 \text{ (кН)}; \quad (2.4.8)$$

$$S = 1 \cdot h_1; \quad (2.4.9)$$

$$z_c = 1;$$

$$\Delta W_5 = \rho g S_5 z_c = 1 \cdot 9,81 \cdot 0,15 \cdot 1 = 1,47 \text{ (кН)}; \quad (2.4.10)$$

Зважуюча сила, сила фільтрац. тиску

$$W_{ВЗВ} = \Sigma \rho g h l_i z_c = \Sigma 1 \cdot 9,81 \cdot 2,5 \cdot 6,6 \cdot 1 = 161,87; \quad (2.4.11)$$

$$\text{Точка прикладання} - \frac{1}{2} l_i = 3,3 \text{ (м)}; \quad (2.4.12)$$

$$W_{\phi} = \Sigma S i z_c = 6,6 \cdot \frac{1}{2} (9,81(3,5 - 0,42 - 0,9 - 0,97) + 9 \cdot 81(3,5 - 0,42 - 0,9 - 0,97 - 0,39)) \cdot 1 \cdot 65,72 \text{ (кН)}; \quad (2.4.13)$$

$$a = (2,18 - 0,97) \cdot 9,81 = 11,0; \quad (2.4.14)$$

$$B = 0,82 \cdot 9,81 = 8,04; \quad (2.4.15)$$

$$y_c = \frac{6,6(11,9 + 2 \cdot 8,04)}{3(11,9 + 8,04)} = 3,09 \text{ (м)}; \quad (2.4.16)$$

Сила вітрової хвилі

$$W_{ХВ} = \rho_{ХВ} \left(H - \frac{\eta}{2} \right) z_c; \quad (2.4.17)$$

$$\bar{\lambda} = 3,66 \text{ м};$$

$$h_{1\%} = 0,4 \text{ м};$$

$$\cos wt = \frac{3,66}{3,14 \cdot 0,4 (8 \cdot 3,14 \frac{4}{3,66} - 3)} = 0,12 \text{ (м)}; \quad (2.4.18)$$

Хвильове число

$$K = 2\pi / \bar{\lambda} c_p = 2 \cdot \frac{3,14}{3,66} = 1,72 \text{ (м)}. \quad (2.4.19)$$

Тиск хвилі

$$p_{\text{хв}} = 0,5 \rho g K h 1\% ^2 (1 - 2 \cos^2 wt) = 0,51 \cdot 9,81 \cdot 1,72 \cdot 0,4^2 (1 - 2 \cdot 0,12^2) = 1,31 \text{ (кПа)}. \quad (2.4.20)$$

Перевищення хвилі над НПР

$$\eta = h 1\% \cos wt + \frac{K h 1\% ^2}{2} \cos^2 wt = 0,40,12 + \frac{1,72 \cdot 0,4^2}{2} 0,12^2 = 0,05 \text{ (м)}; \quad (2.4.21)$$

$$W_{\text{хв}} = 1,31 \left(4 - \frac{0,05}{2} \right) \cdot 1 = 5,27 \text{ (кН)}. \quad (2.4.22)$$

Точка прикаладння по висоті від дна вгору

$$y_{\text{хв}} = 0,5 \left(H + \frac{\eta}{2} \right) = 0,5 \left(4 + \frac{0,05}{2} \right) = 2,01 \text{ (м)}. \quad (2.4.23)$$

Тиск наносів

$$E_{\text{н}} = 0,5 \rho_{\text{нан}} \cdot h_{\text{нан}} = 0,5 \cdot 1,6 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ (кН)}; \quad (2.4.24)$$

$$P_{\text{МО}} = 121,5 \text{ м};$$

$$H = 121,5 - 121 = 0,5 \text{ (м)}; \quad (2.4.25)$$

$$\rho_{\text{нан}} = 1,6;$$

$$P_{\text{Н}} = (\rho_{\text{н}}^{\text{нан}} - 1) g S_{\text{н}} z c = (1,6 - 1) \cdot 9,81 \cdot 1,6 \cdot 1 = 9,42 \text{ (кН)}. \quad (2.4.26)$$

$$\gamma_{\text{гр.зв}} = (\rho_s - \rho_0) g (1 - n); \quad (2.4.27)$$

$$\gamma_{\text{гр.зв}} = 2,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \quad (2.4.28)$$

$$\varphi_{\text{н}} = 18^\circ;$$

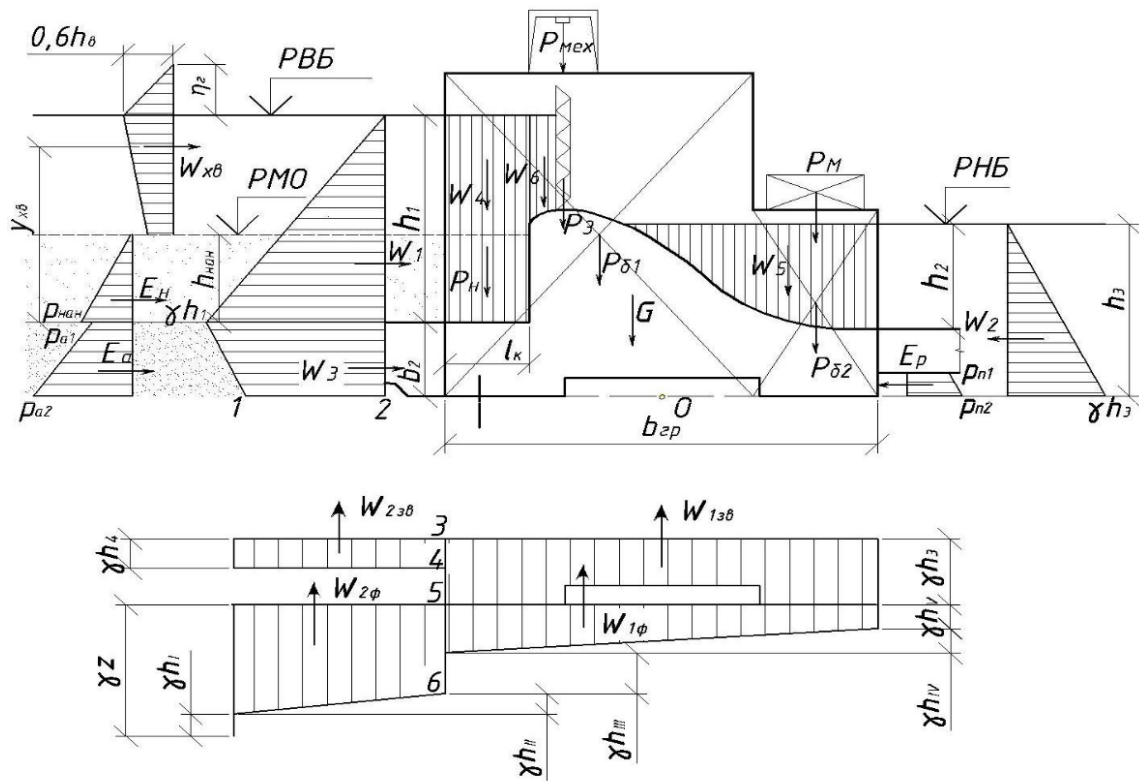


Рис. 2.4.1. Схема силових дій на греблю з ґрунтовим понуром

$$p_{a1} = \gamma_{H.3B} h_H \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_H}{2}\right); \quad (2.4.29)$$

$$p_{a2} = (\gamma_{Гр.3B} h_{Гр} + \gamma_{H.3B} h_H) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{h_{Гр}}{2}\right); \quad (2.4.30)$$

$$E_a = \frac{p_{a1} + p_{a2}}{2} h_{Гр} z_c; \quad (2.4.31)$$

$$z_c = 1;$$

$$\rho_s = 2,75;$$

$$n = 0,21;$$

$$\gamma_{Гр.3B} = (2,75 - 1) 9,81 (1 - 0,21) = 13,56 \text{ (кН} \cdot \text{м}^3); \quad (2.4.32)$$

$$p_{a1} = 2,1 \cdot 0,5 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{18}{2}\right) = 0,55; \quad (2.4.33)$$

$$p_{a2} = (2,1 \cdot 1 + 2,75 \cdot 1) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{29}{2}\right) = 1,68; \quad (2.4.34)$$

$$E_a = \frac{0,55 + 1,68}{2} \cdot 1 \cdot 1 = 1,12 \text{ (кН);} \quad (2.4.35)$$

$$y_c = \frac{l(a+2b)}{3(a+b)} = \frac{h_{rp}(pa_1+2pa_2)}{3(pa_1+pa_2)} = \frac{1(0,55+21,68)}{3(0,55+1,68)} = 0,58. \quad (2.4.36)$$

$$p_{a1} = \gamma_{6,3B} h_6 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_{rp}}{2}); \quad (2.4.37)$$

$$p_{a2} = pa_1 + \gamma_{6,3B} h_{rp}; \quad (2.4.38)$$

$$p_{a1} = 14 \cdot 0,6 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{29}{2}) = 24,21; \quad (2.4.39)$$

$$p_{a2} = 24,21 + 13,56 h_{rp} \cdot 1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{29}{2}) = 66,29; \quad (2.4.40)$$

$$E_p = \frac{pp_1+pp_2}{2} h_{rp} z_c = \frac{24,21+66,29}{2} \cdot 1 \cdot 1 = 45,29 \text{ (кН)}. \quad (2.4.41)$$

$$y_c = \frac{h_{rp}(pp_1+2pp_2)}{3(pp_1+pp_2)} = \frac{1(24,21+2 \cdot 66,29)}{3(24,21+66,29)} = 0,58. \quad (2.4.42)$$

Табл. 2.4.1

Силові дії на греблю з ґрунтовим понуром

Сила	Познач. сили	Вертик.	Гориз.	Плече	Момент
Вага	G	1611,54		0,4	644,62
Тиск наносів	E _H		-0,4		
Гідрост. т.	W ₁		-19,62	4,3	-84,37
	W ₂		60,09	2,4	144,22
	W ₃		-85,15	0,9	-76,64
	W ₄	39,24		5	196,2
	W ₅	1,47		5	8,67
Фільтрац. т.	W _ф	-65,72		4	-262,88
Зважувальн. т.	W _{зв}	-161,87	0	0	0
Т. ґрунту	E _a		-1,12	0,4	-0,45

Т. хвилі	E_p		45,29	0,6	13,59
	W_{XB}		-5,27	5	-26,35
		$\Sigma 1424,66$	$\Sigma -6,18$		

$$2 \cdot 47,09 + 640,4 + 876,96 = 1611,54 \text{ (кН)}. \quad (2.4.43)$$

$$k_s = \frac{R}{F}; \quad (2.4.44)$$

$$R = N \operatorname{tg} \varphi_{\text{гр}} + 0,7 E_p; \quad (2.4.45)$$

$$F = W_{XB} + W_1 + E_H + E_a + W_3; \quad (2.4.46)$$

$$R = 1424,66 \operatorname{tg} 29 + 0,7 \cdot 45,29 = 821,4 \text{ (кН)}. \quad (2.4.47)$$

$$F = -5,27 - 19,62 - 0,4 - 1,12 - 85,15 = -111,56 \text{ (кН)}. \quad (2.4.48)$$

$$k_s = \frac{821,4}{111,56} = 7,36; \quad (2.4.49)$$

$$k_s \geq \frac{\gamma_H \gamma_{lc}}{\gamma_c} = \frac{1,2}{0,9} = 1,33; \quad (2.4.50)$$

Гребля на зсув є стійкою.

Напруження основи

$$\sigma_{\max} = -\frac{1424,66}{6,6} + \frac{6 \cdot 556,61}{6,6^2} = -139,19; \quad (2.4.51)$$

$$\sigma_{\min} = -\frac{1424,66}{6,6} - \frac{6 \cdot 556,61}{6,6^2} = -264,53; \quad (2.4.52)$$

$$\frac{-264,5}{-139,19} = 1,9$$

$1,9 < 2$ – основа є стійкою.

3 ЗОВНІШНІ МЕРЕЖІ ВОДОПОСТАЧАННЯ

Консультант

Величко С. В.

						Атестаційна робота бакалавра	Лист
							49
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

3.1. Водоспоживання населенням, підприємствами, витрата на поливання вулиць і зелених насаджень та пожежогасіння, баланс добового водоспоживання

У місті знаходиться 3 промислові підприємства:

1. Хлібозавод
2. Льонозавод
3. Молокозавод

За ступенем охоплення потреб споживачів в нас об'єднана система водопостачання, яка забезпечує водою два та більше видів споживачів. Забір води здійснюється з водосховища.

У таблицях 2.1-2.4 наведено результати розрахунків при визначенні добових витрат води на різні потреби водоспоживачів I зони.

Таблиця 3.1.1

Водоспоживання населенням міста

Райони міста	N, осіб	q _ж , л/ос.добу	Q _{доб.ср} , м ³ /добу	K доб.мах	Q _{доб.мах} , м ³ /добу	K доб.мін	Q _{доб.мін} , м ³ /добу
I	10000	230	2300	1,1	2530	0,8	1840
II	7000	150	1050	1,1	1153	0,8	840
Разом	17000	-	3350	-	5060	-	2680

Таблиця 3.1.2

Водоспоживання на виробничі потреби підприємств

Назва підприємств	№ зміни	Одиниця продукції	q _в , м ³ /од	N _{прод} , од./зміну	Q _в , м ³ /зміну
Хлібозавод	1	Т	4,8	200	960
	2			140	672

	3			140	672
	разом	480	-	700	1820
Маслозавод	1	Т	170	30	5100
	2	Т	-	-	-
	3		-	-	-
	разом	30	170	-	5100
Кондитерська фабрика	1	Т	8	100	800
	2		-	-	-
	3		-	-	-
	разом	100	8		

Таблиця 3.1.3

Водоспоживання на господарсько-питні потреби підприємств та прийняття душу

№ підприємства	№ зміни	К-сть працюючих, осіб.	Гарячі цехи			Холодні цехи			Qг.п , м3/зм	Прийняття душу			
			Nг, осіб	qг, л/ос.	Qг, м3/зм	Nх, осіб	qx, л/ос	Qх, м3/зм		Nду, осіб	qду, л/ос.зм	Qду, м3/зм	
1	1	120	30	45	1,35	90	25	2,25	3,6	54	53,5	2,889	
	2	100	25		2,25	75		1,875		4,375		45	2,408
	3	100	25		2,25	75		1,875		4,375		45	2,408
	Разом	320	80	6,35	240	25	6	12,35	144	7,704			
2	1	130	33	45	1,485	97	25	2,425	3,91	104	53,5	5,564	
	2	-	-		-	-	-	-	-	-	-	-	
	3	-	-		-	-	-	-	-	-	-	-	

	Разом	130	33		1,485							
3	1	65	17	45	0,765	48	25	1,2	1,965	43	53,5	2,301
	2	-	-		-	-		-	-	-		
	3	-	-		-	-		-	-	-		
	Разом	65	17	-	0,765	48	-	1,2	1,965	43	-	2,301
Разом	-	515	130	-	8,6	385	-	9,625	18,225	291	-	20,169

Таблиця 3.1.4

Витрати води на полив вулиць та зелених насаджень

Райони міста	Кількість населення, осіб	Питомі витрати води, л/ос.добу	Витрата води, м3/добу
I	10000	40	40
II	7000	40	280
Разом	17000	-	320

За результатами таблиць 2.1-2.4 підводимо баланс добового водоспоживання у першій зоні міста (табл. 2.5).

Баланс добового водоспоживання міста

№	Споживачі	Витрата води, м ³ /добу		
		середньодобове водоспоживання	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району	2300	2530	1840
	Невраховані витрати	230,0	253,0	184,0
	Разом	2530	2783	2024
2	Населення II району	1050	1153	840
	Невраховані витрати	105,0	115,3	84,0
	Разом	1155	3339,6	924
3	Підприємство №1			
	Виробничі потреби	2304	2304	2304
	Господарсько-питні	12,35	12,35	12,35
	Душові	7,704	7,704	7,704
	Разом	2324,054	2324,054	2324,054
4	Підприємство №2			
	Виробничі потреби	5100	5100	5100

	Господарсько-питні	3,91	3,91	3,91
	Душові	16,692	16,692	16,692
	Разом	5120,602	5120,602	5120,602
5	Підприємство №3			
	Виробничі потреби	800	800	800
	Господарсько-питні	1,965	1,965	1,965
	Душові	6,9015	6,9015	6,9015
	Разом	808,867	808,867	808,867
6	полив вулиць та зелених насаджень			
	I район	20	40	-
	II район	140	280	-
	Разом	160	320	-
		12098,523	12634,823	11201,523

3.2. Визначення погодинних витрат і побудова графіку

Розподіл добових витрат за годинами доби

Для зони I, що розташована у I житловому районі, коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання населенням визначаємо за формулою:

$$K_{г.мах} = \alpha_{мах} \beta_{мах}; \quad (3.2.1)$$

I район:

$$K_{г.мах.I} = 1,4 \times 1,27 = 1,8;$$

II район:

$$K_{г.мах.II} = 1,4 \times 1,28 = 1,8.$$

Розподіл сумарний витрат води за годинами здійснюємо для доби максимального водоспоживання (табл. 2.6).

№ кільця	№ ділянки	Довжина l, км	Попередній потокорозподіл							Δq власного кільця	Δq суміжного кільця	Перше наближення					№ кільця	№ ділянки
			напряма	d, мм	V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	$h = 1000i$ *	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	$h = 1000i$ *	h/q		
1	1--2	0.84	1	400	1.20	151.23	4.30	3.609	0.024	-0.742		1.2 ₀	150.48	4.26	3.577	0.024	-0.520	
	2--3	0.89	1	400	1.12	140.62	3.77	3.352	0.024	-0.742		1.11	139.8 ₇	3.73	3.320	0.024	-0.520	
	1--9	0.6	-1	300	2.15	151.86	17.97	-10.781	0.071	0.742		2.16	152.6 ₁	18.13	108.87	0.071	0.520	
	3--9	0.91	1	200	0.77	24.16	4.68	4.257	0.176	-0.742	0.84	0.77	24.26	4.71	4.288	0.177	-0.520	0.64
							$h =$	0.437	0.295	$\Delta h/q$				$h =$	0.307	0.296	h/q	
									$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.742							$\square\square\square$ $\square\square$	
2	3--9	0.91	-1	200	0.77	24.16	4.68	-4.257	0.176	0.841	-0.74	0.77	24.26	4.71	-4.288	0.177	0.645	-0.52
	3--4	0.69	1	350	1.05	101.17	4.00	2.758	0.027	-0.841		1.04	100.3 ₃	3.94	2.716	0.027	-0.645	
	8--9	0.4	-1	300	1.93	136.46	14.75	-5.898	0.043	0.841		1.94	137.3 ₀	14.91	-5.965	0.043	0.645	
	4--8	0.79	1	200	1.20	37.59	10.35	8.178	0.218	-0.841	0.73	1.19	37.48	10.30	8.136	0.217	-0.645	0.51
							$h =$	0.781	0.464	h/q				$h =$	0.599	0.464	h/q	
									$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.841							$\square\square\square$	
3	4--8	0.79	-1	200	1.20	37.59	10.35	-8.178	0.218	0.733	-0.84	1.19	37.48	10.30	-8.136	0.217	0.515	-0.64
	4--5	0.66	1	300	0.78	55.02	2.84	1.874	0.034	-0.733		0.77	54.28	2.77	1.829	0.034	-0.515	
	7--8	0.97	1	200	0.34	10.53	1.08	1.045	0.099	-0.733		0.31	9.79	0.95	0.921	0.094	-0.515	
	5--7	0.89	1	200	0.95	29.83	6.82	6.072	0.204	-0.733	0.39	0.94	29.49	6.68	5.948	0.202	-0.515	0.30
							$h =$	0.813	0.554	h/q				$h =$	0.562	0.547	h/q	
									$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.733							$\square\square\square$	
4	5--7	0.89	-1	200	0.95	29.83	6.82	-6.072	0.204	0.391	-0.73	0.94	29.49	6.68	-5.948	0.202	0.299	-0.51
	5--6	1.16	1	200	0.67	21.09	3.67	4.259	0.202	-0.391		0.66	20.70	3.55	4.120	0.199	-	0.299
	6--7	0.85	1	200	0.56	17.45	2.62	2.230	0.128	-0.391		0.54	17.06	2.52	2.143	0.126	-	0.299
							$\Delta h =$	0.417	0.533	h/q				$\Delta h =$	0.315	0.526	h/q	$\Delta h =$
									$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.391								
							$\Delta h_{\text{контуру}} =$	2.448									$\Delta h_{\text{контуру}} =$	2.448

Друге наближення					Δq власного кільця	Δq суміжного кільця	Третє наближення				
V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	$h = 1000i^*$	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	$h = 1000i^*$	h/q
1.19	149.96	4.23	3.555	0.024	-0.394		1.19	149.57	4.21	3.538	0.024
1.11	139.35	3.71	3.298	0.024	-0.394		1.11	138.96	3.69	3.281	0.024
2.17	153.13	18.25	-10.947	0.071	0.394		2.17	153.52	18.33	-10.999	0.072
0.78	24.39	4.76	4.327	0.177	-0.394	0.46	0.78	24.45	4.78	4.348	0.178
		$\Delta h =$	0.233	0.296	h/q				$\Delta h =$	0.168	0.297
				$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.394						
0.78	24.39	4.76	-4.327	0.177	0.457	-0.39	0.78	24.45	4.78	-4.348	0.178
1.04	99.69	3.89	2.685	0.027	-0.457		1.03	99.23	3.86	2.663	0.027
1.95	137.94	15.04	-6.017	0.044	0.457		1.96	138.40	15.14	-6.054	0.044
1.19	37.35	10.23	8.085	0.216	-0.457	0.39	1.19	37.28	10.20	8.058	0.216
		$\Delta h =$	0.425	0.464	h/q				$\Delta h =$	0.319	0.465
				$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.457						
1.19	37.35	10.23	-8.085	0.216	0.390	-0.46	1.19	37.28	10.20	-8.058	0.216
0.76	53.77	2.72	1.798	0.033	-0.390		0.76	53.38	2.69	1.775	0.033
0.30	9.28	0.86	0.838	0.090	-0.390		0.28	8.89	0.80	0.777	0.087
0.93	29.27	6.60	5.870	0.201	-0.390	0.21	0.93	29.10	6.52	5.806	0.200
		$\Delta h =$	0.422	0.541	h/q				$\Delta h =$	0.301	0.536
				$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.390						
0.93	29.27	6.60	-5.870	0	0.212		0.93	29.10	6.52	-5.806	0.200
0.65	20.41	3.46	4.015	0.197	-		0.64	20.19	3.40	3.941	0.195
0.53	16.77	2.44	2.077	0.124	-		0.53	16.55	2.39	2.030	0.123
		$\Delta h =$	0.221	0.521	$\Delta h/q$				$\Delta h =$	0.165	0.517
				$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.212					$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.212
		$\Delta h_{\text{контуру}} =$	1.301					$\Delta h_{\text{контуру}} =$	0.952		

№ кільця	№ ділянки	довжина на l, км	Попередній потіккорозподіл							Δq власного кільця	Δq суміжного	Перше наближення					Δq власного кільця	Δq суміжного	
			напрямок	d, мм	V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000	h/q			
1	1--2	0.84	1	500	0.92	146.59	2.28	1.918	0.013	-1.475		0.91	145.12	2.24	1.883	0.013	-0.975		
	2--3	0.89	1	450	1.08	135.64	3.53	3.141	0.023	-1.475		1.07	134.17	3.46	3.080	0.023	-0.975		
	1--9	0.6	-1	400	1.94	186.84	12.23	-7.338	0.039	1.475		1.96	188.31	12.41	-7.446	0.040	0.975		
	3--9	0.91	1	350	0.71	34.60	3.01	2.735	0.079	-1.475	1.83	0.71	34.95	3.06	2.785	0.080	-0.975	1.31	
					250			Δh =	0.456	0.155	h/q				Δh =	0.303	0.155	h/q	
								Δqкільця =	0.456							□□□			
2	3--9	0.91	-1	250	0.71	34.60	3.01	-2.735	0.079	1.827	-1.47	0.71	34.95	3.06	-2.785	0.080	1.306	-0.98	
	3--4	0.69	1	350	1.05	100.76	3.97	2.737	0.027	-1.827		1.03	98.94	3.84	2.649	0.027	-1.306		
	8--9	0.4	-1	350	1.74	166.86	9.93	-3.973	0.024	1.827		1.75	168.69	10.13	-4.053	0.024	1.306		
	4--8	0.79	1	250	1.04	51.17	6.06	4.788	0.094	-1.827	1.75	1.04	51.09	6.04	4.775	0.093	-1.306	1.16	
								Δh =	0.817	0.224	h/q				Δh =	0.585	0.224	h/q	
								Δqкільця =	0.817							□□□			
3	4--8	0.79	-1	250	1.04	51.17	6.06	-4.788	0.094	1.748	-1.83	1.04	51.09	6.04	-4.775	0.093	1.160	-1.31	
	4--5	0.66	1	300	0.79	56.02	2.93	1.935	0.035	-1.748		0.77	54.28	2.77	1.829	0.034	-1.160		
	7--8	0.97	1	250	0.24	11.54	0.44	0.422	0.037	-1.748		0.20	9.79	0.33	0.317	0.032	-1.160		
	5--7	0.89	1	250	0.79	38.94	3.71	3.303	0.085	-1.748	1.02	0.78	38.21	3.59	3.193	0.084	-1.160	0.72	
								Δh =	0.872	0.250	h/q				Δh =	0.564	0.243	h/q	
								Δqкільця =	0.872							□□□			
4	5--7	0.89	-1	250	0.79	38.94	3.71	-3.303	0.085	1.017	-1.75	0.78	38.21	3.59	-3.193	0	0.723		
	5--6	1.16	1	250	0.60	29.56	2.27	2.635	0.089	-		0.57	0.64	31.64	2.56	2.	0.094		
	6--7	0.85	1	250	0.53	25.92	1.80	1.530	0.059	-		0.50	0.57	28.00	2.06	1.	0.063		
								Δh =	0.461	0.227	Δh/q				Δh =	1.025	0.246	Δh/q	
									Δqкільця =	1.017							Δqкільця =	0.977	
								Δhконтур =	3.869						Δhконтур =	5.804			

Друге наближення					Δq власного кільця напряж	Δq суміжного кільця	Третє наближення				
V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i*	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i*	h/q
0.91	144.14	2.22	1.861	0.013	-0.692		0.90	143.45	2.20	1.845	0.013
1.06	133.19	3.42	3.039	0.023	-0.692		1.05	132.50	3.38	3.011	0.023
1.97	189.29	12.53	-7.517	0.040	0.692		1.98	189.98	12.61	-7.568	0.040
0.72	35.28	3.11	2.832	0.080	-0.692	0.88	0.72	35.47	3.14	2.859	0.081
		$\Delta h =$	0.215	0.156	$\Delta h / q$				$\Delta h =$	0.147	0.156
			Δq кільця=							Δq кільця=	
0.72	35.28	3.11	-2.832	0.080	0.876	-0.69	0.72	35.47	3.14	-2.859	0.081
1.02	97.63	3.75	2.586	0.026	-0.876		1.01	96.75	3.69	2.544	0.026
1.77	169.99	10.28	-4.111	0.024	0.876		1.78	170.87	10.38	-4.150	0.024
1.04	50.95	6.01	4.750	0.093	-0.876	0.82	1.04	50.89	6.00	4.741	0.093
		$\Delta h =$	0.393	0.224	$\Delta h / q$				$\Delta h =$	0.276	0.224
			Δq кільця=							Δq кільця=	
1.04	50.95	6.01	-4.750	0.093	0.821	-0.88	1.04	50.89	6.00	-4.741	0.093
0.75	53.12	2.67	1.760	0.033	-0.821		0.74	52.30	2.59	1.711	0.033
0.18	8.63	0.26	0.255	0.030	-0.821		0.16	7.81	0.22	0.214	0.027
0.77	37.77	3.51	3.128	0.083	-0.821	0.49	0.76	37.43	3.46	3.078	0.082
		$\Delta h =$	0.392	0.239	$\Delta h / q$				$\Delta h =$	0.263	0.236
			Δq кільця=							Δq кільця=	
0.77	37.77	3.51	-3.128	0.083	0.485	-0.82	0.76	37.43	3.46	-3.078	0.082
0.54	26.25	1.84	2.136	0.081	-0.485		0.53	25.77	1.78	2.067	0.080
0.46	22.61	1.42	1.203	0.053	-0.485		0.45	22.13	1.36	1.158	0.052
		$\Delta h =$	0.211	0.217	$\Delta h / q$				$\Delta h =$	0.146	0.215
				Δq кільця =	0.485					Δq кільця =	0.483
		Δh контуру =	1.211					Δh контуру =	0.832		

**3.3. Визначення витрат на гасіння пожежі,
місткості регулюючих споруд,
регулюючих об'ємів ВБ та РЧВ,
секундних витрат**

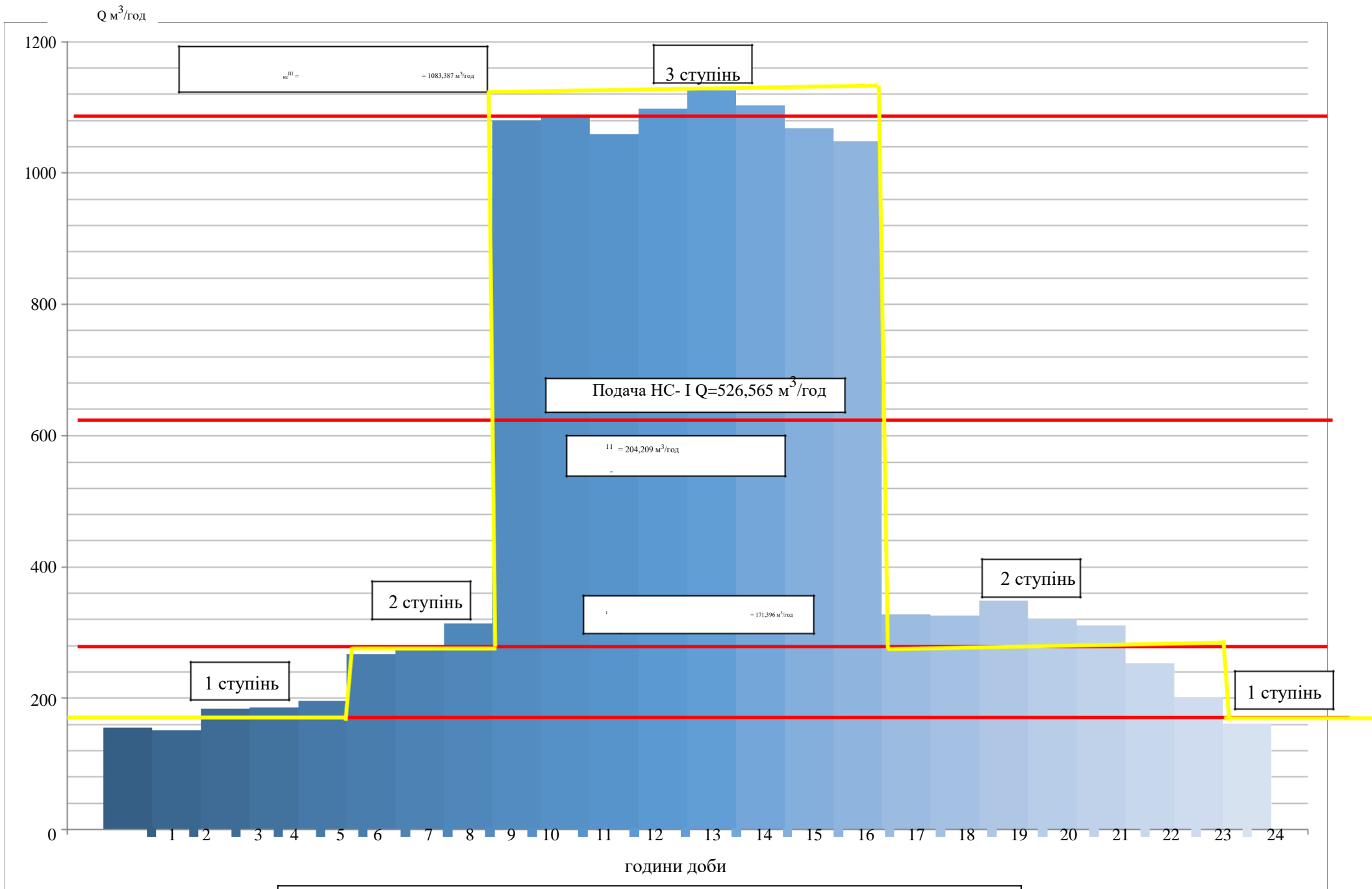


Рис. 3.3.1. Добові графіки водоспоживання міста і подачі води насосними станціями

Визначення подачі насосів на насосних станціях

Насосна станція	Тривалість роботи насосів, год.	Витрати, м ³ /год	Подача, м ³ /год
НС- II 1 ступінь	6	171,396	1028,375
НС- II 2 ступінь	10	294,209	2942,088
НС- II 3 ступінь	8	1083,387	8667,093
НС- I	24	526,565	12637,556

Визначення місткості регулюючих споруд

Регулюючий об'єм водонапірної башти визначаємо шляхом суміщення графіків водоспоживання і водоподачі насосами 2-го підняття (табл. 8).

Визначення регулюючого об'єму бака водонапірної башти

Години доби	Q міста, м ³ /год	Q н.с.П, м ³ /год	q у РЧВ, м ³ /год	q із РЧВ, м ³ /год	W у РЧВ, м ³
0-1	526,565	171,396	355,169		355,169
1-2	526,565	171,396	355,169		710,338
2-3	526,565	171,396	355,169		1065,507
3-4	526,565	171,396	355,169		1420,676
4-5	526,565	171,396	355,169		1775,845
5-6	526,565	171,396	355,169		2008,201
6-7	526,565	171,396	355,169		2240,557
7-8	526,565	171,396	355,169		2472,913

8-9	526,565	1083,387		556,822	1916,091
9-10	526,565	1083387		556,822	1359,269
10-11	526,565	1083,387		556,822	802,447
11-12	526,565	1083,387		556,822	245,625
12-13	526,565	1083,387		556,822	-311,197
13-14	526.565	1083,387		556,822	-868,019
14-15	526,565	1083,387		556,822	-142,.841
15-16	526,565	1083,387		556,822	-1981,663
16-17	526,565	294,209	232,356		-1749,307
17-18	526,565	294,209	232,356		-1516,951
18-19	526,565	294,209	232,356		-1284,595
19-20	526,565	294,209	232,356		-1052,239
20-21	526,565	294,209	232,356		-819,883
21-22	526,565	294,209	232,356		-587,527
22-23	526,565	294,209	232,356		-355,171
23-24	526,565	294,209	232,356		-0,002

Разом	12637,556	1267,556		4454.576	0
-------	-----------	----------	--	----------	---

Визначаємо повний об'єм РЧВ

$$W_{\text{рег.р}} = [2472,913] + [-1981,663] = 4454,576 \quad (3.3.1)$$

$$W_{\text{рчв}} = W_{\text{рег.р}} + W_{\text{пож.р}} + W_{\text{в.п}}, \quad (3.3.2)$$

де $W_{\text{в.п}}$ – запас води на власні потреби станцій підготовки води

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

$$W_{\text{пож.р}} = T_{\text{п}} (3,6q_{\text{п}} - Q_1) + W_{\text{госп}}, \quad (3.3.3)$$

де $T_{\text{п}} = 3$ – час гасіння пожежі в системах водопостачання I категорії; $q_{\text{п}}$ – витрати води на гасіння розрахункової кількості пожеж у населеному пункті, ($q_{\text{п}} = 2 \times 25 = 50$ л/с з додатка 6 методичних вказівок); $Q_1 = 609,92$ м³/год – подача води НС-I в РЧВ; 3,6 – коефіцієнт переведення л/с у м³/год; $W_{\text{госп}} = 1051,42 + 1121,01 + 1065,33 = 3237,76$ м³ – об'єм води, що споживається за три суміжні години найбільшого водоспоживання.

$$W_{\text{пож.р}} = 3 \times (3,6 \times 30 - 526,565) + 3326,573 = 2070,848 \text{ м}^3. \quad (3.3.4)$$

$$W_{\text{рчв}} = 4454,576 + 2286,846 + 379,127 = 7120,549 \text{ м}^3. \quad (3.3.5)$$

За додатком 8 приймаємо два прямокутні РЧВ місткістю 15000 м³ кожний і розмірами: довжина – 60 м; ширина – 54 м; глибина води – $h_{\text{р}} = 4,84$ м.

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

Так як у проекті прийнято схему водопостачання міста з контррезервуаром, то перевіряємо мережу на три розрахункові режими у

добу максимального водоспоживання: години максимального водовідбору з мережі (година 8-9), години максимального транзиту води в бак водонапірної башти (година 23-24) та гасіння пожежі при максимальному водовідборі.

Для виконання гідравлічного розрахунку магістральної водопровідної мережі витрати води на різні потреби в годину максимального водоспоживання та максимального транзиту води в башту, виписані з табл.6, переводимо у секундні (поділивши на 3,6). Результати заносимо в таблицю 10.

Таблиця 3.3.3

Визначення розрахункових секундних витрат води

Розмірніс ть	q нас.І,	qнас.І І,	qpід п.І,	qpідп р.2,	qpідпр .3	qпол. І,	qпол. 2	Всього
година максимального водоспоживання								
м3/год	208,725	58,342	120, 45	637,99	100,25	-	-	1125,757
л/с	57,98	16,21	33,4 6	177,22	27,86	-	-	156,355 156,355

Використовуючи таблицю 8, вибираємо потрібні значення для визначення секундних витрат живлення мережі для трьох розрахункових режимів. Результати заносимо в таблицю 11. При пожежі башту вважаємо відключеною.

Визначення секундних витрат живлення мережі

Одиниця	Режим	Водоспоживання	Подача насосів
м3/год	Мах	1125,757	1125,757
л/с		311,93	311,93
м3/год	Мах+пож.	1230,757	1230,757
л/с		341,93	341,93

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 (LІ і LІІ) довжину магістральної водопровідної мережі як суму розрахункових довжин ділянок у даному районі (табл. 3.3.5).

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. 3.3.5).

Визначення дорожніх витрат води

Ділянка	Фактична довжина, м	Розрахункова довжина, м	q_d .max, л/с
І район			
1-2	840	840	10,308
2-3	890	890	10,921
3-4	690	690	8,467
4-8	790	395	4,847
9-8	400	400	4,908
1-9	600	600	7,363
3-9	910	910	11,167
Разом	5120	4725	57,98
ІІ район			
4-5	660	660	2,388
5-6	1160	1160	4,197
6-7	850	850	3,076
7-8	970	970	3,51
4-8	790	395	1,43

5-7	890	445	1,61
Разом	5320	4480	16,21
Всього	10440	9205	74,19

В таблиці 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:

$$q_{\text{вузл}} = q_{\text{д./2}} \text{ (8)}$$

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

Таблиця 3.3.6

Визначення вузлових відборів

№ вузла	max			max+пож	
	$q_{\text{вузл}}$, л/с	$Q_{\text{підпр.}}$, л/с	$Q_{\text{вузл}}$, л/с	$q_{\text{пож}}$, л/с	$Q_{\text{вузл}}$, л/с
1	8,836	-	8,836	-	8,836
2	10,615	-	10,615	-	10,615
3	15,278	-	15,278	-	15,278
4	6,657	-	6,657	-	6,657
5	17,537	-	17,537	-	17,537
6	13,007	-	13,007	15	15,007
7	17,537	33,46	50,997	15	65,997
8	13,711	177,22	190,931	-	190,931
9	11,719	27,86	39,579	-	39,579

Для кожного з районів визначаємо питому витрату води (див.табл.10):

- при максимальному водоспоживанні

$$q_{\text{пит. I район}} = q_{\text{нас. I/L}} =$$

$$75,37/4105 = 0,018.$$

$$q_{\text{пит. II район}} = q_{\text{нас. II/L}} = 69,575/5535 = 0,013.$$

За таблицями Шевелева, підбираємо діаметри, швидкості та 1000i.

Табл.3.3.7

Підбираємо діаметрів, швидкості та 1000i

Ділянка	max.				max.+ пож.				Дпр.
	q	V	D	1000i	q	V	D	1000i	
НС-1	155,96	1,24	400	4,54	170,96	1,36	400	5,37	400
НС-1	155,97	1,24	400	4,54	170,97	1,36	400	5,37	400
1--2	194,60	1,55	400	6,80	209,94	1,32	450	4,37	450
2--3	183,99	1,46	400	6,14	198,99	1,58	400	7,08	400
3--9	39,19	1,25	200	11,17	54,19	1,10	250	6,72	250
1--9	10,49	1,54	300	9,68	123,49	1,28	350	5,73	350
3--4	129,52	1,35	350	6,25	144,52	1,50	350	7,63	350
4--8	35,31	1,12	200	9,25	50,31	1,03	250	5,88	250
9--8	108,11	1,53	300	9,62	123,11	1,28	350	5,70	350
3--9	39,19	1,25	200	11,17	54,19	1,10	250	6,72	250
5--6	40,76	1,30	200	11,99	55,76	1,14	250	7,08	250
6--7	37,12	1,18	200	10,12	52,12	1,06	250	6,26	250
5--7	40,79	1,30	200	12,01	55,79	1,14	250	7,08	250
4--5	85,64	1,21	300	6,29	100,64	1,42	300	8,44	300
5--7	40,79	1,30	200	12,01	55,79	1,14	250	7,08	250
7--8	41,15	1,31	200	12,20	56,15	1,14	250	7,17	250
4--8	35,31	1,12	200	9,25	50,31	1,03	250	5,88	250

3.4. Гідравлічний розрахунок мережі

Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець

У результаті гідравлічних розрахунків кільцевої водопровідної мережі з ув'язуванням кілець за втратами напору на її ділянках визначають фактичні витрати води і втрати напору на всіх ділянках з вибраними стандартними діаметрами труб.

При ув'язці мереж найчастіше користуються ітеративним методом

В.Г.Лобачова, що передбачає розрахунок кожного окремого кільця,

перерозподіл витрат ділянками мережі та послідовне наближення нев'язок в усіх кільцях до припустимих значень.

Втрати напору у трубах можна визначати або за питомим гідравлічним опором труб A з відповідним поправочним коефіцієнтом (див. додаток 9) (перший спосіб), або за втратами напору на 1 км трубопроводу – $1000i$ [7] (другий спосіб).

$$h = 1000i \times l, \quad (3.4.1)$$

де $1000i$ – гідравлічний похил у трубах, збільшений у 1000 разів, що відповідає втратам напору в м на 1 км довжини трубопроводу для витрат води, виражених в л/с [7]; l – довжина ділянки трубопроводу, км.

Фактичний розподіл потоків гілками кільцевої водопровідної мережі відбувається таким чином, що втрати напору на одній гілці дорівнюють втратам напору на іншій. Тобто, якщо прийняти втрати напору зі знаком "+" на ділянках кілець, вода по яким рухається за годинниковою стрілкою, а зі знаком "-" – якщо проти, то буде дотримуватися рівність $\sum h = 0$ для всіх кілець мережі.

При цьому слід пам'ятати:

1. Втрати напору на ділянках мережі з рухом води за годинниковою стрілкою приймають із знаком "плюс", з протилежним рухом – "мінус".
2. Нев'язку втрат напору в кожному кільці визначають як алгебраїчну суму втрат напору на всіх ділянках кільця.
3. Величини $S \times q$ чи h/q завжди додатні.
4. Визначають поправочну витрату кільця, л/с.
5. Поправочні витрати окремих ліній кільця отримують знак залежно від знаків втрат напору на даній лінії і невязки у кільці: якщо знаки невязки кільця Dh і втрат напору на ділянці h однакові, то поправочну витрату ($\Delta q_{\text{кільця}}$) на даній ділянці записують зі знаком "мінус", якщо різні – "плюс".
6. В загальну поправочну витрату ділянки, що є спільною для двох суміжних кілець, обов'язково включають поправочну витрату цієї лінії, визначеної в суміжному кільці ($\Delta q_{\text{суміжного кільця}}$) з таким же знаком. На таких ділянках поправочну витрату власного і суміжного кілець складають алгебраїчно, отримуючи для обох кілець однакові значення загальних поправочних витрат на цих лініях та нових значень q в наступному наближенні. У процесі розрахунку ув'язують паралельно всі кільця мережі.

7. Розрахунок ведуть до досягнення допустимих невязок в усіх кільцях:

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

По контуру мережі допустима невязка становить:

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

Виправляють розрахункові витрати води і повторно визначають втрати напору на ділянках. Кількість наближень може бути різною і залежить від виконання умови досягнення значень допустимих невязок в усіх кільцях і контурі мережі.

Ув'язка кілець при максимальному режимі + пожежний режим

№ кільця	№ ділянки	Довжина l, км	Попередній потокорозподіл							Δq власного кільця	Δq суміжного кільця	Перше наближення					№ кільця	№ ділянки
			напрямок	d, мм	V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i *	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i, км м/ *	h = 1000i *	h/q		
1	1--2	0.84	1	400	1.20	151.23	4.30	3.609	0.024	-0.742		1.2 0	150.48	4. 26	3.577	0.024	-0.520	
	2--3	0.89	1	400	1.12	140.62	3.77	3.352	0.024	-0.742		1.11	139.8 7	3.73	3.32 0	0.024	-0.520	
	1--9	0.6	-1	300	2.15	151.86	17.97	-10.781	0.071	0.742		2.16	152.6 1	18.13	- 108.8 7	0.071	0.520	
	3--9	0.91	1	200	0.77	24.16	4.68	4.257	0.176	-0.742	0.84	0.77	24.26	4.71	4.288	0.177	-0.520	0.64
								h = 0.437	0.295	$\Delta h/q$					h = 0.307	0.296	h/q	
									$\Delta q_{\text{кільця}} =$ 0.742									
2	3--9	0.91	-1	200	0.77	24.16	4.68	-4.257	0.176	0.841	-0.74	0.77	24.26	4.71	-4.288	0.177	0.645	-0.52
	3--4	0.69	1	350	1.05	101.17	4.00	2.758	0.027	-0.841		1.04	100.3 3	3.94	2.716	0.027	-0.645	
	8--9	0.4	-1	300	1.93	136.46	14.75	-5.898	0.043	0.841		1.94	137.3 0	14.91	-5.965	0.043	0.645	
	4--8	0.79	1	200	1.20	37.59	10.35	8.178	0.218	-0.841	0.73	1.19	37.48	10.30	8.136	0.217	-0.645	0.51
								h = 0.781	0.464	h/q					h = 0.599	0.464	h/q	

									$\Delta q_{\text{кільця}}$ =	0.841								
3	4--8	0.79	-1	200	1.20	37.59	10.35	-8.178	0.218	0.733	-0.84	1.19	37.48	10.30	-8.136	0.217	0.515	-0.64
	4--5	0.66	1	300	0.78	55.02	2.84	1.874	0.034	-0.733		0.77	54.28	2.77	1.829	0.034	-0.515	
	7--8	0.97	1	200	0.34	10.53	1.08	1.045	0.099	-0.733		0.31	9.79	0.95	0.921	0.094	-0.515	
	5--7	0.89	1	200	0.95	29.83	6.82	6.072	0.204	-0.733	0.39	0.94	29.49	6.68	5.948	$\frac{0.202}{\square\square\square}$	-0.515	0.30
							$h =$	0.813	0.554	h/q				$h =$	0.562	0.547	h/q	
									$\Delta q_{\text{кільця}}$ =	0.733								
4	5--7	0.89	-1	200	0.95	29.83	6.82	-6.072	0.204	0.391	-0.73	0.94	29.49	6.68	-5.948	$\frac{0.202}{\square\square\square}$	0.299	-0.51
	5--6	1.16	1	200	0.67	21.09	3.67	4.259	0.202	-0.391		0.66	20.70	3.55	4.120	0.199	-	0.299
	6--7	0.85	1	200	0.56	17.45	2.62	2.230	0.128	-0.391		0.54	17.06	2.52	2.143	0.126	-	0.299
							$\Delta h =$	0.417	0.533	h/q				$\Delta h =$	0.315	$\frac{0.526}{\square\square\square}$	h/q	$\Delta h =$
									$\Delta q_{\text{кільця}}$ =	0.391								
							$\Delta h_{\text{контуру}} =$	2.448								$\Delta h_{\text{контуру}}$ $y =$	\square	2.448

Друге наближення					Δq власного кільця	Δq суміж- ного кільця	Третє наближення				
V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i*	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i*	h/q
1.19	149.96	4.23	3.555	0.024	-0.394		1.19	149.57	4.21	3.538	0.024
1.11	139.35	3.71	3.298	0.024	-0.394		1.11	138.96	3.69	3.281	0.024
2.17	153.13	18.25	- 10.947	0.071	0.394		2.17	153.52	18.33	-10.999	0.072
0.78	24.39	4.76	4.327	0.177	-0.394	0.46	0.78	24.45	4.78	4.348	0.178
		$\Delta h =$	0.233	0.296	h/q				$\Delta h =$	0.168	0.297
				Δq кільця=	0.394						
0.78	24.39	4.76	-4.327	0.177	0.457	-0.39	0.78	24.45	4.78	-4.348	0.178
1.04	99.69	3.89	2.685	0.027	-0.457		1.03	99.23	3.86	2.663	0.027
1.95	137.94	15.04	-6.017	0.044	0.457		1.96	138.40	15.14	-6.054	0.044
1.19	37.35	10.23	8.085	0.216	-0.457	0.39	1.19	37.28	10.20	8.058	0.216
		$\Delta h =$	0.425	0.464	h/q				$\Delta h =$	0.319	0.465
				Δq кільця=	0.457						
1.19	37.35	10.23	-8.085	0.216	0.390	-0.46	1.19	37.28	10.20	-8.058	0.216

0.76	53.77	2.72	1.798	0.033	-0.390		0.76	53.38	2.69	1.775	0.033
0.30	9.28	0.86	0.838	0.090	-0.390		0.28	8.89	0.80	0.777	0.087
0.93	29.27	6.60	5.870	0.201	-0.390	0.21	0.93	29.10	6.52	5.806	0.200
		$\Delta h =$	0.422	0.541	h/q				$\Delta h =$		
				$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.390					0.301	0.536
0.93	29.27	6.60	-5.870	0	0.212		0.93	29.10	6.52	-5.806	0.200
0.65	20.41	3.46	4.015	0.197	-		0.64	20.19	3.40	3.941	0.195
					0.212						
0.53	16.77	2.44	2.077	0.124	-		0.53	16.55	2.39	2.030	0.123
					0.212						
		$\Delta h =$	0.221	0.521	$\Delta h/q$				$\Delta h =$	0.165	0.517
				$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.212					$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.212
		$\Delta h_{\text{контуру}} =$	1.301						$\Delta h_{\text{контуру}} =$	0.952	

№ кільця	№ ділянк и	довжи на l, км	Попередній потокорозподіл							Δq власно	Δq суміжн ого	Перше наближення					Δq власно	Δq су- між- ного	
			напрям	d, мм	V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000 i*l	h/q	го кільця		V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000 i*l	h/q	го кільця		
1	1--2	0.84	1	500	0.92	146.59	2.28	1.918	0.013	-1.475		0.91	145.12	2.24	1.883	0.013	-0.975		
	2--3	0.89	1	450	1.08	135.64	3.53	3.141	0.023	-1.475		1.07	134.17	3.46	3.080	0.023	-0.975		
	1--9	0.6	-1	400	1.94	186.84	12.23	-7.338	0.039	1.475		1.96	188.31	12.41	-7.446	0.040	0.975		
	3--9	0.91	1	350	0.71	34.60	3.01	2.735	0.079	-1.475	1.83	0.71	34.95	3.06	2.785	0.080	-0.975	1.31	
					250			$\Delta h =$	0.456	0.155	h/q				$\Delta h =$	0.303	0.155	h/q	
								$\Delta q_{\text{кільц}} =$	0.456										
2	3--9	0.91	-1	250	0.71	34.60	3.01	-2.735	0.079	1.827	-1.47	0.71	34.95	3.06	-2.785	0.080	1.306	-0.98	
	3--4	0.69	1	350	1.05	100.76	3.97	2.737	0.027	-1.827		1.03	98.94	3.84	2.649	0.027	-1.306		
	8--9	0.4	-1	350	1.74	166.86	9.93	-3.973	0.024	1.827		1.75	168.69	10.13	-4.053	0.024	1.306		
	4--8	0.79	1	250	1.04	51.17	6.06	4.788	0.094	-1.827	1.75	1.04	51.09	6.04	4.775	0.093	-1.306	1.16	
								$\Delta h =$	0.817	0.224	h/q				$\Delta h =$	0.585	0.224	h/q	
								$\Delta q_{\text{кільц}} =$	0.817										

3	4--8	0.79	-1	250	1.04	51.17	6.06	-4.788	0.094	1.748	-1.83	1.04	51.09	6.04	-4.775	0.093	1.160	-1.31	
	4--5	0.66	1	300	0.79	56.02	2.93	1.935	0.035	-1.748		0.77	54.28	2.77	1.829	0.034	-1.160		
	7--8	0.97	1	250	0.24	11.54	0.44	0.422	0.037	-1.748		0.20	9.79	0.33	0.317	0.032	-1.160		
	5--7	0.89	1	250	0.79	38.94	3.71	3.303	0.085	-1.748	1.02	0.78	38.21	3.59	3.193	0.084	-1.160	0.72	
								$\Delta h =$	0.872	0.250	h/q				$\Delta h =$	0.564	0.243	h/q	
									$\Delta q_{\text{кільц}} =$	0.872									
4	5--7	0.89	-1	250	0.79	38.94	3.71	-3.303	0.085	1.017	-1.75	0.78	38.21	3.59	-3.193	0	0.723		
	5--6	1.16	1	250	0.60	29.56	2.27	2.635	0.089	-	1.56	0.57	0.64	31.64	2.56	2.9	0.094		
	6--7	0.85	1	250	0.53	25.92	1.80	1.530	0.059	-	1.566	0.50	0.57	28.00	2.06	1.7	0.063		
								$\Delta h =$	0.461		$\Delta h/q$					$\Delta h =$	1.025		$\Delta h/q$
									$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.227	1.017						$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.246	0.977
								$\Delta h_{\text{контуру}} =$	3.869						$\Delta h_{\text{контуру}} =$	5.804			

Друге наближення					Δq власного кільця напрям	Δq суміжного кільця	Третє наближення				
V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i*	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i*	h/q
0.91	144.14	2.22	1.861	0.013	-0.692		0.90	143.45	2.20	1.845	0.013
1.06	133.19	3.42	3.039	0.023	-0.692		1.05	132.50	3.38	3.011	0.023
1.97	189.29	12.53	-7.517	0.040	0.692		1.98	189.98	12.61	-7.568	0.040
0.72	35.28	3.11	2.832	0.080	-0.692	0.88	0.72	35.47	3.14	2.859	0.081
		$\Delta h =$	0.215	0.156	$\Delta h / q$				$\Delta h =$	0.147	0.156
			Δq кільця=							Δq кільця=	
0.72	35.28	3.11	-2.832	0.080	0.876	-0.69	0.72	35.47	3.14	-2.859	0.081
1.02	97.63	3.75	2.586	0.026	-0.876		1.01	96.75	3.69	2.544	0.026
1.77	169.99	10.28	-4.111	0.024	0.876		1.78	170.87	10.38	-4.150	0.024
1.04	50.95	6.01	4.750	0.093	-0.876	0.82	1.04	50.89	6.00	4.741	0.093
		$\Delta h =$	0.393	0.224	$\Delta h / q$				$\Delta h =$	0.276	0.224
			Δq кільця=							Δq кільця=	
1.04	50.95	6.01	-4.750	0.093	0.821	-0.88	1.04	50.89	6.00	-4.741	0.093
0.75	53.12	2.67	1.760	0.033	-0.821		0.74	52.30	2.59	1.711	0.033
0.18	8.63	0.26	0.255	0.030	-0.821		0.16	7.81	0.22	0.214	0.027
0.77	37.77	3.51	3.128	0.083	-0.821	0.49	0.76	37.43	3.46	3.078	0.082
		$\Delta h =$	0.392	0.239	$\Delta h / q$				$\Delta h =$	0.263	0.236
			Δq кільця=							Δq кільця=	
0.77	37.77	3.51	-3.128	0.083	0.485	-0.82	0.76	37.43	3.46	-3.078	0.082

0.54	26.25	1.84	2.136	0.081	-0.485		0.53	25.77	1.78	2.067	0.080
0.46	22.61	1.42	1.203	0.053	-0.485		0.45	22.13	1.36	1.158	0.052
		$\Delta h =$	0.211	0.217	$\Delta h / q$				$\Delta h =$	0.146	0.215
				$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.485					$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0.483
		$\Delta h_{\text{контуру}} =$	1.211						$\Delta h_{\text{контуру}} =$	0.832	

3.5. Визначення вільних напорів, висоти ВБ та напору НС, п'єзометри

Визначення вільних напорів та п'єзометричних відміток у вузлах водопровідної мережі

Вільні напори визначають у всіх вузлах магістральної водопровідної мережі і водоводів на всі розрахункові режими роботи водопроводу. Для цього креслять розрахункові схеми мережі (для прикладу див. рис. 5), на яких вказують значення, отримані при гідравлічному розрахунку мережі:

- довжину (в м) і діаметр (в мм) ділянок мережі, витрати (в л/с), втрати напору (в м) та напрямок руху води на них;
- номери вузлів та вузлові відбори, відмітки поверхні землі, п'єзометричні відмітки, потрібні і фактичні вільні напори у вузлах.

Потрібний вільний напір у вузлах, розташованих в різних районах житлової забудови, м, визначають залежно від поверховості будинків:

$$H_{тр} = 4(n - 1) + 10, \quad (3.5.1)$$

де n – кількість поверхів.

Для вузлів, що знаходяться на межі двох районів, потрібний вільний напір приймають по більшому з двох отриманих значень.

Визначення фактичних вільних напорів у вузлах водопровідної мережі, м, виконують за формулою

$$H_{вл.i} = P_i - Z_{з.i}, \quad (3.5.2)$$

де P_i – п'єзометрична відмітка у i -му вузлі водопровідної мережі; $Z_{з.i}$ – відмітка поверхні землі у цій же точці.

Визначення п'єзометричних відміток починають, виходячи із вимог забезпечення потрібного вільного напору у диктуючій точці водопровідн. мережі. Такою точкою вважається найбільш несприятлива для забезпечення

потрібного значення вільного напору точка мережі. Як правило, це найвища (найбільше значення $Z_{z.i}$) чи найбільш віддалена від джерел живлення мережі точка або та, в якій визначається найбільше значення потрібного вільного напору $H_{тр}$.

У схемах водопостачання з контррезервуарами диктуючою точкою при режимі максимального водоспоживання може бути вузол зустрічі потоків від НС-II та від контррезервуара, а при режимі максимального транзиту води в контррезервуар – місце розташування контррезервуара.

Таким чином, на початку розрахунку п'єзометричну відмітку визначають у диктуючій точці як суму відмітки поверхні землі Z_z і потрібного вільного напору $H_{тр}$ в цій точці. Значення п'єзометричних відміток в інших вузлах мережі, m , визначають при послідовному обході всіх вузлових точок за формулою

$$P_{i+1} = P_i \pm h_j, \quad (3.5.3)$$

в якій величину втрат напору h_j між двома точками мережі беруть із знаком "мінус", якщо напрям обходу точок збігається з напрямом руху води на ділянці, а в іншому разі приймають знак "плюс".

Диктуючою точкою мережі буде та, в якій фактичний вільний напір $H_{віль}$ дорівнюватиме потрібному напору $H_{тр}$, а у всіх інших вузлах мережі фактичні вільні напори не будуть меншими від потрібних.

Якщо ж диктуюча точка вибрана невірно, тобто коли після завершення розрахунків виявилось, що в одному чи кількох вузлах мережі фактичні вільні напори менші, ніж потрібні, то у всіх вузлах мережі значення вільних напорів і п'єзометричних відміток збільшують на величину найбільшого дефіциту вільного напору. Цей вузол (з виявленим найбільшим дефіцитом $H_{віль}$) і буде справжньою диктуючою точкою. Після виконання обчислень будують профіль по зовнішньому контуру водопровідної мережі, на якому показують: поверхню землі, лінії потрібних вільних напорів при господарському водоспоживанні і при

пожежогасінні, лінії фактичних п'єзометричних напорів для всіх розрахункових режимів.

Гідравлічний розрахунок трубопроводів на відгалуженнях для підключення підприємств та башти (для двох режимів), а також водоводів для всіх розрахункових режимів, виконуємо в таблиці 3.5.1. Передбачаємо прокладання трубопроводів у дві нитки для забезпечення вимог надійності водопостачання.

Таблиця 3.5.1

Гідравлічний розрахунок підключаючих трубопроводів і водоводів

№ вузла	№ діл.	h, м	H _{гр} , м	Відмітки		Факт. вільн. H _{вф} , м
				Пов. землі, z _з	П'єзом., П	
НС			26	76.3	162.173	2.337
	НС-1	-41.768				
1			26	75.8	120.405	44.6
	1-2	3.538				
2			26	76.4	116.867	40.467
	2-3	3.281				
3			26	76.8	113.586	36.786
	3-4	2.663				

4			26/18	77	110.923	33.923
	4-5	1.775				
5			18	77	109.147	32.147
	5-6	3.941				
6			18	76.9	105.207	28.607
	6-7	2.030				
7			18	76.2	103.177	26.977
	7-8	0.777				
8*			26/18	76.4	102.4	42
	8-9	-6.054				
9			26	76.3	108.454	32.245
	9-1	-10.999				
1			26	75.8	120.405	44.6
	1- HC-1	41.768				

Табл.3.5.2

Гідравлічний розрахунок підключаючих трубопроводів і водоводів

№ вузла	№ діл.	h, м	Нтр, м	Швидкість	1000i,	Факт.
				Пов. землі, зз	П'єзо м., П	вільн. Нв ^ф , м
НС		-29.740	10	76.3	128.69	
	НС-1					
1			10	75.8	98.95	23.15
	1-2	1.845				
2			10	76.4	97.105	20.705
	2-3	3.011				
3			10	76.8	94.094	17.294
	3-4	2.544				
4			10	77	91.55	14.55
	4-5	1.711				
5			10	77	89.839	12.839

	5-6	2.067				
6			10	76.9	87.772	10.872
	6-7	1.158				
7			10	76.2	86.614	10.414
	7-8	0.214				
8*			10	76.4	86.4	10
	8-9	-4.150				
9			10	76.3	90.55	14.25
	9-1	-7.568				
1			10	75.8	98.95	23.15
	1- HC-1	29.740				

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

$$H_{тр} = 4(n - 1) + 10, \text{ м.} \quad (3.5.4)$$

Значення фактичних вільних напорів у вузлах визначаємо за формулою

$$H_{віль.і} = \Pi_i - Z_{з.і,М}, \quad (3.5.5)$$

де Π_i – п'єзометрична відмітка у i -му вузлі водопровідної мережі; $Z_{з.і}$ – відмітка поверхні землі у цій же точці.

На початку розрахунку п'єзометричну відмітку Π_i 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

$$\Pi_{i+1} = \Pi_i \pm h_i, \text{ м,} \quad (3.5.6)$$

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

Диктуючою точкою для режиму максимального водоспоживання буде вузол 7, а для режимів пожежогасіння і максимального транзиту води в башту

– вузол 3. Для режиму пожежогасіння вільні напори у всіх вузлах мережі повинні бути не меншими 10 м.

На основі виконаного гідравлічного розрахунку мережі та визначених вільних напорів і п'єзометричних відміток складаємо розрахункові схеми для усіх розрахункових режимів (рис. 6-8) та будуємо профіль по зовнішньому контуру водопровідної мережі (рис.9).

Визначення п'єзометричних відміток для режиму максимального транзиту води в башту починали з обчислення відмітки максимального рівня води в башті: $Z_{\max.б} = Z_{\min.б} + h_{\text{рег.б}} = 136,16 + 4,76 = 140,92 \text{ м}$,

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

Висота дна бака над поверхнею землі дорівнює

$$H_{б} = Z_{\min.б} - h_{\text{пож.б}} - Z_{з.б} = 136,16 - 0,74 - 109,5 = 25,92 \text{ м},$$

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

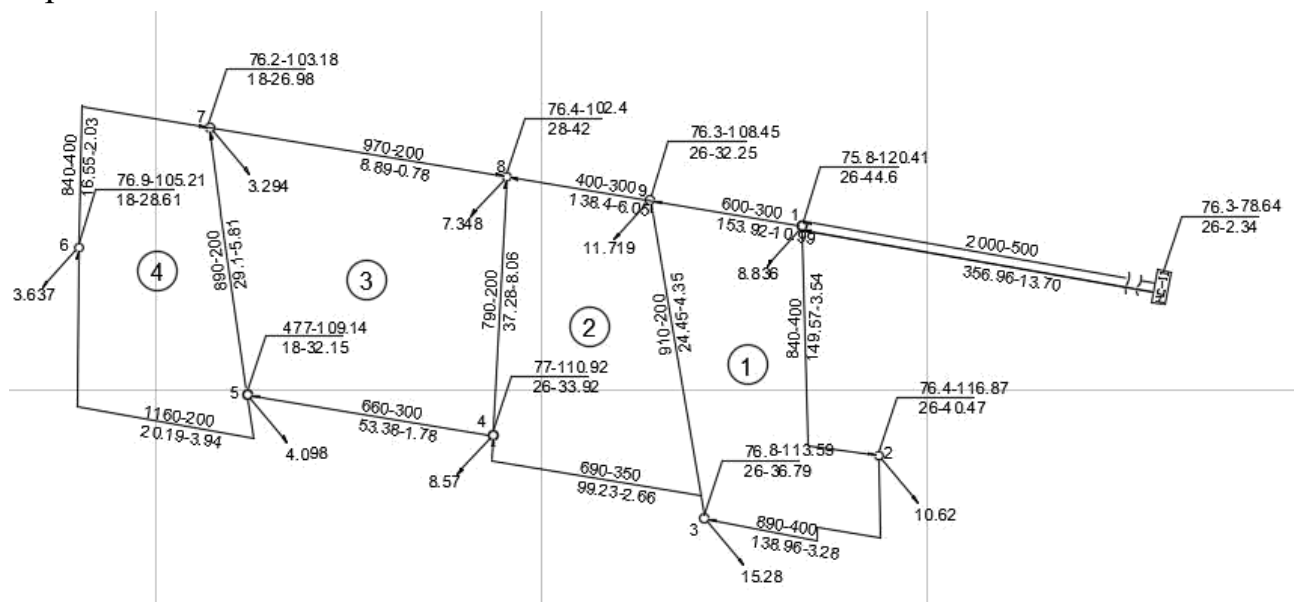


Рис. 3.5.1. Розрахункова схема мережі для режиму максимального водоспоживання

$$H_r = \frac{\Pi_{\text{НС-II.маа}} + \Pi_{\text{НС-II.тр}}}{2} - \frac{Z_{\text{min.p}} + Z_{\text{max.p}}}{2} = \frac{159,68 + 158,59}{22} - \frac{104,04 + 107,0}{22} = 53,62 \text{ м,}$$

де $\Pi_{\text{НС-II.маа}}$ і $\Pi_{\text{НС-II.тр}}$ – п'єзометричні відмітки на НС-II, м, відповідно при максимальному водоспоживанні та максимальному транзиті води в башту; $Z_{\text{min.p}}$ і $Z_{\text{max.p}}$ – відповідно мінімальна та максимальна відмітка рівнів води у РЧВ.

$$\text{Отже } H_p = 53,62 + 2 = 55,62 \text{ м.}$$

Напір пожежних насосів визначаємо за формулою (15), прийнявши $h_k = 3$ м, а геометричну висоту підйому обчисливши за формулою

$$H_{\text{г.пож}} = \Pi_{\text{НС-II.пож}} - Z_{\text{д.р}} = 160,12 - 102,16 = 57,96 \text{ м,}$$

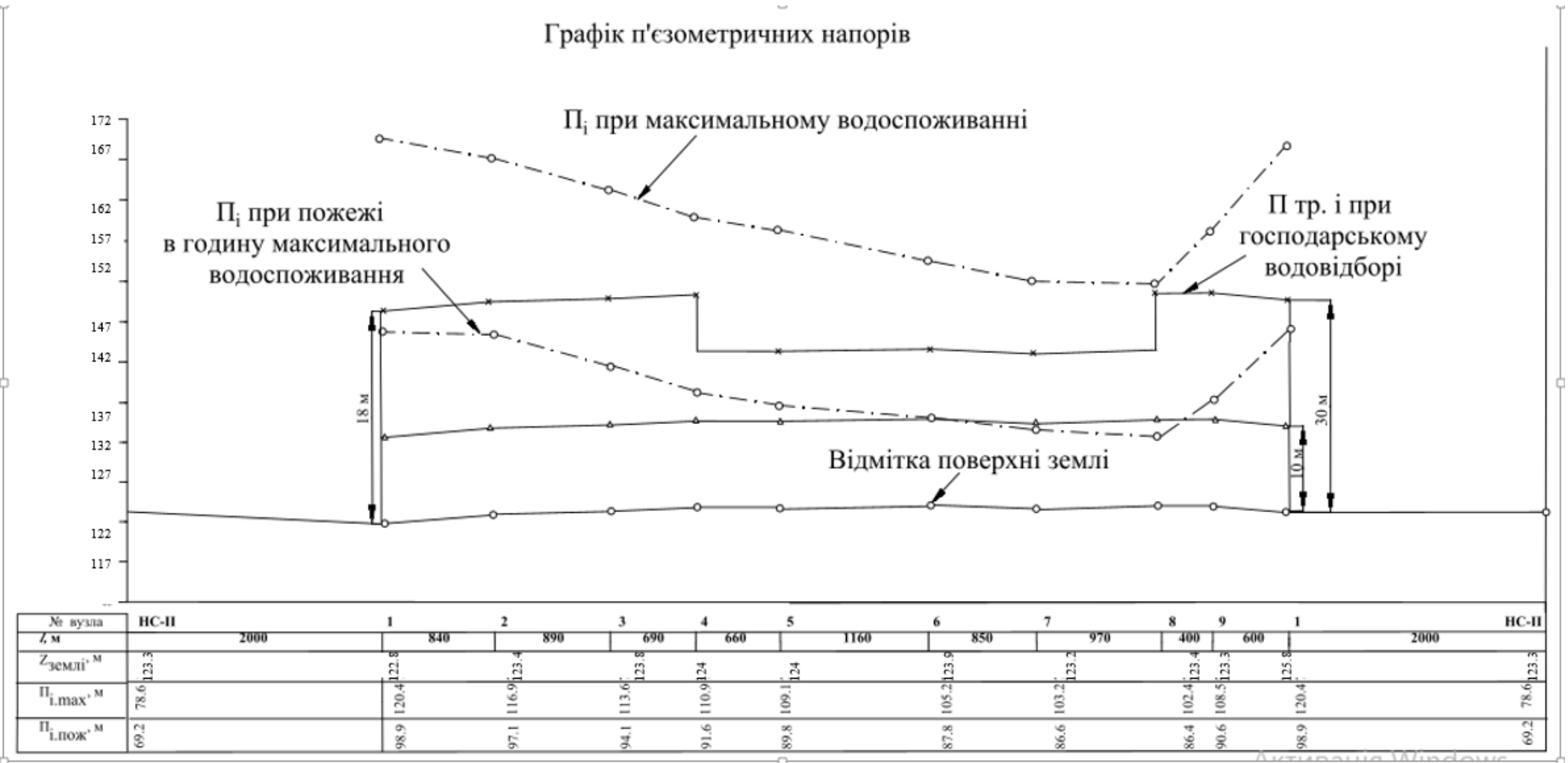
де $\Pi_{\text{НС-II.пож}}$ – п'єзометрична відмітка на НС-II у режимі пожежогасіння, м; $Z_{\text{д.р}}$ – відмітка дна РЧВ біля насосної станції, м.

$$\text{Отже } H_{\text{р.пож}} = 57,96 + 3 = 60,96 \text{ м.}$$

Підбираємо насоси марки Д500-65. На першому ступені працюватиме один насос ($Q = 483,84 \text{ м}^3/\text{год}$), на другому – два насоси ($Q = 1126,29/2 = 563,14 \text{ м}^3/\text{год}$), на третьому – три ($Q = 1774,39/3 = 591,46 \text{ м}^3/\text{год}$), при пожежогасінні в годину максимального водоспоживання – чотири насоси ($Q = 2031,56/4 = 507,75 \text{ м}^3/\text{год}$).

При чотирьох робочих насосах для системи водопостачання першої категорії приймаємо два резервних насоси марки Д500-65 [1], а загальна кількість таких насосних агрегатів на НС-II дорівнює шести.

Рис. 3.5.3. Графік п'єзометричних напорів



4 ПРОТИПАВОДКОВИЙ ЗАХИСТ ЗАБУДОВИ

Консультант

Величко С. В.

						Атестаційна робота бакалавра	Лист
							29
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

4.1. Гідравлічний розрахунок заплави річки

Визначення максимального рівня води в річці з урахуванням звуження заплави виконується для двох перерізів – на початку та в кінці ділянки, що захищається.

Табл. для графіку залежності $Q=f(H)$ для початкового створу території обвалування

	ω	χ	R	n	C	v	Q
0	0	0	0	0	0	0	0
145	50	99	0,51	0,03	29,81	0,67	33,5
145,5	336	880	0,38	0,04	21,29	0,42	141,12
146	883	1111	0,79	0,04	24,04	0,68	600,44

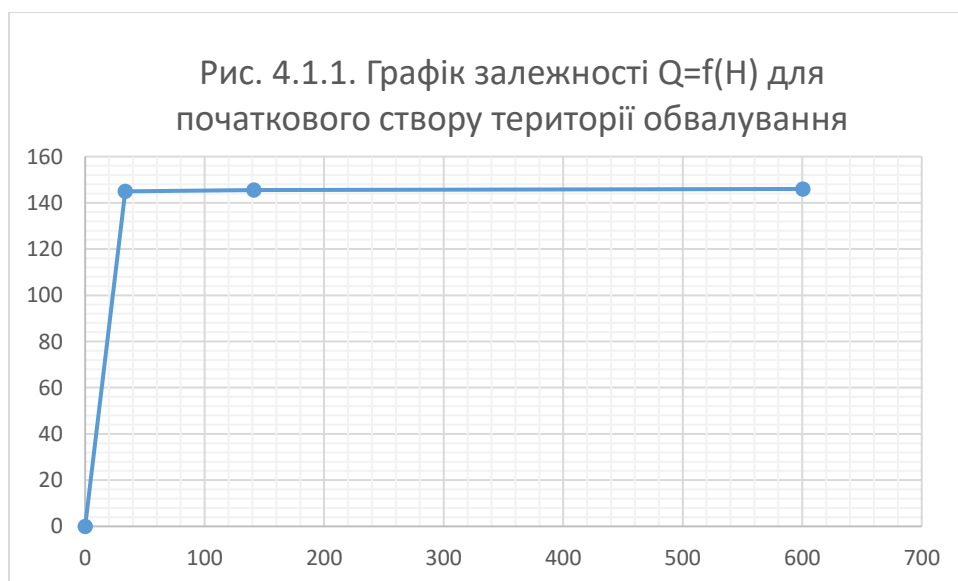
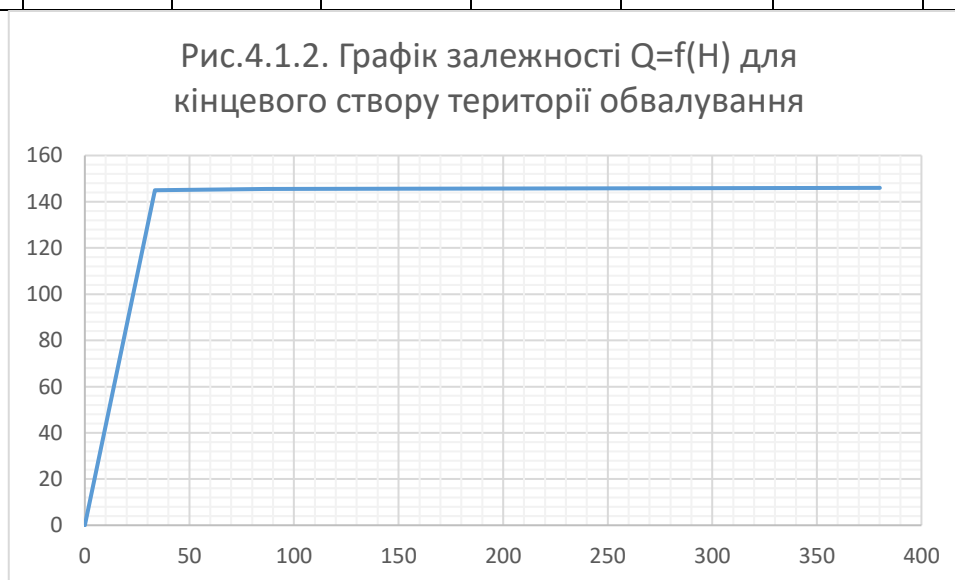


Табл. для графіку залежності $Q=f(H)$ для кінцевого створу території обвалування

	ω	χ	R	n	C	v	Q
0	0	0	0	0	0	0	0
145	50	99	0,51	0,03	29,81	0,67	33,5
145,5	211	565	0,37	0,04	21,2	0,41	86,51
146	559	701	0,8	0,04	24,09	0,68	380,12

Рис.4.1.2. Графік залежності $Q=f(H)$ для кінцевого створу території обвалування



- За даними таблиці 2 будують графіки залежності $Q=f(h)$ для початкового та кінцевого створів при проходженні паводкової витрати в природних умовах (рис. 3);

- Рис. 3. Графіки залежності $Q=f(H)$ для початкового (А) та кінцевого (Б) створів території обвалування.

$$H_{г} = H_0 + \Delta h_{set} + \Delta h_{run} + a = 145,7 + 0,6 = 146,3. \quad (4.1.1)$$

H_0 – відмітка максимального рівня води розрахункової безпеки в річці біля дамби з урахуванням звуження заплави дамбами обвалування,

м.

Δh_{set} – висота вітрового нагону, м.

$\Delta h_{\text{гун}}$ – висота вітрового нахату, м.

a – запас перевищення гребеня.

$a=0,5$ м.

4.2. Захист основи дамби від розмиву

$$H = \left(\frac{q}{W} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (4.2.1)$$

Параметр x визначається за рівнянням:

$$x = \frac{0,45}{(d_{30} + 0,35)^{0,1}} \quad (4.2.2)$$

де – розрахунковий діаметр руслових відкладень, частка яких становить 30%, мм.

$$x = \frac{0,45}{(1,5 + 0,35)^{0,1}} = 0,42. \quad (4.2.3)$$

Параметр W визначається за рівнянням

$$W = 0,54(d_{30} + 0,05)^{0,27} f_1(\theta) f_1(\beta) f_1(\tau) f_1(\varepsilon) \quad (4.2.4)$$

де $f_1(\theta) = 0,8 \dots 0,9$, $f_2(\theta) = 1,0$, $f_3(\theta) = 1,1$, $f_4(\theta) = 1,0$ – функції, що

враховують відповідно зменшення швидкості на повороті русла, вплив твердої фази, тривалість піку паводку, вирівнювання швидкостей.

$$W = 0,54(1,5 + 0,05)^{0,27} 0,9 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 1 = 0,27. \quad (4.2.5)$$

Загальна глибина води при розмиві основи дамби (H) складається з глибини воронки розмиву (h_B) і глибини води біля дамби (h_{II}). Тоді глибина воронки розмиву становить

$$h_B = H - h_{II}, \quad (4.2.6)$$

Воронка розмиву має форму рівностороннього трикутника з коефіцієнтом закладання стійкого підводного укосу $m = 1,5 \dots 2,0$. Ширина опорної призми поверху визначається з рівняння:

$$l_{\pi} = h_{\text{в}} \cdot m, \quad (4.2.7)$$

Розміри опорної призми повинні відповідати наступним вимогам:

- маса матеріалу призми повинна забезпечити стійкість розташованого вище кріплення проти зсуву у воронку розмиву;
- каміння в призмі повинно бути достатньо для захисту підводного укосу воронки розмиву одним шаром.

Верх опорної та упорної призми повинен бути вище меженного рівня води на 0,5 м. Глибина упорної призми відповідає глибині розмиву.

Кам'яна кладка або габіони укладаються безпосередньо на хмизове вистилання на поверхні ґрунту. Ширина вистилання визначаються з розрахунку покриття укосу воронки розмиву із запасом за формулою:

$$l_x = h_{\text{в}} \sqrt{1 + m^2} + a, \text{ м} \quad (4.2.8)$$

де $a = 1 \dots 2$ м – запас ширини вистилання.

Опорна і упорна призма виконується з негабаритного каменю, яке витримує швидкість потоку води до 4,0...6,0 м/с.

Розрахунковий діаметр каменю визначається за формулою:

$$d_k = 0,04 v_{\pi}^2, \text{ м} \quad (4.2.9)$$

Максимальний діаметр каменю приймається, як 2 d_k . Кількість камінню розрахункового діаметру в складі опорної призми повинно бути не менше 50%.

4.3. Кріплення укосів дамби

Відведення внутрішнього стоку з території, що захищається

$$v_{\pi} = v \left(\frac{h_{\pi}}{H} \right)^{2/3}; \quad (4.3.1)$$

H – сер. глибина в перерізі.

Розрахункове значення витрати – 120 м³/с;

$$PB_{1\%}=147,04;$$

$$H=147,04-144=3,04 \text{ (м)}; \quad (4.3.2)$$

h_{Π} – глибина води біля початку дамби;

Відмітка порогу дамби – 145 м;

$$147,04-145=2,04 \text{ (м)} ; \quad (4.3.3)$$

$$x=\frac{480,44-0,26}{459,32} = 0,27; \quad (4.3.4)$$

$$v=0,68-0,27=0,41 \text{ (м/с)} ; \quad (4.3.5)$$

$$v_{\Pi}=v\left(\frac{h_{\Pi}}{H}\right)^{2/3} = 0,41\left(\frac{2,04}{3,04}\right)^{2/3} = 0,31 \text{ (м/с)} ; \quad (4.3.6)$$

де v – середня в перерізі швидкість потоку, визначається за формулою (4); H – середня глибина в перерізі, м.

Питома витрата при затопленні заплави становить:

$$q= v_{\Pi} h_{\Pi}; \quad (4.3.7)$$

де v_{Π} і h_{Π} – відповідно швидкість і глибина води на даній вертикалі біля основи дамби при рівні води розрахункової забезпеченості, м/с і м.

$$q=0,31 \cdot 2,04=0,63 \text{ (м}^2\text{/с)}; \quad (4.3.8)$$

Глибина води при розмиві основи дамби визначається за формулою:

$$H=\left(\frac{q}{W}\right)^{\frac{1}{1+x}}; \quad (4.3.9)$$

де q – питома витрата, м²/с; W , x – параметри рівняння

нерозмиваючих паводкових швидкостей для природних русел.

$$H= \left(\frac{0,63}{0,27}\right)^{\frac{1}{1+0,42}} = 1,82 \text{ (м)}; \quad (4.3.10)$$

Воронка розливу

$$h_{\text{в}}=H-h_{\Pi}=1,82-2,04=-0,22 \text{ (м)}; \quad (4.3.11)$$

Розлив відсутній, кріплення верхнього укосу дамби треба виконати

схемою в рис. 4.

Макс. рівень води – 3,04 м.

Розрахунковий діаметр каменю

$$d_k = 0,04v_{II}^2 = 0,04 \cdot 0,31^2 = 0,004 \text{ (м)} ; \quad (4.3.12)$$

Товщина кріплення складає не менше 20 см.

$$\text{Товщина кріплення складає } 0,2 \text{ м. } h_{\text{дамби}} = 147,04 + 0,5 - 145 = 2,54 \text{ (м)} ; \quad (4.3.13)$$

$$\omega = 0,5(b + 2hm + b) \cdot h = (b + hm) \cdot h; \quad (4.3.14)$$

$$\chi = b + 2\sqrt{(h^2 + (hm)^2)} = b + 2h(1 + m^2)^{0,5}; \quad (4.3.15)$$

$$\chi = 1 + 2 \cdot 0,1(1 + 1,5^2)^{0,5} = 1,36; \quad (4.3.16)$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = 0,08; \quad (4.3.17)$$

$$i = 0,001;$$

Коеф. Шезі

$$(1/nR^{0,166}(Ri))^{0,5}; \quad (4.3.18)$$

$$Q = vW; \quad (4.3.19)$$

$$1/0,03 \cdot 0,8^{0,166} = 32,12; \quad (4.3.20)$$

$$(32,12(0,8 \cdot 0,001))^{0,5} = 0,16; \quad (4.3.21)$$

$$Q = 0,16 \cdot 0,115 = 0,02; \quad (4.3.22)$$

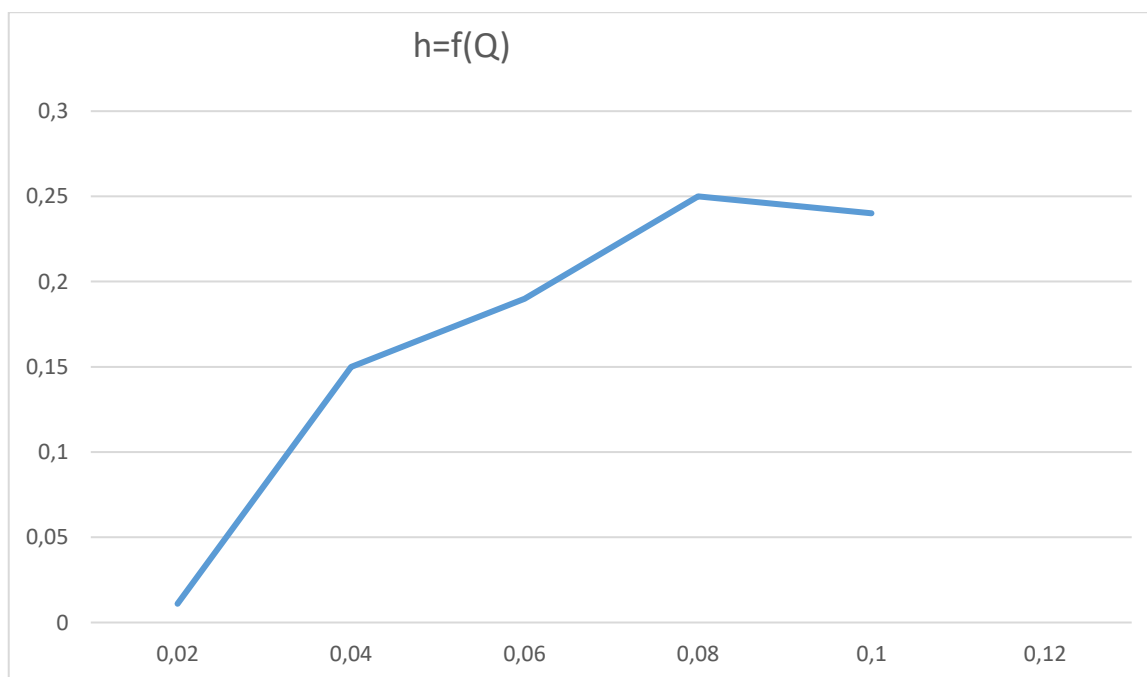


Рис. 4.3.1. Графік залежності h від Q

$$S = 1405 \cdot 100 = 140500 \text{ (м}^2\text{)}; \quad (4.3.23)$$

Розрахун. модуль дренаж. стоку (л·с·га) ;

$$S = \frac{140500}{10000} = 14,05 \text{ (га)}; \quad (4.3.24)$$

$$Q_1 = Sq_p = 14,05 \cdot 1,2 = 16,86 \left(\frac{\text{л}}{\text{с}}\right); \quad (4.3.25)$$

$$\frac{16,86}{1000} = 0,017 \left(\frac{\text{м}^3}{\text{с}}\right); \quad (4.3.26)$$

$$S = 1686 \cdot 100 = 168600 \text{ (м}^2\text{)}; \quad (4.3.27)$$

Розрахун. модуль дренаж. стоку (л·с·га) ;

$$S = \frac{168600}{10000} = 16,86 \text{ (га)}; \quad (4.3.28)$$

$$Q_1 = Sq_p = 16,86 \cdot 1,2 = 20,23 \left(\frac{\text{л}}{\text{с}}\right); \quad (4.3.29)$$

$$\frac{20,23}{1000} = 0,02 \left(\frac{\text{м}^3}{\text{с}}\right); \quad (4.3.30)$$

$$S = 1686 \cdot 100 = 168600 \text{ (м}^2\text{)}; \quad (4.3.31)$$

Розрахун. модуль дренаж. стоку (л·с·га);

$$S = \frac{168600}{10000} = 16,86 \text{ (га)}; \quad (4.3.32)$$

$$Q_1 = Sq_p = 16,86 \cdot 1,2 = 20,23 \left(\frac{\text{л}}{\text{с}}\right); \quad (4.3.33)$$

$$\frac{20,23}{1000} = 0,02 \left(\frac{\text{м}^3}{\text{с}}\right); \quad (4.3.34)$$

$$S = 2529 \cdot 100 = 252900 \text{ (м}^2\text{)}; \quad (4.3.35)$$

Розрахун. модуль дренаж. стоку (л·с·га) ;

$$S = \frac{252900}{10000} = 25,29 \text{ (га)}; \quad (4.3.37)$$

$$Q_1 = Sq_p = 25,29 \cdot 1,2 = 30,35 \left(\frac{\text{л}}{\text{с}}\right); \quad (4.3.38)$$

$$\frac{30,35}{1000} = 0,03 \left(\frac{\text{м}^3}{\text{с}}\right); \quad (4.3.39)$$

$$S = 2023 \cdot 100 = 202300 \text{ (м}^2\text{)}; \quad (4.3.40)$$

Розрахун. модуль дренаж. стоку (л·с·га)

$$S = \frac{202300}{10000} = 20,23 \text{ (га)}; \quad (4.3.41)$$

$$Q_1 = S_{qp} = 20,23 \cdot 1,2 = 24,28 \left(\frac{\text{л}}{\text{с}} \right); \quad (4.3.42)$$

$$\frac{24,28}{1000} = 0,024 \left(\frac{\text{м}^3}{\text{с}} \right); \quad (4.3.43)$$

$$S = 2225 \cdot 100 = 222500 \text{ (м}^2\text{)}; \quad (4.3.44)$$

Розрахун. модуль дренаж. стоку (л·с·га) ;

$$S = \frac{222500}{10000} = 22,25 \text{ (га)}; \quad (4.3.45)$$

$$Q_1 = S_{qp} = 22,25 \cdot 1,2 = 26,7 \left(\frac{\text{л}}{\text{с}} \right); \quad (4.3.46)$$

$$\frac{26,7}{1000} = 0,027 \left(\frac{\text{м}^3}{\text{с}} \right); \quad (4.3.47)$$

$$\Delta h = l_{др} \cdot 0,002; \quad (4.3.48)$$

$$H_{др} = H_3 - 0,8 - \Delta h; \quad (4.3.49)$$

$$l_{др1} = 1200,8; \quad (4.3.50)$$

$$\Delta h = 1200,8 \cdot 0,002 = 3,6;$$

$$l_{др2} = 995,4;$$

$$\Delta h = 995,4 \cdot 0,002 = 1,99; \quad (4.3.51)$$

$$l_{др3} = 1635,3;$$

$$\Delta h = 1635,3 \cdot 0,003 = 4,91; \quad (4.3.52)$$

$$l_{др4} = 900,6;$$

$$\Delta h = 900,6 \cdot 0,0025 = 2,25; \quad (4.3.53)$$

$$l_{др4} = 323,9;$$

$$\Delta h = 323,9 \cdot 0,003 = 0,97. \quad (4.3.54)$$

4.4. Розрахунок регулюючого басейну

Для оптимізації режиму роботи відкачки внутрішнього стоку продовж паводку на водотоці поруч з насосною станцією проектується регулюючий басейн.

Об'єм басейну складається з корисного об'єму (регулюючого) та мертвого запасу, рівень якого приймається не менше 1,0 м. Регулююча

ємність – це сумарний регулюючий об’єм басейну, магістрального та провідних каналів вздовж розповсюдження кривої спаду:

$$W_k = 0,9 t_u Q = W_1 + W_2 + W_3, \quad (4.4.1)$$

де Q – продуктивність одного насосу, m^3/c ; t_u – цикл роботи насосу (час роботи та наступна перерва) $t_u = 6 \dots 12$ год при ручному керуванні, $t_u = 0,5 \dots 1,0$ год при автоматизованому, с; W_1 – корисний об’єм безпосередньо регулюючої ємності, m^3 ; W_2 – об’єм зарегульований в магістральному каналі, m^3 ; W_3 – об’єм зарегульований в провідній системі, m^3 .

$$Q = \frac{Q_{nc}}{n}; \quad (4.4.2)$$

де $Q_{nc} = q_n F$ – продуктивність насосної станції, m^3/c ; n – кількість насосів; q_n – модуль відкачування насосної станції, приймається по даним існуючих польдерних насосних станцій, л/с·га; F – площа території, що захищається, m^2 .

$q_n = 1,35$ л·с·га – модуль відкачування НС

$$Q_{nc} = 1,35 \cdot 115,54 = 0,156 \left(\frac{m^3}{c} \right); \quad (4.4.3)$$

$$W_k = 0,9 \cdot 3600 \cdot 0,156 = 505,44 (m^3); \quad (4.4.4)$$

Корисний об’єм регулюючої ємності визначається залежністю:

$$W_1 = W_k - W_2; \quad (23) \quad (4.4.5)$$

$$W_2 = L_2 B_2 A; \quad (4.4.6)$$

де A – амплітуда відкачки, м; L_2 – довжина розповсюдження кривої спаду в магістральному каналі, м ($L_2 = 3,0 \dots 3,5$ км), якщо довжина магканалу менше вказаної у дужках, то L_2 дорівнює довжині магканалу; L_3 – розрахункова довжина розповсюдження кривої спаду в провідних каналах, м, яка залежить від похилу дна каналу (при $i < 0,0003$ $L_3 = 300 \dots 400$ м); якщо відмітка дна провідних каналів в точці впадіння

в магканал вище відмітки нижнього рівня води, то $L_3 = 0$; B_2 , – відповідно середня ширина магканалу та провідних каналів між відмітками верхнього та нижнього рівнів відкачки.

Дно регулюючого басейну зазвичай виконується без похилу. Відмітка дна басейну визначається, враховуючи глибину

в мертвого запасу (1,0 м):

$$\nabla_{\text{Дн.б}} = \nabla_1 - 1,0. \quad (4.4.7)$$

$$A = 0,3;$$

$$L_2 = 1113 \text{ м};$$

$$B = \frac{1+B}{2} = \frac{1+1,9}{2} = 1,45 \text{ (м)}; \quad (4.4.8)$$

$$W_2 = 1113 \cdot 1,45 \cdot 0,3 = 484,16 \text{ (м}^3\text{)}; \quad (4.4.9)$$

$$W_1 = W_k - W_2 = 505,44 - 484,16 = 21,28 \text{ (м}^3\text{)}; \quad (4.4.10)$$

Визначаємо середню ширину регулюючого басейну:

$$B = \frac{W_1}{L_1 A}; \quad (4.4.11)$$

$$B = \frac{21,28}{17,7 \cdot 0,3} = 4 \text{ (м)};$$

$$B_1 = 4 \text{ м.}$$

$$L_1 = 17,7 \text{ м.}$$

4.5. Скид внутрішнього стоку в водойму

Відведення внутрішнього стоку з території польдеру може відбуватись самопливом (має місце, коли рівні в річці низькі), за допомогою насосної станції (під час проходження паводку по водотоку, коли рівні води в річці високі).

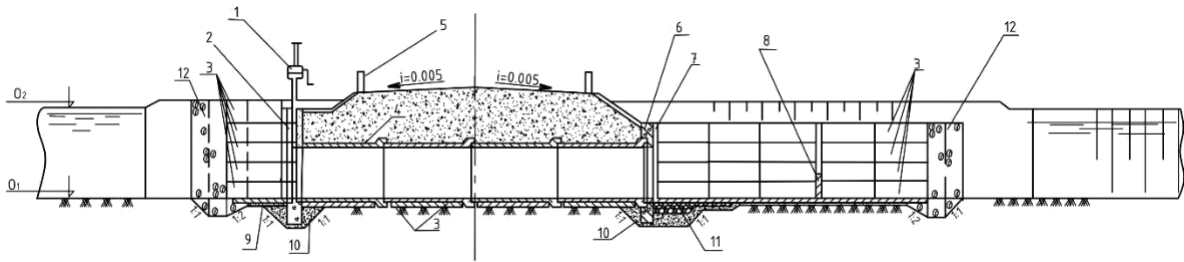


Рис. 4.5.1. Трубчатий регулятор з коробчастим затвором

1 – підйомник електрифікований чи ручний; 2 – затвор; 3 – плити для кріплення відкосів ПП-10-15; 4 – труби бетонні розтрубні безнапірні; 5 – дорожні стовпчики; 6 – плита днища ДП;
7 – залізобетонний оголовок; 8 – захисний поріг (водобійна стінка); 9 – гравійно-піщана суміш; 10 – бетон; 11 – зворотній фільтр.

Гідралічний розрахунок

Гідралічний розрахунок трубчастого регулятора полягає в розрахунку вхідної ділянки: визначенні площі живого перерізу і розмірів труби; вихідної: забезпечення сполучення з нижнім б'єфом.

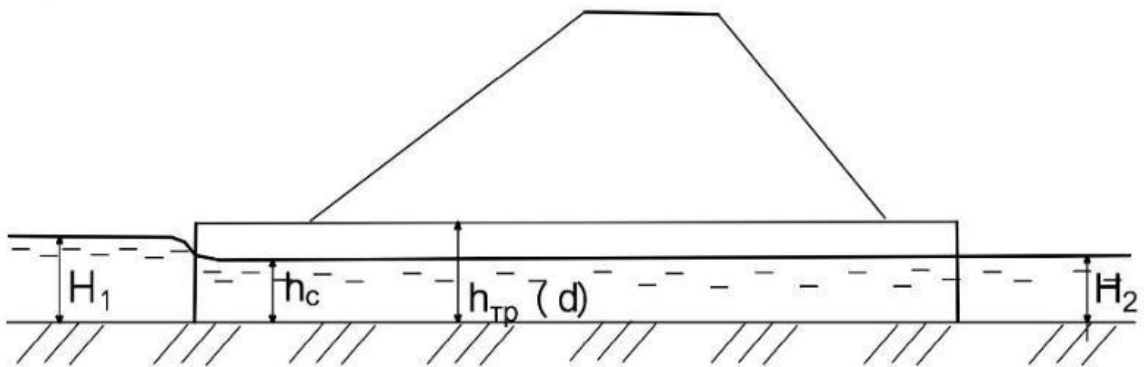


Рис. 4.5.2. Схеми щодо гідралічного розрахунку трубчастого регулятора: а – безнапірний режим; б – напівнапірний режим; в – напірний режим

$$H_2 = \text{відмітка межені} - \text{відмітка дна} = 143 - 141,7 = 1,3 \text{ (м)}$$

Визначити мінімальний розмір прямокутної труби, враховуючи запас вільного простору h для пропуску сміття $\Delta h = \frac{1}{6} h_{тр}$, можливо за формулою, попередньо прийнявши стандартну висоту труби 1,0; 1,5; 2,0 м:

$$b = \left(\frac{Q}{h^{\frac{4}{3}} m \sqrt{g} \Pi} \right)^{\frac{6}{7}}; \quad (4.5.1)$$

Приймаємо для труби $h=1,5$ м;

$$b = \left(\frac{16,1}{1,5^{\frac{4}{3}} m \sqrt{9,81} \cdot 0,42} \right)^{\frac{6}{7}} = 5,38 \text{ (м)};$$

$$\Sigma Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 = 16,86 + 20,23 + 20,23 + 30,35 + 24,28 + 26,7 = 0,14 \text{ (м}^3/\text{с)};$$

$$b = \left(\frac{16,1}{1,5^{\frac{4}{3}} m \sqrt{9,81} \cdot 0,14} \right)^{\frac{6}{7}} = 0,1 \text{ (м)};$$

$$b = 0,8 \text{ м.}$$

Критична глибина $h_{кр}$ для труб прямокутного перерізу визначається:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2_{тр}}}, \quad (4.5.2)$$

де $b_{тр}$ – ширина труби; Q – розрахункова витрата.

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 0,14}{9,81 \cdot 0,8^2}} = 0,15 \text{ (м)}; \quad (4.5.3)$$

Визначаємо $C_{кр}$ – коефіцієнт Шезі;

$$C_{кр} = \frac{R_{кр}^{\frac{1}{6}}}{n}; \quad (4.5.4)$$

де $R_{кр}$ – гідравлічний радіус, м, який визначається за формулою:

$$R_{кр} = \frac{w_k}{\chi_k}; \quad (4.5.5)$$

$$w_k = h_{кр} b = 0,15 \cdot 0,8 = 0,12 \text{ (м}^2\text{)}; \quad (4.5.6)$$

$$\chi_k = 2h_{кр} + b = 2 \cdot 0,15 + 0,8 = 1,1 \text{ (м}^2\text{)}; \quad (4.5.7)$$

$$R_{кр} = \frac{0,12}{1,1} = 0,11 \text{ (м)}; \quad (4.5.8)$$

$$n = 0,017; \quad (4.5.9)$$

$$C_{кр} = \frac{0,11^{\frac{1}{6}}}{0,017} = 40,72; \quad (4.5.10)$$

Визначаємо критичний похил за формулою:

$$i_{кр} = \frac{Q^2}{w_{кр}^2 C_{кр}^2 R_{кр}} = \frac{0,14^2}{0,12^2 \cdot 40,7^2 \cdot 0,11} = 0,007. \quad (4.5.11)$$

де $w_{кр}$ – площа при критичній глибині, м².

$$h_{кр} = 0,15;$$

Приймаємо $i_{кр} = 0,008$.

Визначаємо глибину води в стисненому перерізі h_c .

Глибина води в стисненому перерізі труби h_c , яка прокладена з похилом менше критичного ($i_{тр} < i_{кр}$), визначається за формулою Н.П. Розанова:

$$h_c = 0,8 h_{кр} = 0,8 \cdot 0,15 = 0,12. \quad (4.5.12)$$

Визначаємо глибину води перед трубчатим регулятором:

$$H_1 = H_{10} - \frac{\alpha v_0^2}{2g}; \quad (4.5.13)$$

де v_0 – швидкість руху води в підвідному каналі чи регулюючій ємності, м/с; H_{10} – глибина води перед трубчатим регулятором з урахуванням швидкості підходу води, м:

$$H_{10} = \left(\frac{Q}{m b_{тр} \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}; \quad (4.5.14)$$

де – коефіцієнт швидкості, для порталного та розтрубного оголовків = 0,98.

$$H_{10} = \left(\frac{0,14}{0,31 \cdot 0,8 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,15. \quad (4.5.15)$$

$$H_1 = 0,15 - \frac{1,1 \cdot 0,22^2}{2 \cdot 9,81} = 0,15 \text{ (м)}. \quad (4.5.16)$$

Визначаємо швидкість у стисненому перерізі:

$$V_c = \frac{Q}{w_c}; \quad (4.5.17)$$

$$w_c = H_2 b - \text{якщо є напір із нижн. б'єфу}; \quad (4.5.18)$$

Перевірка необхідності споруд гасіння енергії при виході потоку зі труби;

$$V_c = \frac{Q}{H_2 b} = \frac{0,14}{1,3 \cdot 0,8} = 0,13 \left(\frac{\text{м}}{\text{с}} \right); \quad (4.5.19)$$

Для графійно-галичникового дрібного допустима шорсткість 1,25 м/с;

$$1,25 > 0,2;$$

Висновок: додаткове кріплення ниж. б'єфу не потрібне.

5 ТЕХНОЛОГІЯ ВИРОБНИЦТВА: ТЕХНОЛОГІЇ РОБІТ З ВЛАШТУВАННЯ НАСИПУ ЗЕМЛЯНОЇ ЧАСТИНИ НИЗЬКОНАПІРНОГО ГІДРОВУЗЛА

Консультант

Величко С. В.

						Атестаційна робота бакалавра	Лист
							11
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

5.1. Характеристика об'єкту та умов виконання робіт

Відповідно до завдання необхідно розробити технологію монтажу земляної греблі. Тип ґрунту тіла та основи греблі – супісок.

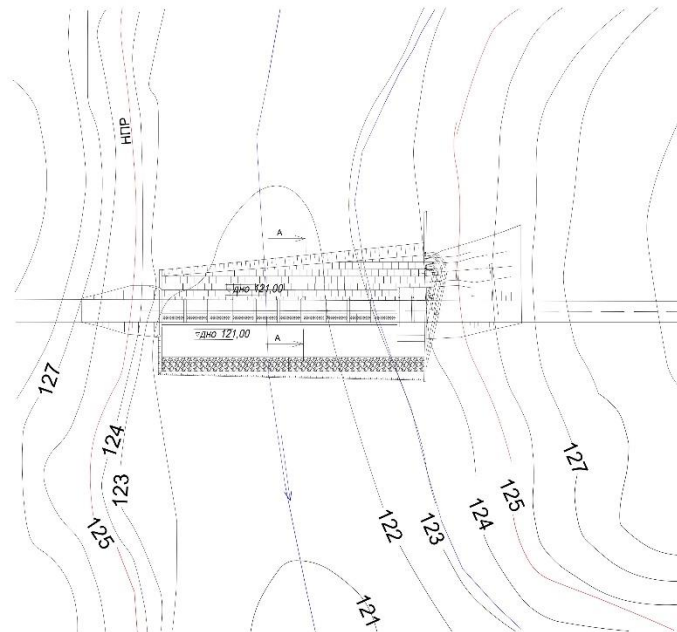


Рис.5.1.1. Генеральний план гідровузла



Рис. 5.1.2. Повздовжній профіль греблі

5.2. Визначення об'ємів робіт

Табл. 5.2.1

Підрахунок об'ємів земляних мас з влаштування ґрунтової греблі

Перетин	робоча відмітка по осі h, м	ширина B, м	площа поперечного перетину $F_1=(B+hm)h, \text{ м}^2$	півсума площ $\frac{F_1+F_2}{2}, \text{ м}^2$	відстань між поперечниками l, м	об'єм роботи, м^3 $V=\frac{F_1+F_2}{2} \cdot l$
IV-IV	1,2	8	$F_{IV-IV} = (8+1,2 \times 2 + 1,2 \times 2,25) \cdot 1,2 = 15,7$	$\frac{15,7 + 38,2}{2} = 27$	10	270
V-V	2,2	8	$F_{V-V} = (8+2,2 \times 2 + 2,2 \times 2,25) \cdot 2,2 = 38,2$	$\frac{38,2 + 38,2}{2} = 38,2$		382
V-V	2,2	8	$F_{V-V} = 38,2$	$\frac{38,2 + 69,1}{2} = 53,7$	3	161,1
VI-VI	3,2	8	$F_{VI-VI} = (8+3,2 \times 2 + 3,2 \times 2,25) \cdot 3,2 = 69,1$	$\frac{69,1 + 69,1}{2} = 69,1$		207,3
VI-VI	3,2	8	$F_{VI-VI} = 69,1$	$\frac{69,1 + 108,57}{2} = 88,8$		266,4
VII-VII	4,2	8	$F_{VII-VII} = (8+4,2 \times 2 +$	$\frac{108,57 + 108,57}{2} = 108,57$	3	325,7

			$4,2 \times 2,25) \cdot$ $4,2=108,57$			
VII- VII	4,2	8	$F_{VII-VII}=$ $108,57$	$\frac{108,57 + 156,5}{2}$ $= 132,5$	4	530
VIII - VIII	5,2	8	$F_{VIII-VIII}=$ $(8+5,2 \times 2 +$ $5,2 \times 2,25) \cdot$ $5,2=156,5$	$\frac{156,5 + 156,5}{2}$ $= 156,5$		626
VIII - VIII	5,2	8	$F_{VIII-VIII}=$ $156,5$	$\frac{156,5 + 183,7}{2}$ $= 170,1$	36	6123 ,6
IX- IX	5,7	8	$F_{IX-IX} =$ $(8+5,7 \times 2 +$ $5,7 \times 2,25) \cdot$ $5,7=183,7$	$\frac{183,7 + 183,7}{2}$ $= 183,7$		6613 ,2
IX- IX	5,7	8	$F_{IX-IX}=183,7$	183,7		3122 ,9
X-X	5,7	8	$F_{IX-IX}= F_{X-X} =183,7$	183,7	17	3122 ,9
X-X	5,7	8	$F_{X-X} =183,7$	183,7	5	918, 5
XI- XI	5,7	8	$F_{IX-IX}= F_{XI-XI} =183,7$	183,7		918, 5
XI- XI	5,7	8	$F_{XI-XI} =183,7$	170,1	11	1871 ,1
XII- XII	5,2	8	$F_{VIII-VIII}= F_{XII-XII}=$ $156,5$	156,5		1721 ,5
XII- XII	5,2	8	$F_{XII-XII}=$	132,5	14	1855

XII			156,5			
XIII - XIII	4,2	8	$F_{VII-VII} = F_{XIII-XIII} = 108,57$	108,57		1520
XIII - XIII	4,2	8	$F_{XIII-XIII} = 108,57$	88,8	18	1598 ,4
XIV - XIV	3,2	8	$F_{VI-VI} = F_{XIV-XIV} = 69,1$	69,1		1243 ,8
XIV - XIV	3,2	8	$F_{XIV-XIV} = 69,1$	53,7	11	590, 7
XV- XV	2,2	8	$F_{V-V} = F_{XV-XV} = 38,2$	38,2		420, 2
			$\Sigma = 2569,18$			$\Sigma = 3$ 4409 ,2

5.3. Вибір методів виконання робіт і комплектів машин

Варіант 1. Влаштування насипної ґрунтової греблі самохідними скреперами.

Визначаємо експлуатаційну продуктивність самохідного скрепера за зміну, м³:

$$P_e = \frac{3600}{t_{\text{ц}}} * c * q * K_1 * K_2 * K_B; \quad (5.3.1)$$

де С=8 годин – тривалість зміни; $t_{\text{ц}}$ – тривалість циклу, с:

$$t_{\text{ц}} = t_3 + t_B + t_n + t_p + t_{\text{пов}}; \quad (5.3.2)$$

де $t_3, t_6, t_n, t_p, t_{нов}$ - тривалість відповідно навантаження ковша, навантаженого і порожнього ходу скрепера, розвантаження скрепера, на повороти,

$$t_3 = \frac{3,6 \cdot z_3}{v_3}; \quad (5.3.3)$$

z_3 – довжина шляху навантаження скрепера при клиновидному різанні, м:

$$z_3 = \frac{2 \cdot g \cdot k_1 \cdot (1+m)}{a \cdot h}; \quad (5.3.4)$$

g - місткість ковша, м³;

k_1 -коефіцієнт використання місткості ковша;

k_n - коефіцієнт наповнення ковша скрепера;

k_p - коефіцієнт початкового розрихлення ґрунту;

k_B - коефіцієнт використання скрепера в часі.

$$k_1 = \frac{k_n}{k_p} = \frac{0,6}{1,1} = 0,35. \quad (5.3.5)$$

Для скрепера самохідного Caterpillar 613C сер II маємо: $q=7$ м³; $a=3,02$ м; $h=0,33$ м; $k_1= 0,53$ (прийнято раніше); $m=0,33$ – коефіцієнт призми волочіння для супіску при об'ємі ковша в м³; $v_3=2$ км/год – швидкість руху при завантаженні. Тоді:

$$z_3 = \frac{2 \cdot 7 \cdot 0,53(1+0,26)}{3,02 \cdot 0,33} = 9,38 \text{ м}. \quad (5.3.6)$$

Звідки

$$t_3 = \frac{3,6 \cdot 9,38}{2} = 16,88 \text{ с}. \quad (5.3.7)$$

Тривалість вантажного та порожнього ходів обчислюємо за формулою:

$$t_B + t_{\Pi} = \frac{3,6 \cdot 1000}{30} \cdot 2 = 240 \text{ с}. \quad (5.3.8)$$

тут прийнято $v = 30$ км/год. – середня швидкість руху скрепера по дорозі з кам'яним покриттям.

Приймаємо тривалість вивантаження $t_p=25$ с, час на повороти $t_{пов.}=25$ с. Тоді тривалість циклу

$$t_{ц} = 240 + 35 + 25 + 25 = 325 \text{ с.} \quad (5.3.9)$$

Тому продуктивність самохідного скрепера за зміну при значенні коефіцієнта впливу глибини виїмки $K_4=0,9$ і значенні коефіцієнта використання у часі $K_b=0,8$

$$P_e = \frac{3600}{325} \cdot 8 \cdot 7 \cdot 0,55 \cdot 0,94 \cdot 0,75 = 240,52 \text{ м}^3. \quad (5.3.10)$$

Тривалість роботи скрепера при об'ємі ґрунту $V=34409,2 \text{ м}^3$ становить:

$$T = \frac{V}{P} = \frac{34409,2}{240,52} = 143 \text{ зміни.} \quad (5.3.11)$$

Приймаємо 150 змін.

Для рівних умов економічного порівняння прийmemo тривалість виконання робіт самохідними скреперами $T=25$ змін. Тоді необхідна кількість скреперів:

$$n = \frac{150}{25} = 6. \quad (5.3.12)$$

Остаточно приймаємо 6 самохідних скреперів Caterpillar 613С сер II і один екскаватор-драглайн Е-652.

Варіант 2. Влаштування насипної ґрунтової греблі автосамоскидами, які транспортують ґрунт з кар'єру, який розроблений екскаваторами пряма лопата або драглайн

Технічні характеристики екскаватора-драглайна Е-652Б з прямою лопатою з зубами. Його показники :

найбільша висота копання $H=7,9$ м;

найбільший радіус копання $R=7,8$ м,

найменший радіус копання на рівні стоянки $R_{min}=2,8$ м ;

найбільша висота вивантаження $H_1=5,6$ м ;

висота вивантаження при найбільшому радіусі вивантаження $H_2=2,7$ м ;

найбільший радіус вивантаження $R_b=7,7$ м ;

об'єм лопати $q=0,8 \text{ м}^3$.

Визначаємо експлуатаційну продуктивність екскаватора за зміну, м³:

$$П_е = \frac{3600}{t_{ц}} c q K_1 K_B. \quad (5.3.13)$$

де **3600** – показник переводу години в секунди, c – тривалість зміни, $c=8$ годин ; $q=1,25$ м³ – місткість ковша; $П_T$ – технічне число циклів за хвилину, $П_T=1,75$; K_1 – коефіцієнт наповнення ковша щільним ґрунтом,

$$K_1 = \frac{K_H}{K_{п}} = \frac{0,8}{1,1} = 0,73. \quad (5.3.14)$$

$K_H=1,1$ – коефіцієнт наповнення ковша пухким ґрунтом, приймаємо; $K_{п}=1,1$ – коефіцієнт пухкості ґрунту (визначаємо за нормативом, ЕНіР); $K_B=0,66$ – коефіцієнт використання за часом.

$$t_{ц} = t_H + t_T + t_p + t_M + t_x, \text{ с}, \quad (5.3.15)$$

де t_H – тривалість завантаження,

t_T – тривалість транспортування,

t_p – тривалість розвантаження,

t_M – тривалість маневри, 2 с.

t_x – тривалість холостого ходу.

Приймаємо $t_{ц}=15$ с.

$$П_е = \frac{3600}{15} \cdot 8 \cdot 0,8 \cdot 0,73 \cdot 0,66 = 740 \text{ м}^3. \quad (5.3.16)$$

$$\frac{1}{1,1} = 0,91.$$

Показники:

Суглинок важкий, коефіцієнт початкового розрихлення за ЕНіР – 24-30%,

$K_p=1,24 \dots 1,3$, $K_p=1,27$.

Група ґрунта – III, екскаватор з гідравлічним приводом $K_H=0,8$.

Тривалість роботи екскаватора:

$$T = \frac{V}{П} = \frac{34409,2}{740} = 46,5 \text{ зміни}. \quad (5.3.17)$$

Приймаємо 47 змін.

Для відвозу ґрунту приймаємо самоскид КамАЗ-5511 вантажопідйомністю 10 т. Місткість кузова самоскида в кубічних метрах ґрунту в щільному стані при середній щільності супіску $\gamma=1,6 \text{ т/м}^3$.

$$P = \frac{10}{1,6} = 6,25 \text{ м}^3. \quad (5.3.18)$$

Кількість ковшів, завантажених в кузов самоскиду визначаємо за формулою:

$$M = \frac{P}{qK_1} = \frac{6,25}{0,73 \cdot 0,8} = 10,7 \text{ ковша}. \quad (5.3.19)$$

Приймаємо $M=11$ ковшів.

Тривалість завантаження 1 машини:

$$t_{\text{п}} = \frac{10}{4 \cdot 0,75} = 3,3 \text{ хв.} \quad (5.3.20)$$

K_T – коефіцієнт впливу транспорту, 0,85.

$$h_T = \frac{60}{t_{\text{ц}}} = 4. \quad (5.3.21)$$

Кількість самоскидів:

$$N = \frac{t_{\text{ц}}}{t_{\text{п}}} = \frac{t_{\text{п}} + \frac{120z}{v_c} + t_{\text{р. м.}}}{t_{\text{п}}} = \frac{3,3 + \frac{120 \cdot 1}{30} + 1,8}{3,3} = 2,7 \text{ шт.} \quad (5.3.22)$$

Приймаємо 3 шт.

де $t_{\text{ц}}$ – тривалість роботи самоскида за цикл, хв.; $z=1$ км – дальність перевезення ґрунту; $v_c = 30$ км/год. – середня швидкість руху самоскида, з довідника; $t_{\text{р. м.}}$ – тривалість розвантаження з маневруванням, 1,8 с.

Для розрівнювання ґрунту на відвалі потрібно підібрати бульдозер і для ущільнення – катки.

За умови комплексної механізації продуктивності цих машин повинна бути рівною, або трохи вищою від продуктивності ведучої машини (екскаватора) при такій самій тривалості виконання робіт. Тобто, тривалість розрівнювання ґрунту бульдозером на місці відвалу становить 47 змін. При об'ємі ґрунту $V=34409,2 \text{ м}^3$ продуктивність бульдозера за зміну повинна бути:

$$\Pi = \frac{V}{T} = \frac{34409,2}{47} = 732,1 \text{ м}^3/\text{зміну}. \quad (5.3.23)$$

Тоді норма часу на 100 м^3 становить:

$$N_{\text{ч}} = 100 \frac{C}{\Pi} = 100 \frac{8}{732,1} = 1,1 \text{ маш. – год.} \quad (5.3.24)$$

де $C=8$ годин – тривалість зміни.

Приймаємо екскаватор-драглайн Е-652Б, для якого норма часу на 1 м^3 – 1,75 маш.-год.

При об'ємі ґрунту $V=34409,2 \text{ м}^3$ і тривалості укатки $T=52$ зміни при шести проходках по одному сліду і товщині ущільненого шару $0,2 \text{ м}$ продуктивність роботи катка повинна бути:

$$\Pi = \frac{V}{0,2} \cdot \frac{1}{T} = \frac{34409,2}{0,2} \cdot \frac{1}{47} = 3661 \frac{\text{м}^2}{\text{зміну}} \quad (5.3.25)$$

Норма часу при шести проходках одним слідом на 1000 м^3 :

$$H_{\text{ч}} = \frac{c \cdot 1000}{6\Pi} = \frac{8 \cdot 1000}{6 \cdot 3661} = 0,4 \text{ маш. – год.} \quad (5.3.26)$$

Приймаємо коток вібраційний масою 20 т .

Продуктивність механізмів за зміну повинна бути:

екскаватор-драглайн Е-652Б $n_{\text{е}}=8 \times 100/H_{\text{ч}}=8 \times 100/0,4=2000 \text{ м}^3/\text{зміну}$

де $H_{\text{ч}}$ – норма часу для розрівнювання ґрунту екскаватор-драглайн Е-652Б при відсипанні насипу, за ЕНіР 2-1-28 група ґрунту II, товщина шару $0,3 \text{ м}$

$H_{\text{ч}}=0,75 \text{ маш.-год.}$

вібраційний коток $n_{\text{к}}=800/0,73=1096 \text{ м}^3/\text{зміну}$

де $H_{\text{ч}}$ – норма часу для ущільнення ґрунту вібраційним котком 15 т , за ЕНіР 2-1-31 група товщина шару $0,6 \text{ м}$ кількість проходів 8 $H_{\text{ч}}=0,41+0,08 \times 4=0,73$

маш.-год

тривалість розрівнювання

$$T=V/n_{\text{е}}=34409,2/732,1=47 \text{ змін.} \quad (5.3.27)$$

тривалість ущільнення

$$T=V/n_{\text{к}}=34409,2/1096=31,4 \text{ зміни.} \quad (5.3.28)$$

Приймаємо тривалість 32 зміни.

5.4. Техніко-економічне порівняння

Табл. №5.4.1			
Параметри порівняння	Одиниця виміру	Варіант 1(скрепер)	Варіант 2(екскаватор)

Експлуатаційна продуктивність	м ³	1 190,6	614,02
Тривалість роботи	зміни	26	50
Норми часу на 1 км переміщення машин		0,07	0,5
Розцінки на 1 км переміщення машин		0-08,5	0-53,0
Склад		Машиніст 6 розр. - 1	Машиніст 6 розр. - 1
Ціна		12 000 000	200 000

За техніко-економічними порівняннями обираємо варіант екскаватора зі зворотною лопатою EO-4321.

5.5. Складання калькуляції трудових витрат

Калькуляція трудових витрат (табл. 5.5.1)

№ по р.	Найменування процесів	Об'єм робіт		Обґрунтування за ЕНіР	Норма часу <u>люд.-год.</u> маш.- год.	Трудо- місткість за нормою <u>люд.-</u> <u>год.</u> маш.-год	Склад ланки	
		Оди- ниця ви- міру	Кіль- - кість оди- ниць				Професія /розряд/	К- ть
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1.Розробка ґрунту екскаватором лопатою ЕО-4321 пряма лопата з ковшем місткістю 0,8 м ³ , з навантаженням в автотранспорт	100 м ³	344	Е2-1-9, таб. 2, п. 6а	$\frac{3,1}{3,1}$	$\frac{1066,4}{1066,4}$	Машиніст 6 р.	1
	2. Відвезення ґрунту самохскадами ЗИЛ-ММЗ-555 на відстань 1 км	100 м ³	344	Е2-1-28, таб. 3, п. 1а, 2а	—	—	Машиніст 6 р.	1
2	Розрівнювання ґрунту І групи (суглинок) бульдозером Д-492 Т-	100 м ³	344	Е2-1-13, п. 32, Е2-1-	$\frac{0,33}{0,33}$	$\frac{113,52}{113,52}$	Машиніст 6 р.	1

	100 при відсіпанні насипу тіла греблі товщина шару 600 мм			20, таб. 1				
3	Ущільнення насипу самохідним котком Bomag 10 т – товщиною шару 60 см, кількість проходів – 6.	100 м ³	344	E2-1-22, таб. 5, п. 5б, 10б	$\frac{0,155 + 0,024 \cdot 2}{0,155 + 0,024 \cdot 2} = \frac{0,2}{0,2}$	$\frac{68,8}{68,8}$	Машиніст 6 р.	1
4	Влаштування щебеневого накиду з розрівнюванням III групи бульдозером ДЗ-17 при відсіпанні товщина шару 300 мм	100 м ³	8,2	E2-1-28, п. 1в	$\frac{1,1}{1,1}$	$\frac{9,02}{9,02}$	Машиніст 6 р.	1
5	Покриття відкосу рослинним шаром, розрівнювання ґрунту на відкосі і посів трав	100 м ²	8,2	E2-1-41, таб. 2, п. 1б, 4-8б	$\frac{4}{4}$	$\frac{32,8}{32,8}$	Машиніст 6 р.	1
6	Кінцеве планування поверхні бульдозером	1000 м ²	8,2	E2-1-36, п. 3б	$\frac{0,24}{0,24}$	$\frac{1,97}{1,97}$	Машиніст 6 р.	1
	Всього:					$\frac{1292,51}{1292,51}$		

5.6. Складання таблиці технологічних розрахунків і побудова графіка виконання робіт

Табл.№5.6.1

Технологічні розрахунки

№ процесу	Найменування процесів і посилання на пункти калькуляції	Об'єм робіт		Трудомісткість <u>люд.-зм.</u> маш.-зм.		Прийнятий склад ланок і бригади		Машини, марка, кількість	Тривалість робіт, змін	Виконання норми, %
		Одиниця вимірювання	Кількість одиниць	за нормою	прийнята	Професія /розряд /	К-ть			
2	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	1. Розробка ґрунту екскаватором лопатою ЕО-4321 пряма лопата з ковшем місткістю 0,8 м ³ ,	100 м ³	344	$\frac{133,3}{133,3}$	$\frac{60 * 2}{60 * 2}$ $= \frac{120}{120}$	Маши- ніст 6 р.	2	Екскаватор зі зворотною лопатою ЕО-4321(2 шт.)	133,3 /2=66 ,65 прий	111

	з навантаженням в автотранспорт								НЯТО 60	
	2. Відвезення ґрунту самохсками ЗИЛ-ММЗ-555 на відстань 1 км	100 м³	344	-	-	-	-	-	-	-
2	Розрівнювання ґрунту І групи (суглинок) бульдозером Д-492 Т-100 при відсипанні насипу тіла греблі товщина шару 600 мм	100 м³	344	$\frac{14,19}{14,19}$	$\frac{60}{60}$	Маши- ніст 6 р.	1	Бульдозер ДП-17(1 шт.)	60	23,65
3	Ущільнення насипу самохідним котком Tomag 10 т – товщиною шару 60 см, кількість проходів – 6.	100 м³	344	$\frac{8,6}{8,6}$	$\frac{60}{60}$	Маши- ніст 6 р.	1	самохідний коток Tomag (1 шт.)	60	14,33
4	Влаштування щебеневого накиду з розрівнюванням ІІІ групи бульдозером ДЗ-17 при	100 м³	8,2	$\frac{1,13}{1,13}$	$\frac{1}{1}$	Машин іст 6 р.	1	Екскаватор (1 шт.)	1	113

	відсипанні товщина шару 300 мм									
5	Покриття відкосу рослинним шаром, розрівнювання ґрунту на відкосі і посів трав	100 м ² відкосу	8,2	$\frac{5,6}{5,6}$	$\frac{6}{6}$	Машин іст 6 р.	1	Екскаватор (1 шт.)	6	93,33
6	Кінцеве планування поверхні бульдозером	1000 м ³	8,2	$\frac{0,25}{0,25}$	$\frac{0,25}{0,25}$	Маши-ніст 6 р.	1	Екскаватор (1 шт.) (1 шт.)	0,25	100
	Всього:			<u>163,07</u> 163,07	<u>247,25</u> 247,25					

5.7. Визначення техніко-економічних показників

Вихідними даними для визначення техніко-економічних показників є таблиця технологічних розрахунків і графік виконання робіт.

Табл.№5.7.1			
Техніко-економічні показники			
№ пор.	Назва показника	Одиниця вимірювання	Значення показника
1	Загальний об'єм земляних робіт	м ³	34409,2
2	Прийнята тривалість робіт змін	змін	60
3	Нормативна трудомісткість робіт	люд.-змін	141,14
4	Прийнята трудомісткість робіт	люд.-змін	107,25
5	Нормативна машиномісткість робіт	маш.-змін	141,14
6	Прийнята машиномісткість робіт	маш.-змін	107,25
7	Трудомісткість улаштування 1 м ³ ґрунту у тіло греблі	люд.-годин	0,04

5.8. Визначення потреби в матеріально-технічних ресурсах

Табл.№5.8.1				
Потреби в машинах, устаткуванні, інструменті, інвентарі та пристроях				
№ Пор.	Машина, устаткування, інструменти, інвентар та пристрої	Марка	Од. виміру	Кількість
1	Екскаватор	ЕО-4321	шт.	11
3	Бульдозер	Д-492 Т-100	шт.	1
4	Самохідний коток	Вomag	шт.	1
5	Теодоліт, невелір	Оптичний стандартний з триногою	комплект	1
6	Рулетка.	РЗ-30 м	шт.	1
7	Метр окладний дерев'яний	МОД	шт.	1
8	Лом	ЛМ-20, ЛМ-40	шт.	1
9	Лопата	Л	шт.	2
10	Сокира	А-2	шт.	2
11	Пила	-	шт.	1
12	Інвентарна метал. драбина	З огороженням	шт.	3
13	Переносна вежа	Інвентарна металева з трансформатором і	шт.	5

	освітлення у котловані	двома прожекторами		
--	------------------------	--------------------	--	--

Табл.№7				
Потреба в буд. конструкціях, деталях, напівфабрикатах, матеріалах і устаткуванні				
№ Пор.	Конструкції, деталі, напівфабрикати, матеріали і устаткування	Марка	Од. виміру	Кількість
1	Супісок	-	м ³	34409,2
2	Щебень	-	м ³	15000
3	Плити залізобетонні	-	шт.	120
4	Зворотній фільтр	-	м ³	15000
5	Насіння трав	-	гр	15000
6	Бруски 75мм	IV сорт	м ³	1,13
7	Дошки 25мм	IV сорт	м ³	2,1
8	Дошка 40мм	IV сорт	м ³	1,4
9	Гвіздки	-	кг	5,0
10	Рослинний шар	-	м ³	15000

5.9. Операційний контроль якості робіт

План операційного контролю якості розробляють згідно з положеннями ДБН А.3.1-5-20016 «Організація будівельного виробництва» у вигляді таблиці, в якій поділяють підконтрольні операції між майстром і виконавцем, наводять склад операцій, способи контролю, терміни і, за необхідності, залучені служби

Схема операційного контролю якості робіт

Операції які підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
виконавцем	майстром	склад	спосіб	строки	Залучені служби
Розбивка вісей і контурів греблі і підсіпок під'їздів	Влаштування підсіпок для доріг	Точність виносу розбивки	Теодоліт, невелір, рулетка	До початку будівництва	Геодезисти
	Зняття ґрунту в основі греблі. водовідлив	Послідовність розробки ґрунтів	Теж саме	До початку будівництва	лабораторія
	Будівництво греблі	Товщину шарів відсіпання, геометричні розміри, висотні відмітки, якість ущільнення,	Теж саме	В процес будівництва греблі	Геодезична служба лабораторія

		кути закладання укосів			
	Планувальні роботи	Проектні відмітки	Нівелір	Після будівництва а греблі	Геодезична служба, лабораторія

5.10. Інженерні заходи з охорони праці

Вони повинні містити комплекс організаційно-технічних заходів та інженерних рішень, які забезпечують виконання правил охорони праці ДБН А.3.2-2-2009 на будівельному майданчику.

Загальні вимоги

10.1.1 Під час виконання земляних та інших робіт у котлованах, траншеях необхідно вжити заходів із запобігання впливу на працівників таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів:

- обвалення гірських порід (грунтів);
- падіння шматків породи;
- машини та їх робочі органи, що рухаються, предмети, що ними переміщуються;
- підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини;
- недостатня освітленість робочої зони;
- підвищений рівень шуму та вібрації на робочому місці;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;

- патогенні мікроорганізми.

10.2.22 Розробка траншей із вертикальними стінками без кріплення роторними і траншейними екскаваторами у в'язких ґрунтах (суглинках і глинах) допускається на глибину не більше ніж 3,0 м. У місцях, де необхідне перебування працівників у такій траншеї, її стінки повинні бути укріплені або траншея повинна розроблятися з улаштуванням укосів.

10.3.4 У разі розробки виїмок одноківшевим екскаватором висоту вибою необхідно визначати у ПВР з таким розрахунком, щоб не утворювалися «козирки» з ґрунту.

10.3.5 Під час роботи екскаватора не дозволяється виконувати інші роботи з боку вибою і перебувати працівникам у радіусі дії екскаватора плюс 5,0 м.

ВИСНОВКИ

1. За завданням розроблено споруду низьконапірний гідротехнічний вузол для водопостачання міста, мережа зовнішнього водопроводу, протипаводковий захист міста та технологія зведення ґрунтового насипу.

2. Низьконапірний гідротехнічний вузол складається з глухої ґрунтової дамби та фронтального водоскиду практичного профілю автоматичної дії.

3. Система водопостачання розроблена кільцева для двох районів міста з різною забудовою

4. Протипаводковий захист забезпечується захисною дамбою, для відведення внутрішнього стоку запроектований дренажний канал, трубчатий водоскид.

5. Розроблена технологія будівництва земляної частини греблі, побудований графік проведення робіт, визначені необхідні механізми та машини для будівництва.

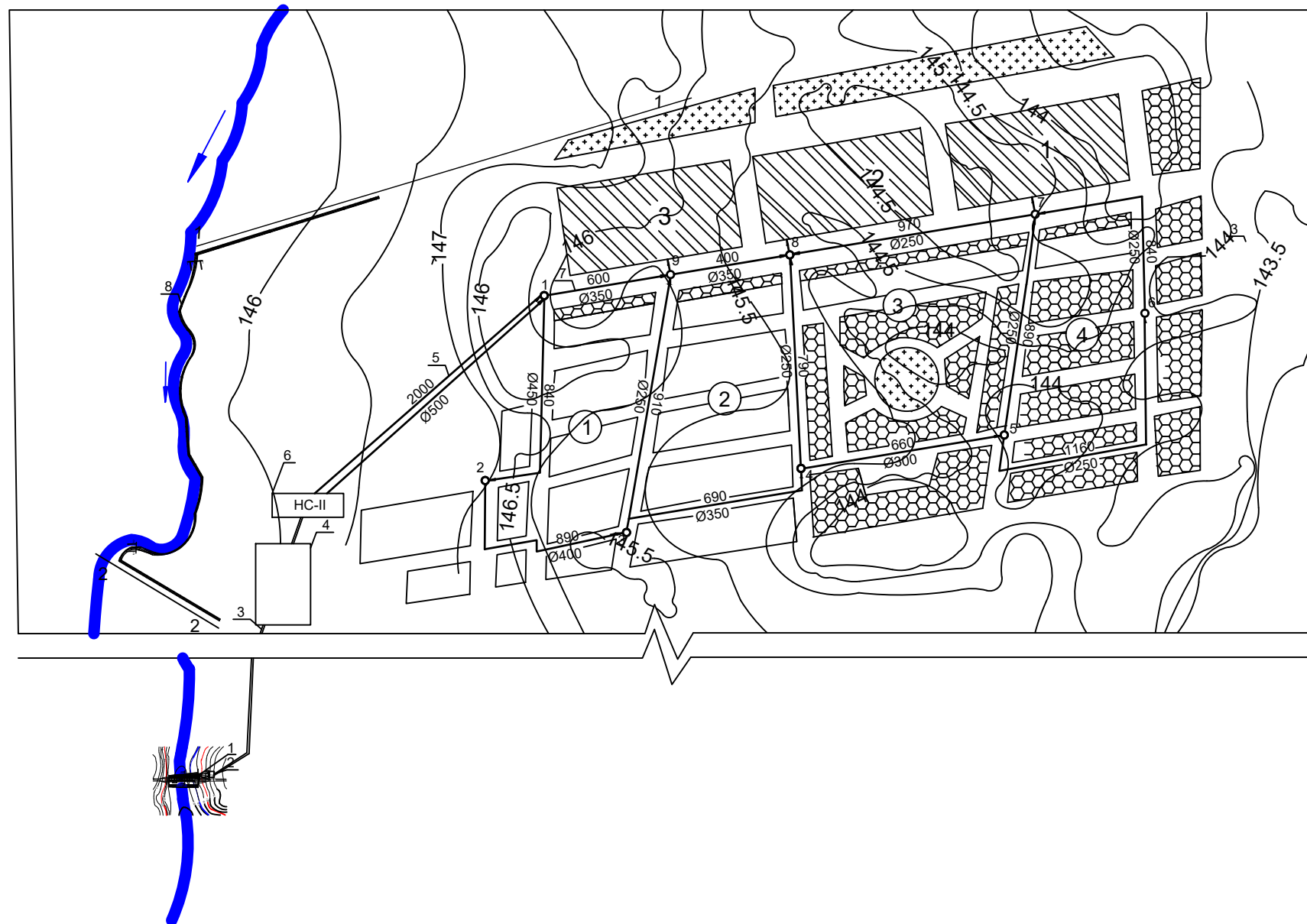
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ

1. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2010 – 37 с.
2. Гідротехнічні споруди. Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Гідровузол з ґрунтовою греблею» / Укл.: О.В. Дупляк, С.В. Величко. – К.: КНУБА, 2015. – 44 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. К. : Мінрегіонбуд України. – 37 с.
4. Дупляк О.В. Гідротехнічні споруди: навчальний посібник. – К.:КНУБА, 2008. – 156 с.
5. М.М. Хлапук, Л.А. Шинкарук Гідротехнічні споруди. Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2013. 241с.
6. Гідротехнічні споруди /За ред. А.Ф. Дмитрієва. – Р.: РДТУ, 1999. – 326 с.
7. Гідротехнічні споруди річкові. Основні положення проектування: СНіП 2.06.01-86. - М., 1989.
8. Підпірні стіни, судноплавні шлюзи, рибопропускні та рибозахисні споруди: СНіП 2.06.07-87. - М., 1987.
9. Підстави гідротехнічних споруд: СНіП 2.02.02 - 85. - М.: Будвидав, 1987. - 60 с. Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В.2.4-3-2010. – К. : Мінрегіонбуд, 2010.
10. ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 180 с.

11. А.М.Тугай, В.О.Орлов, В.О.Шадура, С.Ю.Мартинов. Міські інженерні мережі та споруди. Підручник. – Київ: Укреліотех, 2010. – 256с.
12. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання: Навчальний посібник. – КНУБА, 2001. – 256с.
13. Хоружий П.Д., Хомутецька Т.П., Хоружий В.П. Ресурсозберігаючі технології водопостачання. – К: Аграрна наука, 2008 – 534 с.
14. Хоружий П.Д., Ткачук О.А. Водопровідні системи і споруди: Навч. посібник. – К.: Вища шк., 1993. – 230 с.: іл.
15. ДСТУ–Н Б В. 1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К.: Мінрегіонбуд Сайт Українського гідрометеорологічного центру <http://meteo.gov.ua/>
16. ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні споруди. Основні положення. - К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
17. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності та категорії складності об'єктів будівництва. К.: Мінрегіонбуд України, 2013. - 37 с.
18. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності» : [Електронний ресурс] : [Веб-сайт]. – Електронні дані. – Київ :
19. Верховна Рада України–Режим доступу: <http://zakon0.rada.gov.ua/laws/show/3038-17/page> (дата звернення 30.01.2018) – Назва з екрана.
20. ДБН В.1.1-25-2009. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення.- К.: Мінрегіонбуд України, 2010. - 37.
21. ДБН 360-92** Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. – К.: Мінрегіонбуд України, 1992р. – 142.
22. Рокочинський А.М., Живиця В.А., Волкова Л.А., та інші Інженерний захист території - Херсон: ОЛДІ ПЛЮС, 2017. - 355с.
23. ДБН В.2.4-1-99 Меліоративні системи та споруди. – К.: Держбуд

- України, 2000. – 214с
24. *ДСТУ-НБ EN 1991-1-1:2010* Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2002, IDT).
25. *ДСТУ-НБ EN 1992-1-1:2010* Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT).
26. Технологія будівельного виробництва : методичні вказівки до виконання курсової роботи / уклад.: І.М. Уманець, В.В. Чепурний. – К.:КНУБА, 2018. – 28 с.
27. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5-2016. – [Чинний від 2016-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 34 с.
28. Охорона праці та промислова безпека у будівництві: ДБН А.3.2.- 2-2009. – [Чинний від 2013-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 94 с.

Генплан М1:10000



- Умовні позначення:
- 1 - боковий пригребельний водозабір;
 - 2 - НС-I;
 - 3, 5 - напірні водоводи;
 - 4 - водопровідні очисні споруди
 - 6 - НС-II;
 - 7 - водопровідна мережа міста;
 - 8 - захисна дамба.

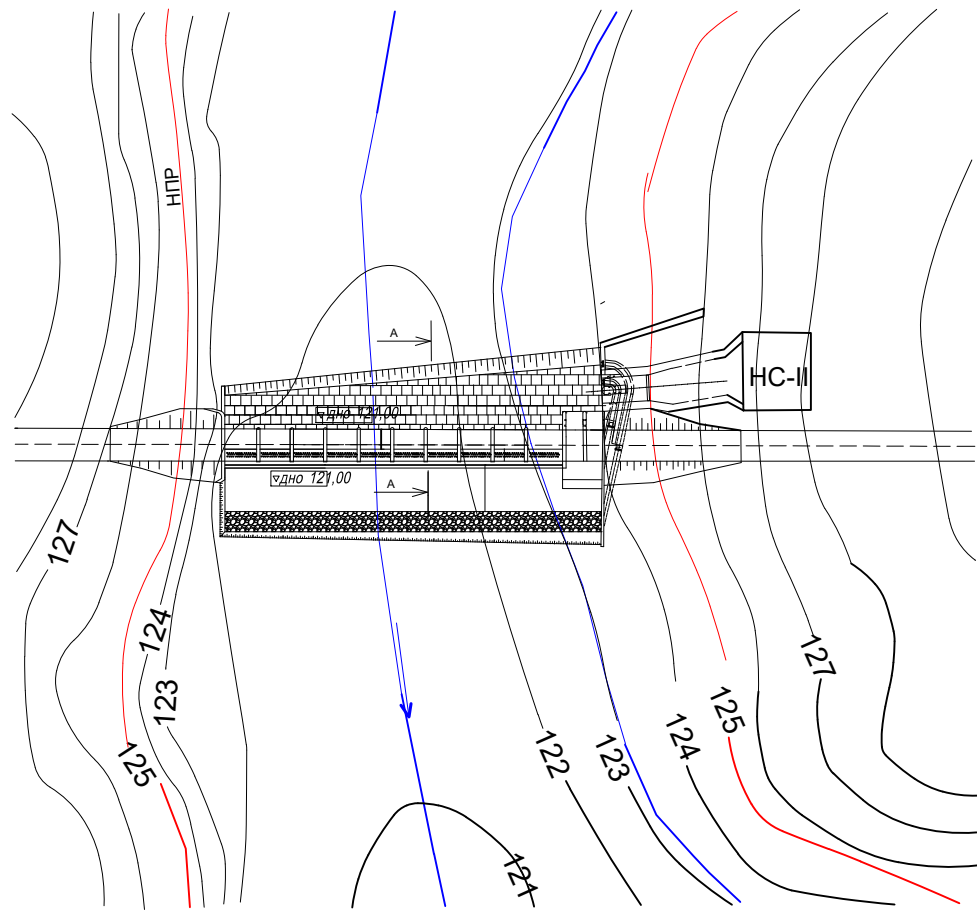
Основні показники:
 НПР - 125 м;
 ФПР - 125,8 м;
 РМО - 121,50 м;

Довжина греблі - 188 м.
 Висота греблі 5,70м

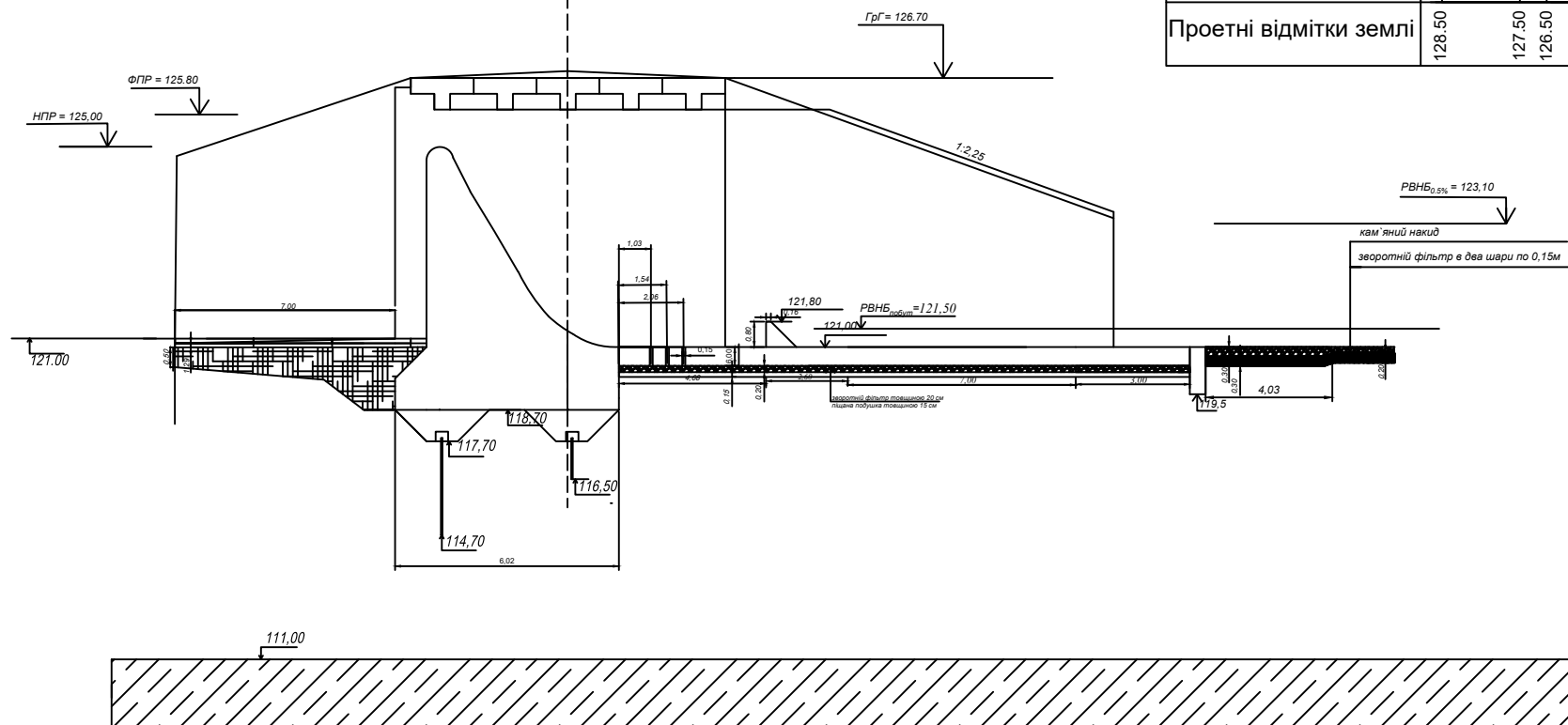
Промислові підприємства:
 1. Хлібозавод;
 2. Льонозавод;
 3. Молокозавод.

				Атестаційна випускна робота:		
				Гідротехнічний вузол для регулювання стоку та протипаводковий захист населеного пункту		
				Кафедра водопостачання та водовідведення		
Арх.	№ докум.	Підпис	Дата			
Зав. каф.	Харужий В. П.			Генеральний план споруд		
Керівник	Величка С. В.			Стаття	Лист	Листів
Виконав.	Водак В. Ю.			АВР	1	5
				Генеральний план міста з гідротехнічним вузлом і захисною дамбою М1:10000		
				КНУБА, ГБ-41		

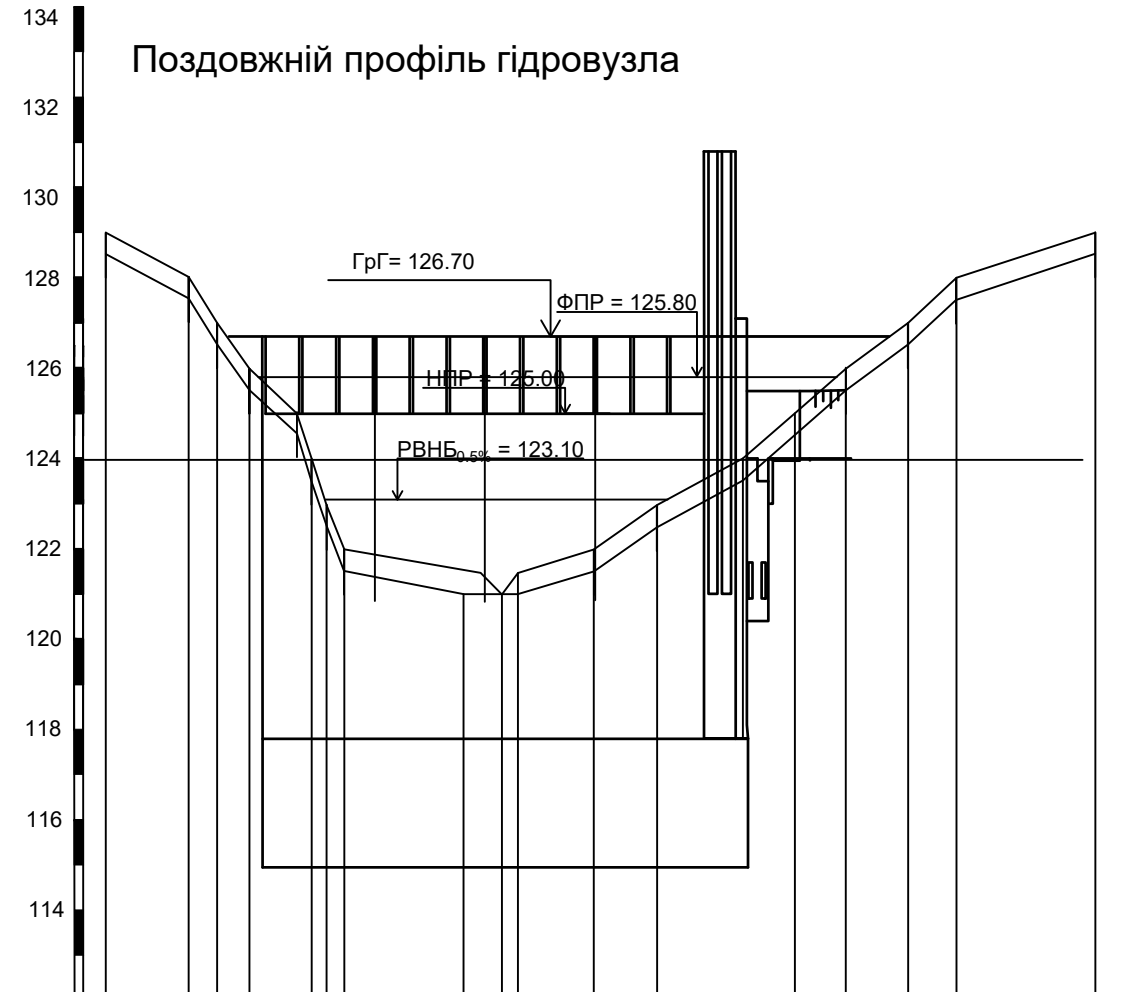
Генеральний план гідровузла з ґрунтовою греблею М 1:1000



Розріз А-А М1:100



Поздовжній профіль гідровузла



Г 1:1000
М В 1:100

Натурні відмітки землі, м	129.00	128.00	127.00	126.00	125.00	124.00	123.00	122.00	121.50	121.00	121.50	122.00	123.00	124.00	125.00	126.00	127.00	128.00	129.00	
Відстані, м		14	6	7	10	3	4		36	17	5	11	14	18	11	11	13	10	30	
Проектні відмітки землі	128.50	127.50	126.50	125.50	124.50	123.50	122.50	121.50	121.00	121.00	121.00	121.50	122.50	123.50	124.50	125.50	126.50	127.50	128.50	129.00

На кресленні розміри вказані в метрах

Зав. каф. Хоружий В. Г.		Лінійс. Дата		Атестаційна випускна робота:	
Керівник: Величка С.				Гідротехнічний вузол для регулювання стоку та протипаводковий захист населеного пункту	
Виконав: Вадак В.				Кафедра водопостачання та водовідведення	
				Фронтальний водозлив низькопарного підпірного гідровузла	
				Ставк.	Лист
				АВР	2 5
				Генеральний план гідровузла з ґрунтовою греблею (М 1:1000), поздовжній профіль гідровузла (М 1:1000, М 1:100), розріз А-А (М 1:100)	
				КНУБА, ГБ-41	
				Формат А1	

ПЛАН ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ МІСТА (М1:10000)

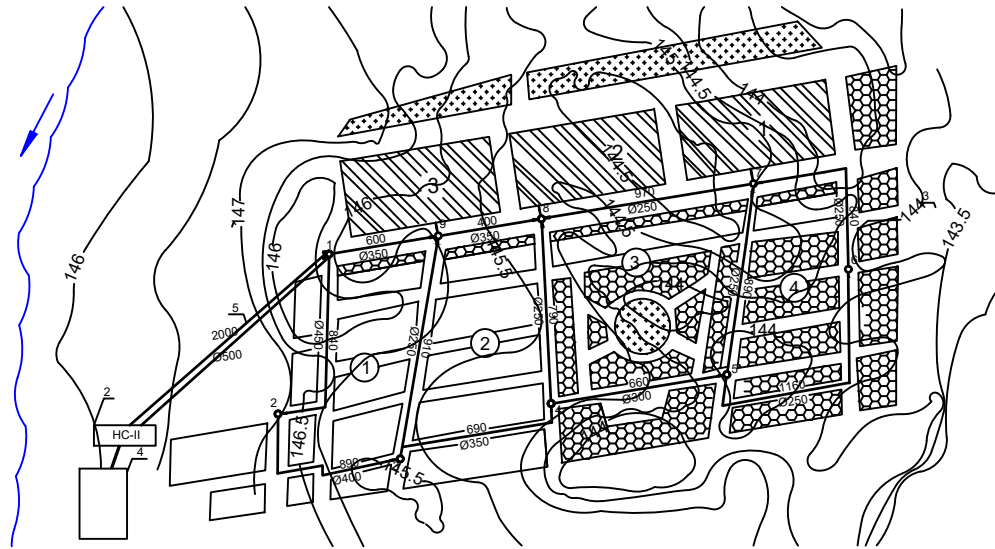
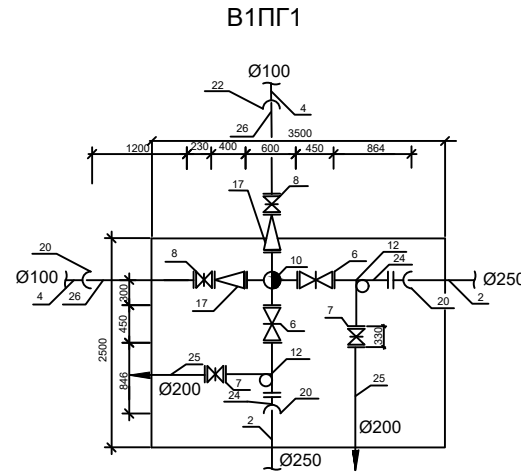
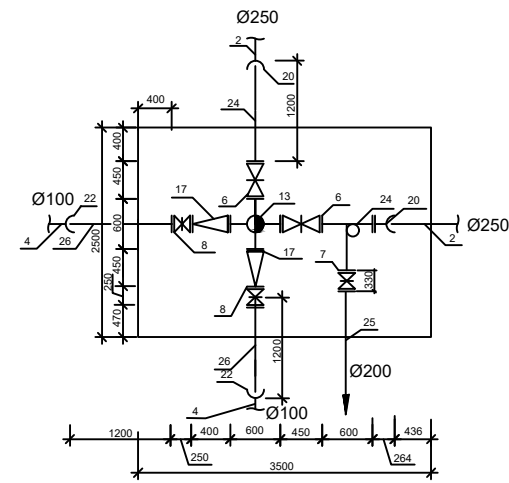


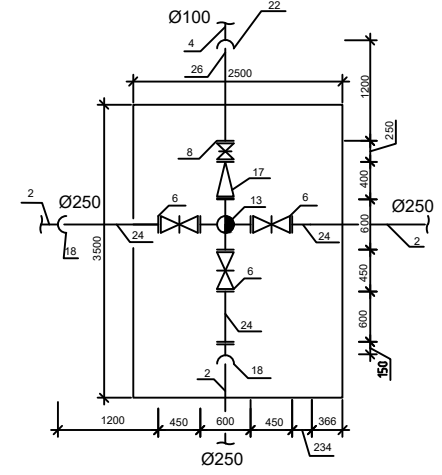
СХЕМА ВОДОПРОВІДНИХ КОЛОДЯЗІВ (М1:40)



В10ПГ19



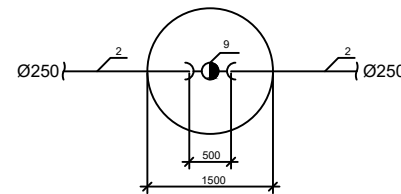
В3ПГ5



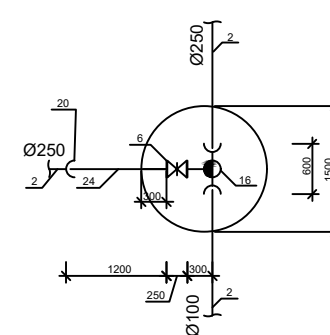
ВІДОМІСТЬ КОЛОДЯЗІВ

№	Тип колодязя	Розміри	К-сть	Перелік
1	Круглий	Ø1500, п. м.	20	ПГ2; ПГ3; ПГ4; ПГ6; ПГ8; ПГ12; ПГ15; ПГ16; ПГ17; ПГ18; ПГ21; ПГ22; ПГ24; ПГ26
2	Квадратний	3500x2500	4	В1ПГ1; В2ПГ5; В8ПГ19; В8ПГ13
3	Квадратний	2000x1500	4	В3ПГ7; В6ПГ9; В7ПГ11; В6ПГ13
4	Квадратний	3000x2000	2	В5ПГ10; В11ПГ23

ПГ2; ПГ3; ПГ4; ПГ6; ПГ8; ПГ12; ПГ15; ПГ16; ПГ17; ПГ18



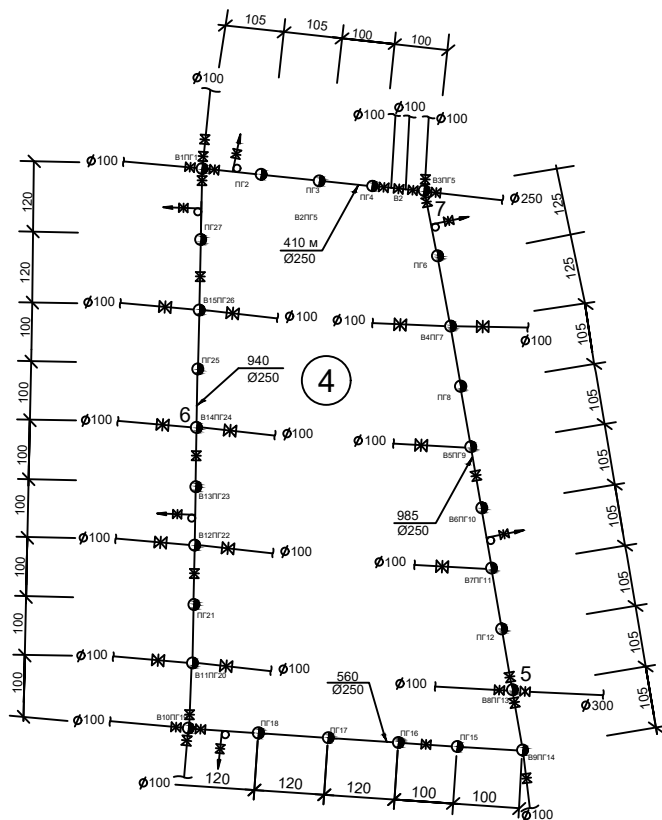
В9ПГ14



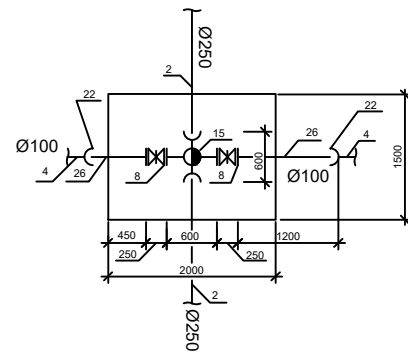
СПЕЦИФІКАЦІЯ ТРУБ, ФАСОННИХ ЧАСТИН ТА АРМАТУРИ

№	Позначення	Найменування	к-сть	Маса од. шт.	Примітка
1	ГОСТ 9583-75	Чавунні напірні труби класу А Ø300, п. м.	2870		
2	ГОСТ 9583-75	Те ж Ø250, п. м.	650		
3	ГОСТ 9583-75	Те ж Ø200, п. м.	-		
4	ГОСТ 9583-75	Те ж Ø100, п. м.	-		
5	ГОСТ 10194-78*	Засувка клинова сталева фланцева вусувним шпінделем Ø300, шт.	1	420	
6	ГОСТ 10194-78*	Те ж Ø250, шт.	21	290	
7	ГОСТ 10194-78*	Те ж Ø200, шт.	3	145	
8	ГОСТ 10194-78*	Те ж Ø100, шт.	19	55	
9	ГОСТ 5525-88	ПФР Ø250, шт.	10	121	
10	ГОСТ 5525-88	ППФ 250x100	2	103	
11	ГОСТ 5525-88	ВФ 250x100, шт.	1	46	
12	ГОСТ 5525-88	ВФ 250x200, шт.	1	86,8	
13	ГОСТ 5525-88	ППКФ 250x100, шт.	1	67	
14	ГОСТ 5525-88	ППКФ 300x250, шт.	1	111	
15	ГОСТ 5525-88	ППКРФ 250x100, шт.	1	100	
16	ГОСТ 5525-88	ППТРФ 250x100, шт.	1	99	
17	ГОСТ 5525-88	ХФ 250x100, шт.	1	42,7	
18	ГОСТ 5525-88	ХФ 300x100, шт.	2	55	
19	ГОСТ 5525-88	ПФР Ø300, шт.	3	58	
20	ГОСТ 5525-88	ПФР Ø250, шт.	8	46,2	
21	ГОСТ 5525-88	ПФР Ø200, шт.	8	38,7	
22	ГОСТ 5525-88	ПФР Ø100, шт.	8	22,5	
23	ГОСТ 5525-88	ПФØ 300, шт.	1	57,8	
24	ГОСТ 5525-88	ПФØ 250, шт.	8	42,3	
25	ГОСТ 5525-88	ПФØ 200, шт.	3	32	
26	ГОСТ 5525-88	ПФØ 100, шт.	3	13,1	

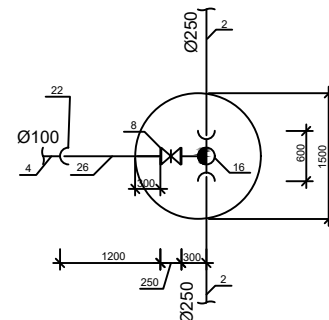
Монтажна схема кільця №4 (М 1:5000)



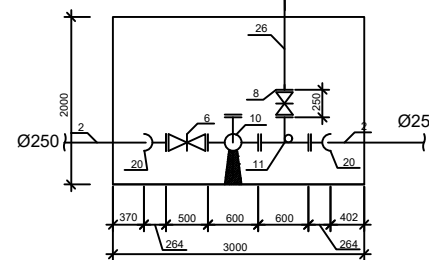
В4ПГ7



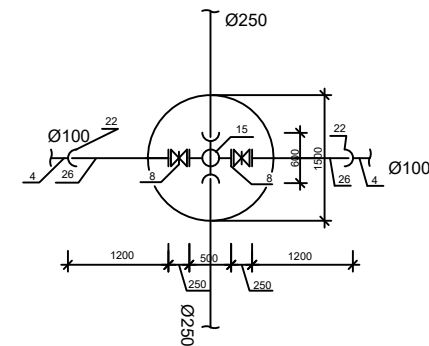
В5ПГ9; B7ПГ11



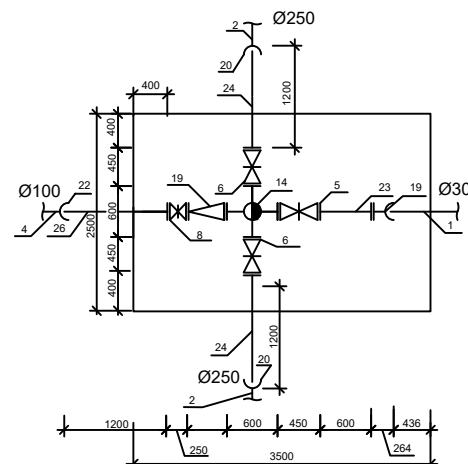
В6ПГ10
B11ПГ23



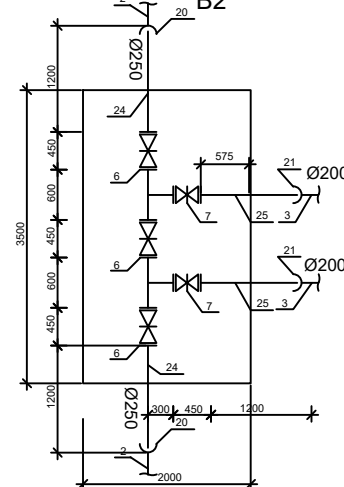
В10ПГ20; B12ПГ22;
B14ПГ24; B15ПГ26



В8ПГ13



В2



Атестаційна випускна робота:
Гідротехнічний вузол для регулювання стоку та протиповодовий захист населеного пункту

Кафедра водопостачання та водовідведення

Зовнішня мережа водопостачання міста

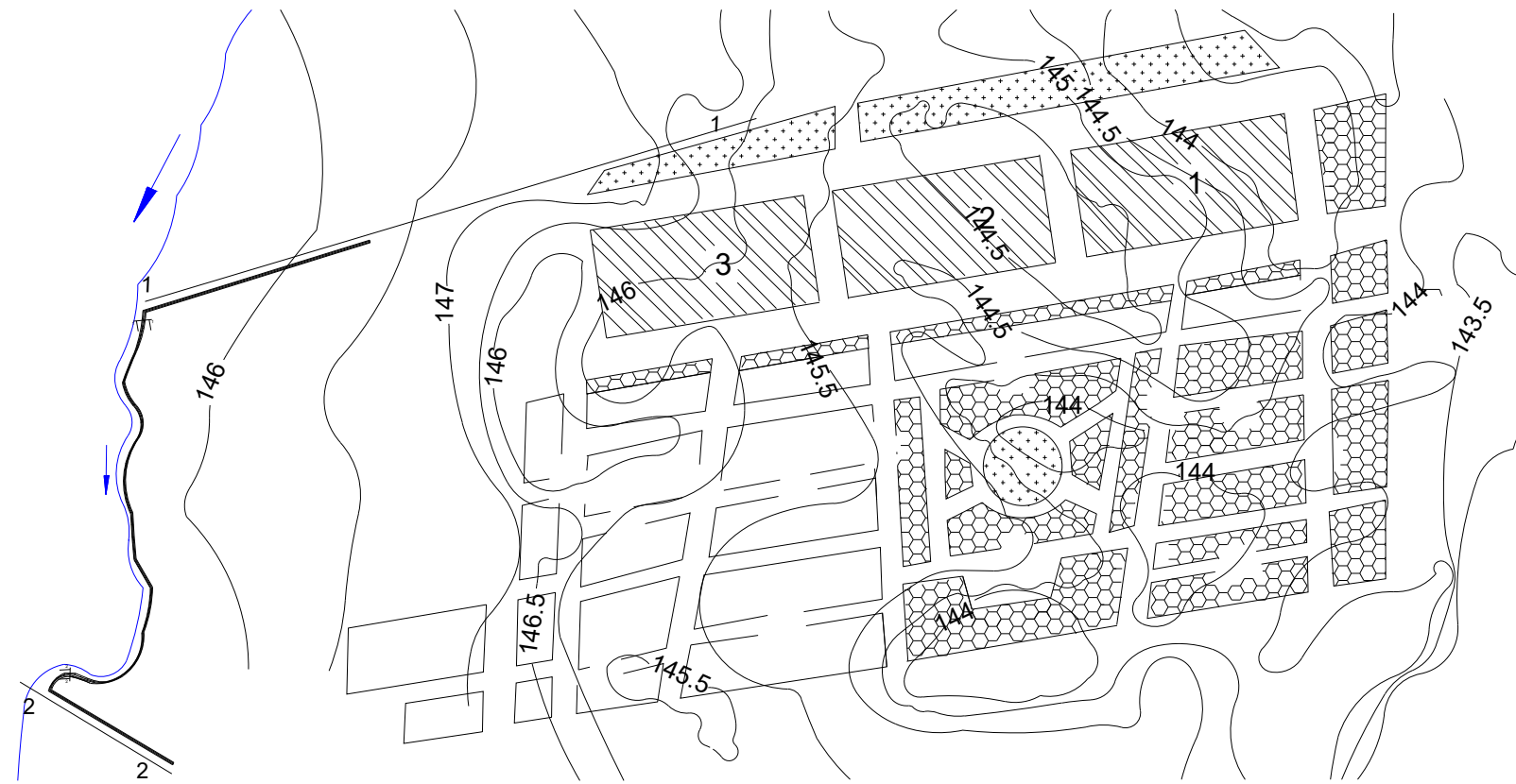
Студія Листів

АВР 3 5

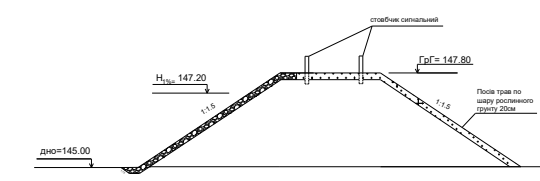
КНУБА, ГБ-41

Формат А1

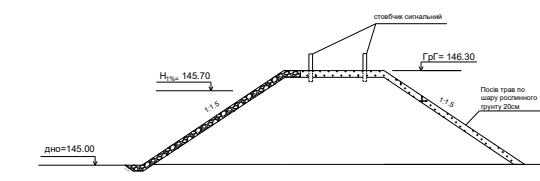
План
М 1:10000



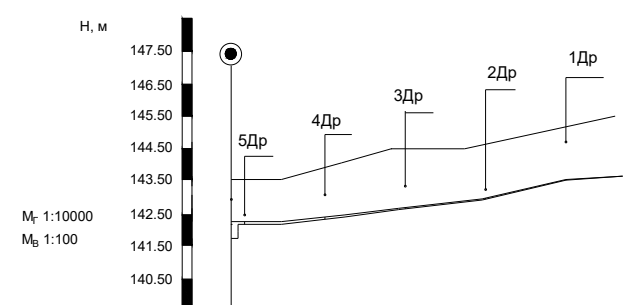
Переріз дамби 2-2
М 1:50



Переріз дамби 1-1
М 1:50

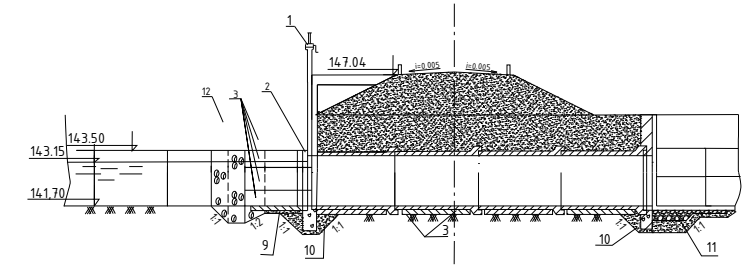


Повздовжній профіль
магістрального каналу

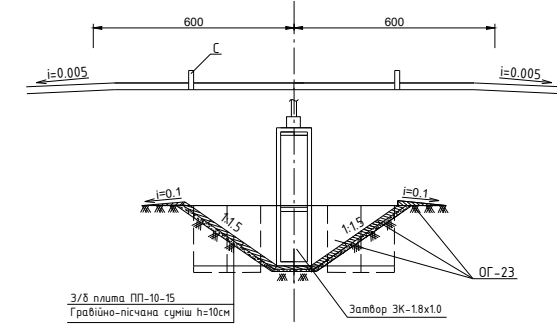


Відмітка поверхні землі, м	143.50	143.50	143.50	144.00	144.50	145.00
Відмітка існуючого дна, м						
Похил дна	0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Довжина ділянки, м		150.00	172.00	164.00	222.00	405.00
Відмітка дна каналу, м	142.30	142.30	142.50	143.00	143.50	143.60
Проектна глибина каналу, м	1.20	1.20	1.50	1.50	1.50	1.40
Параметри поперечного перерізу	b=1.00 m=1.50					
Відстань, м	150.00	172.00	164.00	222.00	405	
Номер пікету	1	2	3	4	5	6
План траси	НС	5Др	4Др	3Др	2Др	1Др

Трубчатий водовипуск
М 1:100



Розріз 2-2
М 1:100



Атестаційна випускна робота:			
Гідротехнічний вузол для регулювання стоку та протипаводковий захист населеного пункту			
Кафедра водопостачання та водовідведення			
Стаття	Лист	Листів	
АВР	4	5	
План (М 1:10000); переріз дамби 1-1, 2-2 (М 1:50); повздовжній профіль магістрального каналу (М 1:10000); трубчатий водовипуск (М 1:100); розріз 2-2 (М 1:100)			
КНУБА, ГБ-41			

