

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультету інженерних систем та екології
(факультету)
Кафедра водопостачання та водовідведення
(назва випускної кафедри)

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
ЗДОБУВАЧА СТУПЕНЯ ВИЩОЇ ОСВІТИ МАГІСТР**

на тему:

Комплексний протипаводковий захист та благоустрій територій

Ільків Руслан Русланович

(прізвище, ім'я та по батькові здобувача повністю)

Київ 2024 р.

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет інженерних систем та екології
Кафедра водопостачання та водовідведення

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
водопостачання та водовідведення
Віктор Хоружий
„_____” _____ 20__ року

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
ЗДОБУВАЧА СТУПЕНЯ ВИЩОЇ ОСВІТИ МАГІСТР**
Комплексний протипаводковий захист та благоустрій території
(назва)

Я як здобувач вищої освіти КНУБА розумію і підтримую політику закладу з академічної доброчесності. Я не надавав(-ла) і не одержував(-ла) недозволену допомогу під час підготовки цієї роботи. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело.

Здобувач Ільків Руслан Русланович
(прізвище, ім'я та по батькові повністю)
Спеціальність: 194. Гідротехнічне будівництво водна інженерія та водні технології
Освітня програма: Водогосподарське будівництво і управління водними ресурсами та системами
Керівник: Величко С.В.
(прізвище, ініціали,)
Доцент к.т.н
науковий ступінь, вчене звання
Рецензент: _____
Ідентичність підтверджую

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Факультету інженерних систем та екології

Випускова кафедра: водопостачання та водовідведення

Освітній ступінь: магістр

Спеціальність: 194 Гідротехнічне будівництво водна інженерія та водні технології

Освітня програма: Водогосподарське будівництво і управління водними ресурсами та системами

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

В.П.Хоружий

„_____” _____ 20__ року

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
ЗДОБУВАЧА СТУПЕНЮ ВИЩОЇ ОСВІТИ МАГІСТР

_____ Ільків Руслан Русланович

(Прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема роботи Комплексний протипаводковий захист та благоустрій території

затверджені наказом ректора КНУБА № 1996/2 від 17.09.2024 року

2. Керівник роботи Величко Світлана Віталіївна к.т.н. доц.

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

3. Строк подання здобувачем роботи до захисту.

4. Вихідні дані до проекту: Запроектувати гідротехнічний вузол з ґрунтовою греблею та баштовим водоскидом, НПР=124,50м, ФПР=125,50м. Розробити заходи захисту від затоплення паводковими водами річки населеного пункту. Перевірочна паводкова витрата водоскиду 0,5% - 90м³/с , розрахункова 1% паводкова витрата при захисті від затоплення населеного пункту - 60м³/с. Розробити систему відведення побутових та промислових стічних вод міста до очисних споруд. Розрахункова кількість населення 18000 осіб (I район - 6000, II – 12000 осіб). Розробити систему водопониження промислового підприємства з відведенням дренажних вод в загальну дренажну систему міста, необхідна глибина залягання

грунтових вод 5,0м від поверхні землі.

5. Зміст пояснювальної записки за розділами:

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

Р.2. Водосховище з глухою ґрунтовою греблею та баштовим водоскидом

Р.3. Система водовідведення міста

Р.4. Локальна система захисту підприємства від підтоплення ґрунтовими водами

Р.5. Протипаводковий захист населеного пункту від затоплення

Р.6. Охорона праці.

6. Графічний матеріал за розділами:

Р.1. Генеральний план споруд (лист 1)

Природні умови (басейн річки QGIS, гідрограф, крива об'ємів та площа (лист 2))

Р.2. Глуха ґрунтова частина греблі (лист 3)

Фільтраційний розрахунок (лист 4)

Стійкість укосу (лист 5)

Водоскидна споруда баштовий водоскид (лист 6)

Р.3. Система водовідведення міста (лист 7)

Р.4. Водопониження промпідприємства (лист 8)

Р.5. Проект захисту населеного пункту від затоплення в результаті підняття рівня води. Визначення відмітки затоплення (лист 9);

Генплан польдера, канал, переріз дамби (лист 10);

Трубчатий водоскид (лист 11).

7. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1	
Розділ 2	
Розділ 3	
Розділ 4	
Розділ 5	
Розділ 6	

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	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1	Величко С.В, доц		
Розділ 2	Величко С.В, доц		
Розділ 3	Величко С.В, доц		
Розділ 4	Величко С.В, доц		
Розділ 5	Величко С.В, доц		
Розділ 6 Охорона праці	Клімова І., доц		

9. Дата видачі завдання _____

Керівник _____
 (підпис) (прізвище та ініціали)

Здобувач _____
 (підпис) (прізвище та ініціали)

РЕЗЮМЕ (summary)			
до кваліфікаційної роботи здобувача:		<i>ПІБ здобувача (українською та англійською)</i> Ільків Руслан Русланович Ilkiv Ruslan Ruslanovich	
Назва ЗВО	Київський національний університет будівництва і архітектури		
Тема (українською та англійською)	Комплексний протипаводковий захист та благоустрій територій Comprehensive flood protection and improvement of the territory		
Освітній ступень	Магістр за освітньо-професійною програмою навчання		
Факультет	Інженерних систем та екології		
Кафедра	Водопостачання та водовідведення		
Спеціальність	194. Гідротехнічне будівництво водна інженерія та водні технології		
Освітня програма	Водогосподарське будівництво і управління водними ресурсами та системами		
Керівник	Величко Світлана Віталіївна		
Обсяг роботи:	пояснювальна записка, стор.	розділів	креслень формату А1
		6	11
Розділ 1	Описані природні умови району будівництва: кліматичні, геологічні, гідрогеологічні, характер ґрунтів, гідрологічний режим річкового басейну. Побудовано гідрограф паводкової витрати, криву площ та об'ємів.		
Розділ 2	Запроектована ґрунтова дамба: визначено основні параметри, виконані фільтраційні розрахунки та побудовано криві фільтрації, розрахунки стійкості низового укосу. Проведено розрахунок споруди для скидання паводкової витрати – баштовий водоскид: гідравлічні розрахунки, розрахунок гасителів енергії, статичні розрахунки.		
Розділ 3	Розрахована роздільна система водовідведення міста з населенням 18000 осіб. Проведено гідравлічний розрахунок для основного колектора		
Розділ 4	Запроектовано схему водопониження території промпідприємства, підібрано основне насосне обладнання.		
Розділ 5	Запроектовано польдерну систему захисту території від підтоплення: визначено основні параметри захисної дамби, розраховано		

	магістральний канал та регулюючу ємність, проведено гідравлічний розрахунок водовипускної споруди
Розділ 6	Виконано аналіз небезпечних факторів, що можуть виникнути на будівництві та запропоновано заходи щодо запобігання їх.
Висновки по роботі: Conclusions:	<ol style="list-style-type: none"> 1. В атестаційній роботі було зроблено комплекс споруд для захисту від шкідливої дії води та відведення стічних вод з населеного пункту на очисні споруди також для рекреаційних цілей запроєктовано водосховище з ґрунтовою напірною спорудою. 2. Розраховані конструктивні параметри ґрунтової греблі. 3. За допомогою програмного комплексу GeoStudio розраховано положення кривої фільтрації в тілі греблі, та перевірена стійкість низового укоса двома способами: класичним способом з визначенням центрів та радіусів кривої ковзання та способом визначення початкових та кінцевих точок кривих ковзання (вхід-вихід). Розрахунки показали, що при закладанні верхового укосу 1:2.75 та низового 1: 2.25 гребля є стійкою, визначений обома способами коефіцієнт стійкості є майже однаковим. 4. Розраховано баштовий водоскид з галереєю для відведення паводкової витрати. Для гасіння енергії потоку використано водобійний колодязь з розширенням. 5. Розрахована система водовідведення побутових та очищених промислових стічних вод населеного пункту. 6. Захист від затоплення поверхневими водами річки здійснюється протипаводковими дамбами, відведення внутрішнього стоку здійснюється закритою дренажною системою зі скидом в магістральний канал. 7. Проведено розрахунок трубчатого водоскиду для відведення дощового стоку із каналу. 8. Для пониження рівня ґрунтових вод на пром'ягкості розрахована система вертикального дренажа зі скидом дренажних вод в загальну дренажну систему. 9. Розроблено інженерні заходи з охорони праці для забезпечення безпеки під час будівництва. <p>1. In the attestation work, a complex of structures was made to protect against the harmful effects of water and divert wastewater from the settlement to treatment facilities, and for recreational purposes, a water reservoir with an</p>

	<p>earthen pressure structure was designed.</p> <ol style="list-style-type: none"> 2. Calculated structural parameters of the earthen dam. 3. Using the GeoStudio software complex, the position of the filtration curve in the body of the dam was calculated, and the stability of the lower slope was checked in two ways: the classical method with the determination of the centers and radii of the sliding curve and the method of determining the initial and final points of the sliding curves (inlet-outlet). Calculations showed that the dam is stable when the top slope is 1:2.75 and the bottom slope is 1:2.25, the coefficient of stability determined by both methods is almost the same. 4. A tower spillway with a gallery for the removal of flood runoff is calculated. A water well with expansion was used to extinguish the energy of the flow. 5. The calculated drainage system of domestic and treated industrial wastewater of the settlement. 6. Protection against flooding by surface waters of the river is carried out by anti-flood dams, drainage of internal runoff is carried out by a closed drainage system with discharge into the main channel. 7. The calculation of the tubular spillway for the removal of rainwater from the canal was carried out. 8. To lower the level of groundwater at the industrial enterprise, a vertical drainage system with discharge of drainage water into the general drainage system is designed. 9. Labor protection engineering measures have been developed to ensure safety during construction.
<p>Ключові слова:</p>	<p>Грунтова гребля, баштовий водоскид, система водовідведення (дренажна система), польдер, протипаводковий захист</p>
<p>Keywords:</p>	<p>Earth dam, tower spillway, drainage system, polder, flood protection</p>

Здобувач: _____ / Руслан Ільків /

Керівник: _____ / Світлана Величко /

“ ” _____ 202__

Зміст

Вступ.....	11
РОЗДІЛ 1:	13
ПРИРОДНІ УМОВИ: КЛІМАТИЧНІ, ГІДРОЛОГІЧНІ ТА ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ РАЙОНУ БУДІВНИЦТВА	13
1.1 Загальна характеристика природних умов району будівництва	14
1.1.1 Клімат	14
1.1.2 Рельєф місцевості	15
1.1.3 Геологія.....	16
1.1.4 Гідрогеологія.....	17
1.1.5 Характеристика Ґрунтів	19
1.1.6 Рослинна флора	21
1.1.7 Тваринна фауна.....	21
1.1.8 Гідрологічний режим річкового басейну.....	22
РОЗДІЛ 2:	26
ВОДОСХОВИЩЕ З ГЛУХОЮ ГРУНТОВОЮ ГРЕБЛЕЮ ТА БАШТОВИМ ВОДОСКИДОМ	26
2.1 Компонування гідротехнічного комплексу. Клас наслідків.....	27
2.2 Проектування ґрунтової греблі.....	28
2.2.1 Визначення основних параметрів греблі (Відмітка гребня)	28
2.2.2 Фільтраційні розрахунки	32
2.2.3 Визначення розміщення фільтраційної кривої в тілі греблі.....	35
2.2.4 Розрахунок стійкості низового укосу.....	38
2.3 Розрахунок та проектування паводкової водоскидної споруди	41
2.3.1 Гідравлічний розрахунок баштового водоскиду.	44
2.3.2 Розрахунок споруд гасіння енергії.....	45
2.4 Статичні розрахунки башти водоскиду	46
2.4.1 Перевірка стійкості башти проти спливання	47
2.4.2 Перевірка стійкості водоскиду на зсув	48
2.4.3 Розрахунок стійкості на перекидання.....	50
2.4.4 Перевірка міцності основи	51
РОЗДІЛ 3:	53
СИСТЕМА ВОДОВІДВЕДЕННЯ МІСТА	53
3.1 Головні характеристики розподільної системи водовідведення та основні дані розрахунку.	54
3.2 Визначення розрахункової кількості населення і розрахункових витрат побутових стічних вод	56
3.3 Витрати побутових стічних вод від населення.....	59
3.4 Розрахунок побутових витрат на ділянках мережі головного колектору	62

3.5 Гідравлічний розрахунок головного колектору.....	63
<i>РОЗДІЛ 4:</i>	66
<i>ЛОКАЛЬНА СИСТЕМА ЗАХИСТУ ПІДПРИЄМСТВА ВІД ПІДТОПЛЕННЯ ГРУНТОВИМИ ВОДАМИ</i>	66
4.1 Основні системи захисту території від підтоплення	67
4.2 Проектування дренажу вертикального типу для захисту території підприємства від підтоплення ґрунтовими водами	69
4.3 Конструювання вертикального дренажу	72
4.4 Підбір насосного обладнання у свердловини.....	74
4.5 Розрахунок діаметру обсадної колони	76
<i>РОЗДІЛ 5:</i>	79
<i>ПРОТИПАВОДКОВИЙ ЗАХИСТ НАСЕЛЕНОГО ПУНКТУ ВІД ЗАТОПЛЕННЯ</i>	79
5.1 Система протипаводкового захисту.....	80
5.2 Максимальний рівень води в річці з урахування звуження заплави.....	81
5.3 Захист основи дамби від розмиву	84
5.4 Розрахунок магістрального каналу	85
5.5 Розрахунок регулюючого басейну.....	88
5.6 Гідравлічний розрахунок трубчатого регулятора	89
<i>РОЗДІЛ 6:</i>	92
<i>ОХОРОНА ПРАЦІ</i>	92
6.1 Аналіз небезпечних та шкідливих факторів	93
6.2 Заходи щодо запобігання нещасним випадкам при виконанні робіт.....	94
Висновки	100
Список літератури	101

Вступ

За умовою завдання було запроектовано гідротехнічний вузол, елементами якого є ґрунтова гребля із баштовим водоскидом для пропуску перевірконої 0,5% паводкової витрати, що становить 90 м³/с. Споруді призначено клас наслідків (відповідальності) СС2.

Ґрунтова гребля має висоту 6,37 м. збудована з місцевих матеріалів, що значно знизило вартість будівництва. В конструкції присутні протифільтраційні пристрої у вигляді ядра, що розташоване в тілі греблі та дренажною призмою в нижньому б'єфі. Для греблі проведено розрахунки щодо фільтраційних процесів та стійкості низового укосу.

Для баштового водоскиду були проведені гідравлічні розрахунки, щодо пропуску паводкової витрати за якими було підібрано конструкцію у вигляді 3 труб прямокутного перерізу 2x2,5 м. , довжиною 28,33 м. Після були проведені розрахунки щодо навантаження від дії сил на основну конструкцію споруди, та перевірено споруду на стійкість та міцність основи.

Для проведення основних робіт було досліджено природні умови річкового басейну. Проаналізовано геологічні, гідрогеологічні, кліматичні характеристики місцевості. Дано характеристику ґрунтів в районі будівництва. На основі зібраних даних побудовано гідрограф паводкової витрати та криві об'ємів та площ водосховища для напірного гідровузла. Визначено основні показники для НПР та ФПР.

В місті з кількістю населення 18000 осіб та трьома великими промисловими підприємствами для відведення стічних вод на очисні каналізаційні споруди, була запроектована роздільна схема водовідведення. Проведено гідравлічні розрахунки головного колектора: підібрані матеріали та діаметри труб, побудовано повздовжній профіль.

В нижній частині міста знаходиться невелика територія підприємства для якої було спроектовано схему локального захисту від підтоплення у вигляді 6 вертикальних свердлових. Встановлено насосне обладнання компанії Grundfos модель SP 18-1.

Для захисту населеного пункту від затоплення було запроектована польдерна система : 7 дрен для збору води, магістральний канал, регулюючий басейн, та трубчатий водоскид. Визначено основні відмітки та побудовано повздовжній профіль магістрального каналу по якому буде відводитись вода.

Проаналізовано небезпечні фактори, що можуть виникати під час процесу будівництва, та наведено рішення щодо запобігання виникнення таких ситуацій.

РОЗДІЛ 1:
ПРИРОДНІ УМОВИ: КЛІМАТИЧНІ, ГІДРОЛОГІЧНІ
ТА ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ РАЙОНУ БУДІВНИЦТВА

Консультант

/Величко С.В./

1.1 Загальна характеристика природніх умов району будівництва

1.1.1 Клімат

Район будівництва відноситься до басейну річки Уж, кліматична характеристика прийнята по метеостанціям басейну.

Найбільша кількість сонячних годин в районі суббасейну становить 2010 год. на рік, де у районах з гірською місцевістю кількість сонячних дні є меншою.

Сума річної сонячної радіації на рівнинній частині басейну становить (2000-2100 МДж/м²), а при збільшенні висоти відносно рівня моря ці величини зменшуються і становлять 1500-1600 МДж/м² в районах Полонинського та Водороздільного хребтів та 1250-1300 МДж/м² на масивах Свидовця, Горган та Чорногори.

Мінімальний температурний режим в районі припадає на січень, а максимальний – на липень. Середньорічна температура в місті (Ужгород) становить 9,3°C.

Континентальність клімату у гірських районах є слабкою. Зима на рівнинній місцевості починається з другої половини грудня. Погоднім умовам притаманні висока вологість, хмарність та температура в середньому становить біля 0°C. В горах початок зимового сезону відбувається з кінця листопаду – початку грудня, клімат більш суворий. Мінімальні середні температури в межах суббасейну становлять -28°C в січні, максимальні 37°C у липні. Середньо добова температура в літку становить 15-25°C, у гірській та полонинській місцевості цей показник значно нижчий і становить 7-8°C.

Кількість опадів в середньому 870 мм. за рік (перед- гірська частина) до 1600 мм. (середньогір'я). У місцях де вітрових дні на гірських схилах більше середньорічна кількість опадів становитиме 1100-1200 мм. рік. Внутрішньорічний розподіл опадів в Закарпатській області має два максимуми:

- в липні та грудні. З настання зимового періоду кількість опадів зменшується.

Основна частина опадів за рік випадає в теплий сезон (літо 60-80%). Максимальна кількість опадів спостерігається у центральних частинах гір та їхніх вершинах, на полонинах Рівна, Боржава, Красна та в районі Свидовецького хребта.

1.1.2 Рельєф місцевості

Більша частина території суббасейну знаходиться в горах та передгір'ї Карпат, що є одним із орографічних районів, решта розташувалась на Угорській рівнині, або по іншому Закарпатській низовині.

В районі суббасейну проходять група із трьох хребтів: Полонинські гори – центральна група, Горгани північна, Вигорлат Гутинський (вулканічний) на півдні. Між собою ці хребти розділені пониження висот. Окремою групою виділяють Гуцульські Альпи, що розташувались в південному сході.

Довжина полонинського хребта становить 180 км. Збільшення абсолютної висоти відбувається з північного заходу на південний схід від 1400 м. на полонині Рівна до 2000м. в районі Чорних гір, де розташована найвища гора України – Говерла 2061 м. Характерними для району є широкі, плоскі вершини – полонини: Боржава, Рівна, Свидовець та інші.

Хребет Горгани ділиться на західний та східний райони, за допомогою річок Мокрянкa, Тересва. Західний район характеризується вищими відмітками над рівнем моря.

В районі Вигорлат-Гутинського хребта виділяють декілька гірських груп. Вилогатські гори, що розташовані на північному заході від річки Тиса, мають середню висоту гір 800-1000м. над рівнем моря. На північ від р. Тиса простягнулися Гутинські гори, висота яких становить 700-800 м. На півдні Вигорлат-Гуртинського хребта схили гір оточені смугою передгір'я ширина якою варіюється від 30-40 км.

Центрально-Карпатське пониження розділяє Горгани і Полонинські гори, а Внутрішньо-Карпатське пониження – Полонинські від Вигорлат-Гутинських. Із південного сходу до північного заходу в районі Центрально-Карпатського

пониження середня висота гір становить 700-800 м. Внутрішньо-Карпатське пониження ділиться на три угловини: Перечинську, Хустську та Свалявську.

35% суббасейну річки Тиса становить Закарпатська низовина. В районі м. Берегово на рівнинній місцевості розташувались гори вулканічного походження де велику популярність набули курорти з термальними водами.

1.1.3 Геологія

Частина річкового басейну, яка розташована на території України, знаходиться в межах альпійської складчастої споруди Карпат, яка охоплює центральну частину укр. Складчастих Карпат із Закарпатським внутрішнім прогином що прилягає до них. Між цими двома групами розташувалась центральний шов – зона Закарпатського (Перипенійського) глибинного розлому.

Геологічна будова суббасейну утворюється на основі двох поверхів. Нижній поверх формує фундамент Закарпатського прогину і Складчасті Карпати. У цьому районі широкого розвитку набули дислоковані осадові, метаморфічні та вулканічні утворення. Формування Складчастих Карпат відбувалося на основі карбонатно-теригенних та теригенних мезозой-кайназойських формацій, які поділяються на декілька зон.

Внутрішні Карпати: Закарпатський внутрішній прогин, Вигорлат-Гутинське пасмо і Березівське підняття та «поховані» вулкани (ріоліти, андезити, базальти, їх туфи та туфопороди).

Пенінська зона скель: Пенінська зона (вапняки, аргіліти, пісковики з гравелітами і конгломератами).

Зона мармароських скель: Монастирецький і Вежанський покриви (конгломерати, мергелі, пісковики, аргіліти з гравелітами, вапняками, алевролітами).

Мармароський масив: Діловецький і Білопотоцький покриви (гнейси, сланці різного складу, кварцити, мармури і мармуризовані вапняки, вапняки і доломіти,

граніт-порфіри, гранітогнейси, амфіболіти, габро, туфи, філіти, аргіліти, алевроліти, пісковики, туфи, кам'яне вугілля, конгломерати).

Зовнішні Карпати: Магурський і Рахівський покриви (фліш, масивні пісковики місцями з вапняками), Кам'янопотоцький покрив і Кросненська зона (пісковики, вапняки, аргіліти, місцями спіліти, діабази та їх туфи), Поркулецький, Дуклянський, Черногорський і Скибовий покриви (фліш, аргіліти, мергелі, пісковики, алевроліти).

Верхній структурний поверх в основному вибудовують Закарпатський внутрішній прогин. Покривний комплекс утворюється з неоген-четверних осадових, вулканічних та вулканоміктових, подекуди вугленосних порід з субгоризонтальним заляганням у більшості випадків. З переміщенням з південного заходу на північний схід, покривна структура гір ускладнена комплексами розломів регіонального і локального розташування. Осадові відклади в районі найбільших розломів набули фаціального поширення, що піддає рід контроль розвиток сучасних геологічно-гідрологічних умов формування підземних вод.

1.1.4 Гідрогеологія

Основними басейнами підземних вод в частині Українських Карпат є (Карпатський та Закарпатський басейни). Вони утворюють складну гідродинамічну систему, де відбувається формування, накопичення та циркуляція підземних водних структур.

Карпатський басейн підземних вод охоплює гірську складчасту споруду Карпат. Водовмісними породами майже виключно є теригенні флішові породи крейди і палеогену, зім'яті в численні складки, часто розірвані, перевернуті та ускладнені насувами. Карпатський басейн відрізняється слабкою наводненістю в силу переважно глинистого складу флішових порід, а також інтенсивних денудаційних процесів, які утруднюють формування зон екзогенної тріщинуватості, що являються основними місцями накопичення і руху підземних вод. Це обумовлює відсутність тут витриманих по площі і в розрізі водоносних горизонтів. Циркуляція

підземних вод відбувається в локальних зонах екзогенної тріщинуватості корінних порід (зона вивітрювання) та в зонах тектонічної тріщинуватості. Підземні води вивітрілої зони безнапірні, прісні. Води зон тектонічної тріщинуватості напірні, часто мінералізовані.

Відновлення комплексу підземних джерел в Карпатському басейні забезпечується в основному атмосферними опадами, а розвантаження відбувається за рахунок гідрографічної мережі. У гірських районах місцевості водопостачання для дрібних населених пунктів забезпечується за рахунок водоносних горизонтів, алювіальних, делювіальних, пролювіальних відкладах, а також в зоні екзогенної тріщинуватості корінних порід. Водозабір здійснюється автономно з джерел та криниць.

Закарпатський басейн підземних вод охоплює територію Закарпатського внутрішнього прогину. Основним джерелом прісних підземних вод є алювіальний водоносний горизонт. Водопостачання населених пунктів здійснюється за рахунок експлуатації цього горизонту. Він здатен утримувати велику частину запасу підземних вод басейну. Характеризується безнапірністю. Поновлення запасів у водоносному горизонті в основному здійснюється в результаті інфільтраційного процесу який проходять атмосферні опади, а розвантаження – переважно у річку Тису та її притоки. За державно-санітарними нормами, підземні води Закарпатського басейну є придатними для споживання. В деяких місцях де процес водообміну відбувається повільніше, показники вмісту заліза та марганцю перевищують граничнодопустимі значення. Недостатній захист водоносного горизонту від поверхневих джерел забруднення, підвищує ризик погіршення якості води під впливом антропогенних факторів. Забезпечення водою із Закарпатського басейну здійснюється до усіх за розміром населених пунктів і окремих пром- та сільськогосподарських підприємств

Значні запаси прісних підземних вод акумулює вулканічний комплекс Вигорлат-Гутинського пасма. Водовмісними є тріщинуваті, кавернозні та пористі туфи, андезити, андезито-базальти, вулканоміктові конгломерати та брекчії. До

верхньої зони інтенсивної тріщинуватості вивітрювання приурочені тріщинно-пластові ґрунтові води, які характеризуються доброю питною якістю. Води зон тектонічної тріщинуватості набувають напору, мають часто підвищену температуру та мінералізацію, специфічний хімічний склад. Як правило, вони збагачені іонами ортокремнієвої кислоти. Води, які інфільтруються через високо-проникні і високо-пористі туфи, можуть додатково збагачуватись іонами Ca^{2+} , Mg^{2+} (джерело - реакції гідролізу силікатів), сульфат-іонами та розчинними комплексами важких металів (джерело - реакції окислення і гідратації сульфідів, які завжди присутні в вулканічних основних породах). Інтенсивність зміни складу вод залежить від наявності додаткових техногенних чинників.

Живлення водоносного комплексу здійснюється атмосферними опадами та підземними водами, а розвантаження — у гідрографічну мережу та алювіальні водоносні горизонти. Води комплексу використовуються для централізованого водопостачання деяких населених пунктів, а також у бальнеології та промисловому розливі мінеральних вод.

Підземні води глибоких водоносних комплексів асоціюються з пісковиками, туфами та іншими породами, що залягають серед глинистих товщ. Вони характеризуються локальним поширенням, високомінералізованістю та теплоенергетичними властивостями, що дозволяє використовувати їх у лікувально-оздоровчих комплексах.

1.1.5 Характеристика Ґрунтів

Завдяки певній літологічній неоднорідності ґрунтоутворних порід, висотній диференціації рельєфу, особливостям кліматичних умов та ярусності рослинного покриву в суббасейні відмічається значна різноманітність та специфічність ґрунтового покриву.

В суббасейні на низинній території переважають різновиди дерново-підзолистих ґрунтів, на гірській території - бурі гірсько-лісові та лучно-лісові, на заплавах річок залягають лучні та лучні глейові ґрунти.

У межах гірської частини території чітко відслідковується вертикальна диференціація ґрунтів. У високогірному ярусі поширені гірсько-лучно-буроземні ґрунти на висотах від 1100-1200 м; на безлісих ділянках – полонинах поширені дерново-буроземні ґрунти.

Більш пологі гірські схили вкриті суглинковими буроземно-підзолистими ґрунтами. На пологих схилах та в річкових долинах формуються лучно-буроземні ґрунти.

Закарпатська низовина вкрита дерново-опідзоленими глеюватими і глейовими або бурими глейовими ґрунтами.

У верхів'ях річок Уж, Латориця, Ріка сформувались світло-бурі лісові ґрунти, Домінуючим типом ґрунтів у нижній течії річок Уж, Латориця і Боржава є дерново-опідзолені оглеєні ґрунти.

Враховуючи велике різноманіття ґрунтів, будівництво ґрунтової греблі та дамби, буде здійснюватися з використанням матеріалів місцевого походження, які мають дані характеристики наведені в таблиці 1, що значно скоротить бюджетні витрати на етапі зведення самої споруди.

Табл. 1							
	Вид ґрунту	ρ_s , т/м ³	ρ , т/м ³	n,	φ°	c (насичений водою), КПа	Коефіцієнт фільтрації k, м/с
1	Пісок середній (тіло греблі)	2,67	1,8	0,33	23	0,4(0,4)	$5 \cdot 10^{-5}$
2	Суглинок (ядро)	2,71	1,95	0,46	28	15(12)	$3 \cdot 10^{-8}$
3	Дренажна призма	2,75	2,0	0,22	30	1(1)	$1 \cdot 10^{-3}$
	Основа	2,71	1,80	39	20	5	10^{-5}

1.1.6 Рослинна флора

Територія на якій розміщуються Українська частина Карпат входить до Центральноєвропейського району широколистяно лісової області. Площа лісових насаджень складає біля 57.5% території суббасейну Тиси. У його складі налічується 10 видів хвойних та більше 150 видів листяних дерев і чагарників. Широкого розповсюдження на території що вкрита лісом набула смерека, яка займає 41% від усіх насаджень, 35% – бук, 9% – дуд, 5% – ялина, 4% – граб, а решту площі близько 6% – займають види інших дерев.

Виділяють висотні пояси рослинності: передгірний дубовий, низькогірний буковий, верхній гірський смерековий, субальпійський чагарниково-лучний, альпійський.

У передгірному поясі, який піднімається до 400-500 (700) м, переважають діброви, поширені також смереково-букові ліси та похідні грабняки, бучини, смерічники, осиково-вільхові ліси. Низькогірний пояс на різних схилах піднімається від 500-700 м до 1000-1200 м і 1350-1450 м, в ньому домінують високостовбурні бучини, смереково-букові, грабово-букові й дубово-букові ліси. Чисті смерекові ліси займають верхні частини схилів Чорногори, Рахівських гір, Горган. У субальпійському поясі на висотах 1200-1500 м, 1650-1850 м представлені зарості гірської сосни, ялівцеві чагарники, вільха зелена, рододендрон східнокарпатський, злакові і різнотравні луки. До альпійського поясу належать трав'янисті й чагарникові угруповання вище 1800-1850 м; вони мають фрагментарне поширення.

1.1.7 Тваринна фауна

Загальна кількість видів тваринного світу Закарпатської області перевищує 30 тисяч, що включає різноманітну фауну як безхребетних, так і хребетних тварин. Серед безхребетних представлені понад 20 типів організмів, більшість з яких складають найпростіші. Хребетні тварини області нараховують близько 400 видів, зокрема 80 видів ссавців, 287 видів птахів (із них 197 гніздуючих), 10 видів

плазунів, 16 видів земноводних, 60 видів риб та 100 видів молюсків. Найпоширенішими видами в регіоні є кріт, лисиця, вовк, заєць, білка, горностаї, лісова куниця, дикий кабан, козуля та благородний олень.

Серед рідкісних видів, що зустрічаються на території Закарпаття, можна відзначити лосося дунайського, стерлядь, пугача, беркута, завитушку альпійську, рись та видру. До зникаючих видів належать сичик-горобець, волохатий сич та кілька видів кажанів: великий і малий підковоноси, нічниці Бехштейна, ставкова, Наттерера та триколірна.

Чисельність видів, занесених до Червоної книги України, зокрема глухаря, лісового kota, чорного лелеки та бурого ведмедя, за останній час суттєво збільшилась. У складі гніздової орнітофауни відзначено появу нових видів, таких як чернь чубата та чернь білоока. Популяція саламандри плямистої залишається стабільною. У меліоративних каналах низинних районів зберігається реліктовий вид риб — умбра Крамера.

1.1.8 Гідрологічний режим річкового басейну

Річка Улічка бере початок на території Словаччини, неподалік від села Рунина. Утворюється злиттям декількох потічків, більшість з яких бере початок на південних схилах головного карпатського вододільного хребта, по якому проходить кордон між Словаччиною та Польщею. Річка тече спершу на південь, далі — на південний схід. Перетинає словацько-український кордон на північний захід від села Забрідь. Впадає до Ужа між селом Забрідь та смт Великий Березний. Річка Улічка є Правую притокою Ужа (басейн Тиси).

На території України в басейні р. Уж паводки досягають великої інтенсивності і висоти, викликаючи повені з затопленням великих площ заплавлених земель.

Розробка ефективних заходів щодо захисту території Закарпатської області є найважливішим завданням державної ваги.

Гідрологічний режим басейну р. Уж та її приток контролюється за допомогою 7 автоматизованих вимірювальних станцій АІВС «Тиса» та 5 станцій гідрометцентра України.

Відмінною особливістю внутрішньорічного розподілу стоку в басейні Ужа є зменшення зимового стоку за висотою. Значна частина твердих атмосферних опадів переходить в весняний або літній сезони. Цим пояснюється більш інтенсивне зростання стоку в літньо-осінній сезон. Більша частка весняного стоку припадає на квітень (18%) і травень (17%), а в цілому на весну припадає 40% річного стоку. На літній сезон припадає 24% стоку, причому найбільший стік спостерігається в червні (11%). Так як на талі води накладаються дощові паводки, то за весняно-літній період стікає 66% річного стоку, а на осінній сезон припадає лише 19%. Для р. Уж характерним є переважання частки зимового стоку над осіннім.

Внутрішньорічний режим стоку річок цього суббасейну характеризується проходженням паводків у період з березня по серпень. У маловодні роки високі паводки іноді спостерігаються восени й навіть узимку. У зв'язку з такою складністю режиму стоку річок визначення меж сезонів є досить умовним, тому що паводки, що спостерігаються протягом усього року, ускладнюють виділення меженого періоду.

Паводки на річках суббасейну формуються атмосферними опадами, які тут бувають часто (165- 175 днів). Однак формування паводків починається тоді, коли сума опадів перевищує 20 мм за добу. При дуже інтенсивних зливах, під час яких випадає понад 100 мм опадів, паводки набувають катастрофічного характеру. Тоді рівні води на гірських ділянках піднімаються на 2-4 м, на передгірних - на 5-6 м. Одночасно відбувається швидке скидання паводкових вод з гірських водотоків до річкових долин, де відбувається значне затоплення площ - смугою шириною від 15-60 м в гірській зоні, 115-500 м в передгірській зоні, а на рівнині зона затоплення збільшується до 2500 м. Значні похили місцевості зумовлюють саме швидкоплинні паводки, під час яких підйом рівнів води досягає 1,5-2,5 м за 3-4 години.

Аналіз багаторічних даних спостережень за кількістю опадів та гідрологічним режимом у басейні р. Уж засвідчує, що найвищі підйоми рівнів та витрати води характерні для осінньо-зимових паводків. Частка цих паводків складає в середньому 20-30% від кількості паводків, що формуються протягом року.

Крім паводків змішаного походження, які мають місце в холодний період року, є паводки теплого періоду (квітень – листопад), які відбуваються унаслідок раптових сильних злив або облогових дощів.

Мінімальні витрати води спостерігаються як в теплий, так і в холодний період року. Перший мінімум фіксується у вересні-жовтні і пов'язаний з різким зменшенням опадів, другий формується в січні- лютому, коли відсутній поверхневий стік і вичерпуються запаси підземних вод. На гірських річках басейну стійка літня межень спостерігається у 20 % випадків, а стійка зимова межень - у 40 % випадків. Початок літнього меженого періоду припадає на червень – липень, закінчення цього періоду спостерігається на початку листопаду. Середня тривалість літнього меженого періоду складає 100 - 160 днів. Закінчення зимової межені на річках басейну припадає на лютий – березень. Середня тривалість зимового меженого періоду становить від 45 до 80 днів.

За характеристики мінімального стоку приймаються середньомісячні (30-добові періоди з найменшим стоком) та мінімальні середньодобові витрати в літньо - осінній та зимовий періоди. Мінімальні середньомісячні витрати переважно 95 % забезпеченості є розрахунковими при проектуванні гідроелектростанцій, водосховищ, ставків, а мінімальні середньодобові витрати 95 % забезпеченості – при проектуванні споруд для водопостачання населених пунктів і промислових підприємств.

Максимальна паводкова витрата 1% забезпеченості в створі населеного пункту, що захищається становить $60\text{м}^3/\text{с}$, розрахунковий гідрограф наведений на рис.1.1. Паводковий водоскид напірного гідровузла розраховується на перевіірочну паводкову витрату 0,5% забезпеченості, яка складає $90\text{м}^3/\text{с}$, гідрограф рис.1.1.

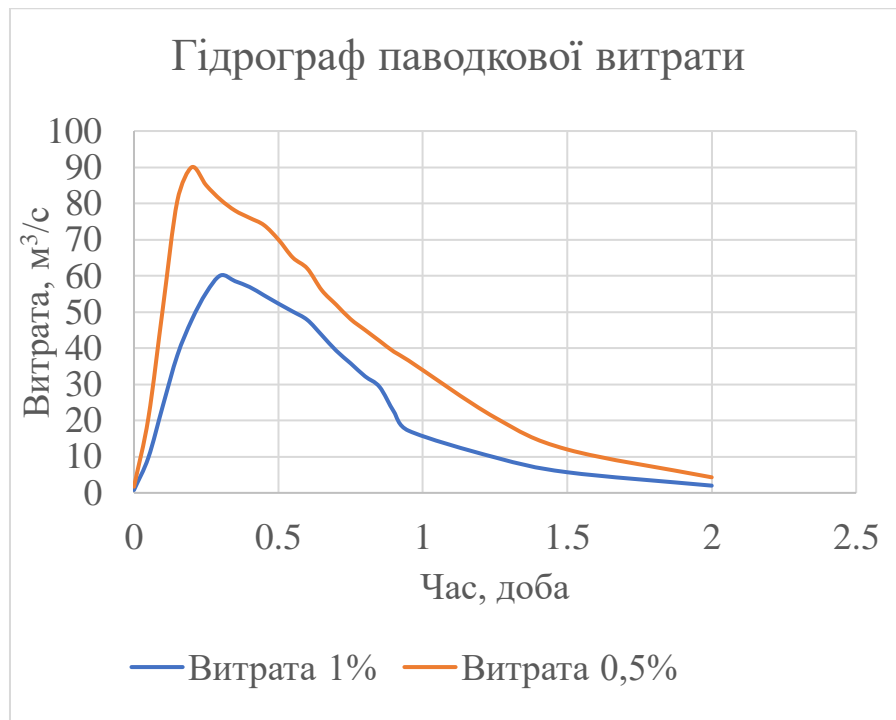


Рис. 1.1 Гідрографі паводкової витрати

Крива об'ємів та площ водосховища напірного гідровузла з грутовою греблею наведена на рис.1.2.

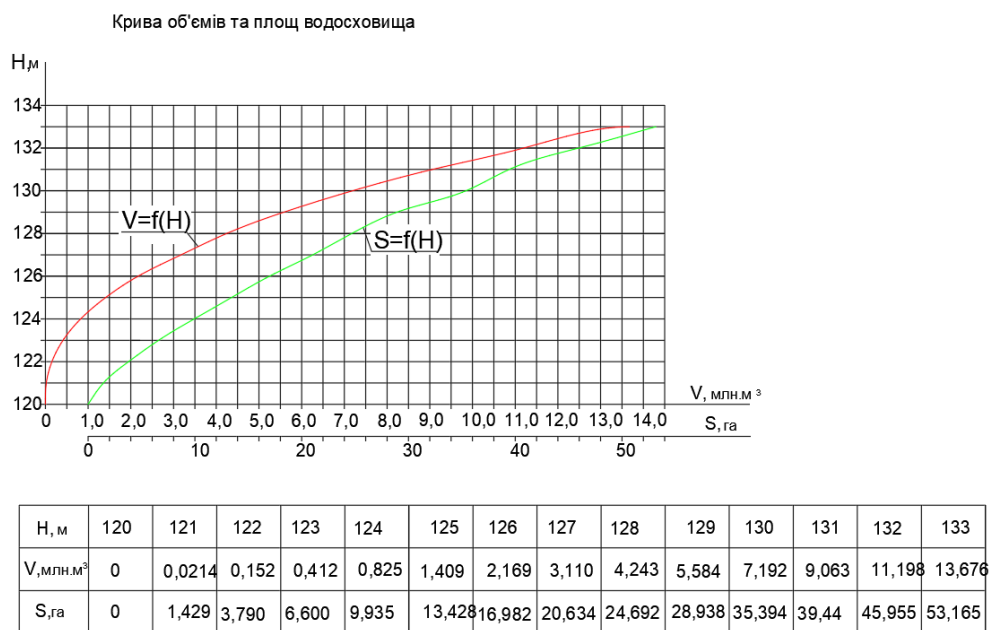


Рис.1.2 Крива об'ємів та площ водосховища

РОЗДІЛ 2:
ВОДОСХОВИЩЕ З ГЛУХОЮ ГРУНТОВОЮ
ГРЕБЛЕЮ ТА БАШТОВИМ ВОДОСКИДОМ

Консультант

/Величко С.В./

2.1 Компонування гідротехнічного комплексу. Клас наслідків.

До комплексу гідротехнічних споруд (гідровузол) входить: ґрунтова гребля з дренажною призмою та ядром; баштовий водоскид – для скидання паводкової витрати з верхнього в нижній б'єф. Розташування запроектованих споруд визначається в залежності від геологічних, топографічних і гідрологічних умов. Водоскидна споруда розміщується в межах тіла греблі.

Клас наслідків (відповідальності) гідротехнічних споруд визначається рівнем потенційної шкоди або небезпеки, яку може завдати руйнування або несправність цих споруд. Класи наслідків встановлюються на основі нормативно-правових актів і залежить від таких факторів:

1. Загроза життю та здоров'ю людей;
2. Економічні збитки в разі виникнення аварії;
3. Екологічні наслідки;
4. Соціальні наслідки.

Виділяють три категорії наслідків (відповідальності) споруд:

- СС1 – незначний вплив;
- СС2 – середній вплив;
- СС3 – значний вплив.

За [1, с.21] табл. 2.1 клас наслідків визначається в залежності від висоти греблі та типу ґрунту основи.

Споруди	Тип ґрунтів основи	Висота споруд, м, при класі наслідків (відповідальності)			
		СС3	СС2		СС1
			СС2-1	СС2-2	

1.Греблі із ґрунтових матеріалів	I	Більше 80	Від 50 до 80	Від 20 до 50	Менше 20
	II	Більше 65	Від 36 до 65	Від 15 до 35	Менше 15
	III	Більше 50	Від 25 до 50	Від 15 до 25	Менше 15

де I – скельні ґрунти; II – піщані, великоуламкові і глинисті; III – глинисті водонасичені.

Отже, основний гідровузол буде відноситись до класу наслідків (відповідальності) СС2.

2.2 Проектування ґрунтової греблі

2.2.1 Визначення основних параметрів греблі (Відмітка гребня)

Визначення відмітки перевищення гребня греблі (розрахунок висоти греблі) здійснюється для двох випадків: при НПР та ФПР.

Розрахунок для обох випадків виконується відповідно до наступної залежності:

$$h_s = \Delta h_{set} + h_{run1\%} + \alpha; \quad (2.1)$$

де $h_{run1\%}$ – висота нахату хвилі при 1% забезпеченості;

α – величина запасу греблі по висоті (приймається 0,5 м);

Δh_{set} – висота підвищення рівня води у верхньому б'єфі в результаті дії вітру.

Розрахунок відмітки висоти греблі за НПР (випадок №1):

$$h_{гр} = \downarrow \text{НПР} + h_{s1} = \downarrow \text{НПР} + \Delta h_{set} + h_{run1\%} + \alpha; \quad (2.2)$$

$h_{гр}$ – гребінь греблі;

Знаходимо значення безрозмірних величин:

$$\frac{gt}{V_w} = \frac{9,81 * 21600}{10} = 21189,6; \quad (2.3)$$

$$\frac{gL}{V_w^2} = \frac{9,81 * 1100}{10^2} = 107,91; \quad (2.4)$$

де $g = 9,81$ м/с – прискорення вільного падіння; t – час дії вітру на водосховище приймається рівним 21600 с.; $L = 1100$ м, – довжина розгону вітру в даній місцевості; $V_W = V_{4\%} = 10$ м/с, – швидкість вітру;

З [3, с.34] відносно розрахованих безрозмірних величин, за верхньою обвідною кривою визначаємо показники A і B , приймаючи для подальшого розрахунку менші значення:

$$\frac{gh_{\text{сер}}}{V^2} = A = 0,1; \quad \frac{gT_{\text{сер}}}{V} = B = 4,61; \quad \text{від } \frac{gt}{V_W};$$

$$\frac{gh_{\text{сер}}}{V^2} = 0,019; \quad \frac{gT_{\text{сер}}}{V} = 1,65; \quad \text{від } \frac{gL}{V_W^2};$$

Визначаємо середні величини висоти та періоду вітрової хвилі 1% забезпеченості:

$$h_{\text{сер}} = \frac{0,019 * W^2}{g} = \frac{0,019 * 10^2}{9,81} = 0,194 \text{ м}; \quad (2.5)$$

$$t_{\text{сер}} = \frac{1,65 * W}{g} = \frac{1,65 * 10}{9,81} = 1,68, \quad (2.6)$$

Значення висоти нахату хвилі розраховуємо за ϕ :

$$h_{1\%} = h_{\text{сер}} * K_{1\%}; \quad (2.7)$$

$$h_{1\%} = 0,194 * 2,1 = 0,4074 \text{ м.} \approx 0,41 \text{ м.} \quad K_{1\%} = 2,1;$$

Середню довжину хвилі визначаємо за ϕ :

$$\lambda_{\text{сер}} = \frac{g * t_{\text{сер}}^2}{2 * \pi} = \frac{9,81 * 1,68^2}{2 * 3,14} = 4,4, \quad (2.8)$$

Висоту нахату знаходять враховуючи коефіцієнти в формулі:

$$h_{run1\%} = K_r * K_p * K_{sp} * K_{sp} * K_{run} * h_{1\%}; \quad (2.9)$$

де $K_r = 1$; $K_p = 0,9$ – коефіцієнти шорсткості та проникності відповідно, визначаються за табл.2 [3, с.7], кріплення укусу виконане з залізобетонних плит;

$K_{sp} = 1,1; ctg\varphi = 2,75;$ – значення коефіцієнту, що залежить від величини закладання верхнього укусу та швидкості вітру, приймаємо за табл.3 [3, с.8]

$K_{run} = 1,4$ – коеф. значення якого залежить від $ctg\varphi$ та величини пологості хвилі:

$$\frac{\lambda_{сер}}{h_{1\%}} = \frac{4,41}{0,41} = 10,8, \quad (2.10)$$

Розраховуємо значення висоти нахату:

$$h_{run1\%} = 1 * 0,9 * 1,1 * 1,4 * 0,41 = 0,568 \text{ м.}$$

Значення висоти нагону за ϕ :

$$\Delta h = K_W \frac{W^2 D}{gH} \cos\alpha = K_W \frac{W^2 L}{gH} \cos\alpha ; \#(2.11)$$

де $V_{4\%} = 10 \frac{\text{м}}{\text{с}} \rightarrow K_W = 2,1 * 10^{-6}$ – з табл. 4 [3 с];

$$H = H_1 = \text{НПР} - \text{дно} = 124,5 - 120,0 = 4,5 \text{ м.} \quad (2.12)$$

Тоді: $\Delta h = 2,1 * 10^{-6} \frac{10^2 * 1100}{9,81 * 4,5} \cos(0^\circ) = 0,005;$

Висота греблі при першому розрахунковому випадку (НПР):

$$h_s = 0,005 + 0,5 + 0,41 + H_1 = 0,915 + H_1 = 0,915 + 4,5 = 5,415 \text{ м.}$$

За аналогічною методикою визначаємо висоту греблі для другого розрахункового випадку при ФПР:

Безрозмірні параметри при ФПР:

$$\begin{aligned} \frac{gt}{W} &= \frac{9,81 * 21600}{8} = 26487 ; \\ \frac{gL}{W^2} &= \frac{9,81 * 1100}{8^2} = 168,91 ; \\ \frac{gh_{сер}}{V^2} &= 0,105; \frac{gT_{сер}}{V} = 4,8 \text{ від } \frac{gt}{V_W} \end{aligned}$$

$$\frac{gh_{\text{сер}}}{V^2} = 0,022; \frac{gT_{\text{сер}}}{V} = 1,7; \frac{gL}{VW^2};$$

Із визначених параметрів приймаємо менші величини:

$$\frac{gh_{\text{сер}}}{V^2} = 0,022; \frac{gT_{\text{сер}}}{V} = 1,7;$$

Періодичність та середня довжина при ФПР:

$$h_{\text{сер}} = \frac{0,022 * W^2}{g} = \frac{0,022 * 8^2}{9,81} = 0,14 \text{ м.}$$

$$t_{\text{сер}} = \frac{1,7 * W}{g} = \frac{1,7 * 8}{9,81} = 1,39;$$

Розрахунок хвилі 1% забезпеченості:

$$h_{1\%} = h_{\text{сер}} * K_{1\%} = 0,14 * 2,1 = 0,294 \text{ м. } K_{1\%} = 2,1;$$

Середня довжина хвилі:

$$\lambda_{\text{сер}} = \frac{g * t_{\text{сер}}^2}{2 * \pi} = \frac{9,81 * 1,39^2}{2 * 3,14} = 3,02 \text{ м;}$$

Визначення нахату:

$$h_{run1\%} = K_r * K_p * K_{Sp} * K_{sp} * K_{run} * h_{1\%};$$

Значення коефіцієнтів приймаються ті ж самі, що при випадку №1:

$$h_{run1\%} = 1 * 0,9 * 1,1 * 1,4 * 0,294 = 0,37 \text{ м.}$$

Нагон:

$$\Delta h = K_W \frac{W^2 D}{gH} \cos \alpha = K_W \frac{W^2 L}{gH} \cos \alpha;$$

При $V_{30\%} = 8 \frac{\text{м}}{\text{с}} \rightarrow K_W = 2,1 * 10^{-6};$

$$\Delta h = 2,1 * 10^{-6} \frac{8^2 * 1100}{9,81 * 5,5} \cos(0^\circ) = 0,003;$$

$$H_2 = \text{ФПР} - \text{дно} = 125,5 - 120,0 = 5,5 \text{ м.} \quad (2.13)$$

Висота греблі за ФПР:

$$h_{\text{греб.}} = \Delta h_{\text{сет}} + h_{run1\%} + a + H_2; \quad (2.14)$$

$$h_s = 0,003 + 0,5 + 0,37 + 5,5 = 6,373 \text{ м.}$$

Порівнюємо визначені відмітки гребня греблі з обох випадків В-2 > В-1; 126,373

> 125,415. Остаточного приймаємо більшу величину відмітки при ФПР, що становить 126,373, тоді висота греблі буде дорівнювати $h_{s(\text{ФПР})} = 6,373$ м.

2.2.2 Фільтраційні розрахунки

Фільтраційні процеси є одним із ключових факторів, які враховуються під час будівництва ґрунтових гребель. Коли рівень води у водосховищі піднімається до відмітки НПР, у тілі греблі починається рух фільтраційного потоку з верхнього до нижнього б'єфу. Багато аварій трапляється саме через ці процеси, тому для зменшення їхнього впливу на конструкцію споруди проводяться спеціальні фільтраційні розрахунки.

Під час проектування ґрунтової частини гідровузла було вирішено застосувати конструкцію тіла греблі з фільтраційним ядром та дренажною призмою, тому цей розрахунок враховуватиме специфіку такого рішення.

Розрахунок процесу фільтрації для основного випадку: де у нижньому б'єфі використовується величина відмітки побутового рівня води а у верхньому відмітка НПР виконаємо за гідравлічними формулами.

Розрахункова залежність при фільтраційному процесі:

$$\frac{q}{k_{\text{гр}}} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2 * L_p}; \quad (2.15)$$

де q – питома витрата, м²/добу;

$k_{\text{гр}}$ – коеф. фільтрації, котрий залежить від типу ґрунту в тілі греблі (дрібний пісок);

H_2 і H_1 – рівень у верхньому та нижньому б'єфах відповідно;

L_p – значення розрахункової довжини фільтрації;

$$L_p = \Delta L_B + \Delta L_{\text{я}} + L + \Delta L_H; \quad (2.16)$$

де $L = 20,37$ м. – відстань, що графічно визначається від початку координат до місця перетину внутрішнього укосу дренажного банкету;

$$\Delta L_B = \beta_B * H_1; \quad (2.17)$$

ΔL_B – довжина подовження;

$$\begin{aligned} \Delta L_B &= 0,42 * 4,5 = 1,89; \\ H_1 &= \text{НПР} - \text{дно} = 124,5 - 120 = 4,5\text{м.} \\ \beta_B &= \frac{m_h}{2m_h + 1} = \frac{2,75}{2 * 2,75 + 1} = 0,42; \end{aligned} \quad (2.18)$$

$m = 2,75$ – коефіцієнт закладання укосу у верхньому б'єфі;

Гребля з ядром і дренажним банкетом

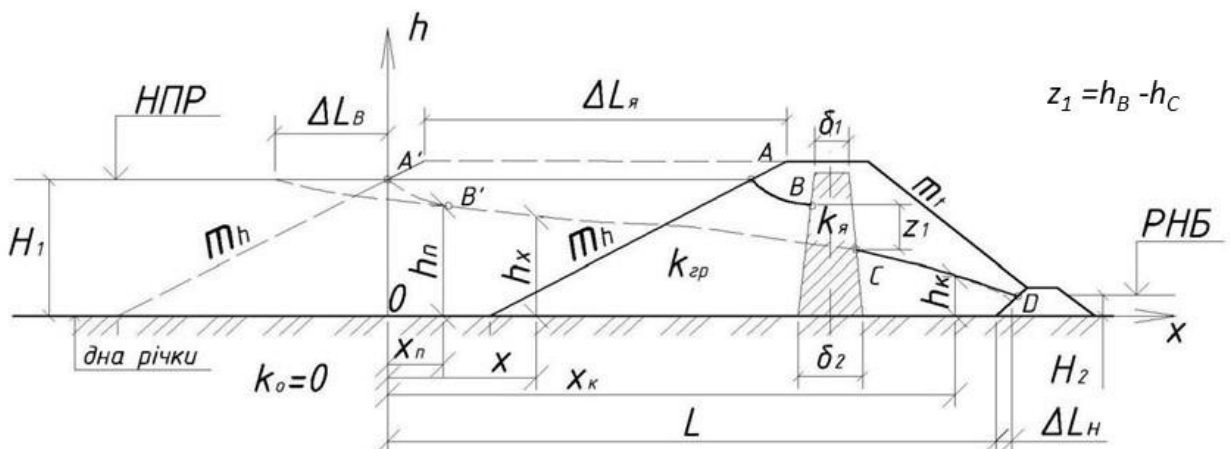


Рис. 2.1. Розрахункова схема фільтраційного процесу через неоднорідну греблю, з ядром і дренажною призмою

Розрахунок фільтрації для греблі з ядром приводиться до способу розрахунку при однорідній греблі, яка буде ширшою на величину $\Delta L_я$:

$$\Delta L_я = \frac{K_{гр}}{K_я} * \delta_{ср}; \quad (2.19)$$

де $K_я = 3 * 10^{-8}$; $K_{гр} = 5 * 10^{-5}$ – фільтраційні коефіцієнти ґрунтів у тілі греблі та ядрі;

$\delta_{ср} = \frac{2+6}{2} = 4\text{м}$, – значення середньої товщини ядра;

$$\Delta L_я = \frac{5 * 10^{-5}}{3 * 10^{-8}} * 4 = 6666,6;$$

ΔL_H – відстань від початку дренажного пристрою до точки входу кривої фільтрації визначається за формулою:

$$\Delta L_H = \frac{m_{\text{пр}} * H_2}{3}; \quad (2.20)$$

де $m_{\text{пр}} = 1,5$ – закладання укосів;

$$H_2 = \text{РВНБ}_{\text{побут.}} - \text{ДНО} = 120,5 - 120 = 0,5; \quad (2.21)$$

$$\Delta L_H = \frac{1,5 * 0,5}{3} = 0,25 \text{ м.}$$

Отримані значення підставляємо у ф. (2.16):

$$L_p = 1,89 + 20,37 + 6666,6 + 0,25 = 6689,11.$$

Значення розрахункової залежності (2.15):

$$\frac{q}{k_{\text{гр}}} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2 * L_p} = \frac{4,5^2 - 0,5^2}{2 * 6689,11} = 0,00149 \approx 0,0015.$$

Значення ординати для початку кривої депресії на виході з ядра, знаходимо задаючи значення (x):

$$h_x = \sqrt{2 * \frac{q}{K} * (L - x + \Delta L_H) + (H_2 + H_0)^2}; \quad (2.22)$$

$$H_0 = f(m'_1) * \frac{g}{K} - H_2 = 0,96 * 0,0015 - 0,5 = -0,5, \quad (2.23)$$

$f(m'_1) = 0,96$; величину H_0 приймаємо рівну нулю, тоді вираз (2.22) прийме форму:

$$h_x = \sqrt{2 * \frac{q}{K} * (L - x + \Delta L_H) + H_2^2}; \quad (2.24)$$

$$L = \Delta L_{\text{я}} + L = 6666,6 + 20,37 = 6687; \quad (2.25)$$

$$x = L_{\text{я}} + L_{\text{д}} = 6666,6 + 6 = 6672,6; \quad (2.26)$$

$L_{\text{д}} = 6\text{м}$, – висота ядра в тілі греблі;

Відмітка ординати за гідравлічними розрахунками:

$$h_x = \sqrt{2 * 0,0015 * (6687 - 6672,6 + 0,25) + 0,5^2} = 0,54 \text{ м.}$$

2.2.3 Визначення розміщення фільтраційної кривої в тілі греблі.

Після розрахунку фільтраційного процесу за гідравлічних формул, визначаємо положення кривої фільтрації в стаціонарних умовах за допомогою програмного забезпечення GeoStudio, в розрахунках якої за основу взято закон Дарсі:

$$q = k * l, \quad (2.27)$$

де q – витрата води під час проходження перерізу греблі, м³/(с·м);

k – фільтраційний коефіцієнт, м/с;

l – градієнт тиску (напору);

Рівняння нерозривності або по іншому рівняння усталеного фільтраційного потоку для двовимірних умов набуває вигляду:

$$\frac{\partial}{\partial x} * \left(k_x * \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} * \left(k_y * \frac{\partial H}{\partial y} \right) = 0, \quad (2.28)$$

де H – п'єзометрична висота, м;

k_x, k_y – коефіцієнти фільтрації в напрямку x та y відповідно;

Якщо $k_x = k_y$, то процес фільтрації відбувається в однорідно-ізотропних ґрунтах, де рівняння для розрахунку набуде вигляду:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0, \quad (2.29)$$

Для вирішення рівняння нерозривності (диференціального рівняння руху усталеного потоку), використовують метод скінченних елементів трикутної і чотирикутної форм.

Програмний комплекс для розрахунку використовує такі моделі фільтраційних процесів ґрунту:

- насичений/ненасичений ґрунт;
- насичений ґрунт.

При випадку коли ґрунт знаходиться в насиченому стані, він розташований нижче рівня ґрунтових вод. Об'ємний вологовміст при умовах, що всі пори заповнені водою, дорівнює:

$$\Theta = nS, \quad (2.30)$$

де Θ – вологовміст об'ємний, $\text{м}^3/\text{м}^3$; n – коеф. пористості ґрунту, $\text{м}^3/\text{м}^3$;

$S = 1$ – коеф. насичення.

Визначення коефіцієнту пористості ґрунту:

$$e = \frac{n}{1 - n}, \quad (2.31)$$

Визначення положення кривої фільтрації буде відбуватися для двох випадків:

- перевірочний;
- основний;

В ненасиченому ґрунті об'ємна вологоємність яка змінюється в залежності від капілярного всмоктування води порами, де цей параметр знаходиться як різниця між атмосферним тиском повітря та тиском води в самих порах. Приклад кривої вологоємності наведений на рис. 2.2.

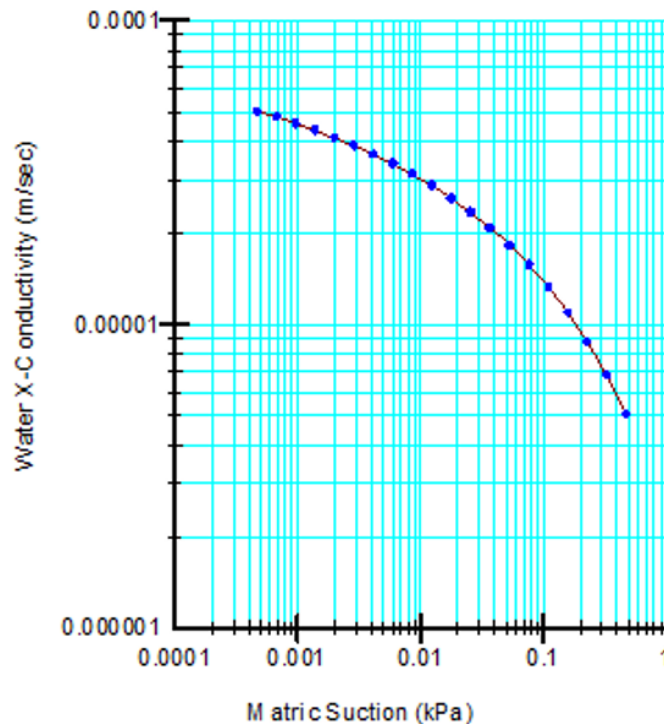


Рис. 2.2. Крива вологоємності для гравійно-галичної суміші при 100% насиченні ґрунту.

Отримати дану залежність вологоємності можливо виконуючи досліди в лабораторних умовах або за допомогою аналітичних методів:

- метод зразків функцій;

- метод Ван Генухтена;

За першим методом для розрахунку вологості потрібно ввести данні пористості та обрати тип ґрунту в якому буде відбуватись фільтрація, після чого програма із наведених усереднених функцій об'ємної вологості обере потрібний графік.

За другим об'ємний вологовміст визначається за допомогою чотирьох параметрів на основі рівняння:

$$\Theta_w = \Theta_r \frac{\Theta_s - \Theta_r}{\left\{1 + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^n\right\}^m}, \quad (2.32)$$

Для перевірного випадку граничними умова для розрахунку слугуватимуть форсований підпірний рівень води у верхньому б'єфі (ФПР = 125,5 м.) та максимальний рівень води в нижньому б'єфі (РВНБ_{0,5%} = 121,38 м.), рис. 2.3.

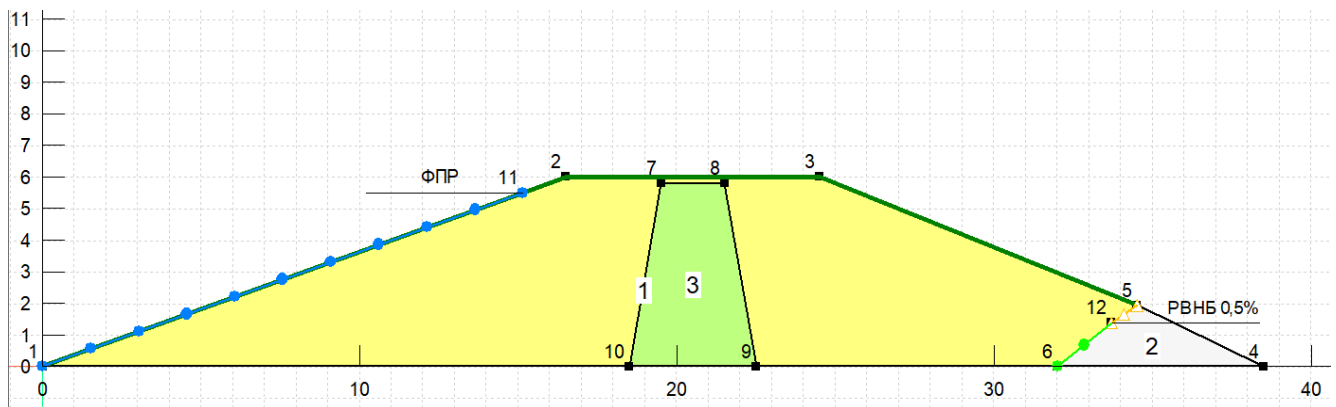


Рис. 2.3 Граничні умови перевірного випадку.

В основному розрахунковому випадку граничними умовами будуть: нормальний підпірний рівень (НПР = 124,5 м.) та побутовий рівень води в нижньому б'єфі (РВНБ = 120,5 м.) рис. 2.4.

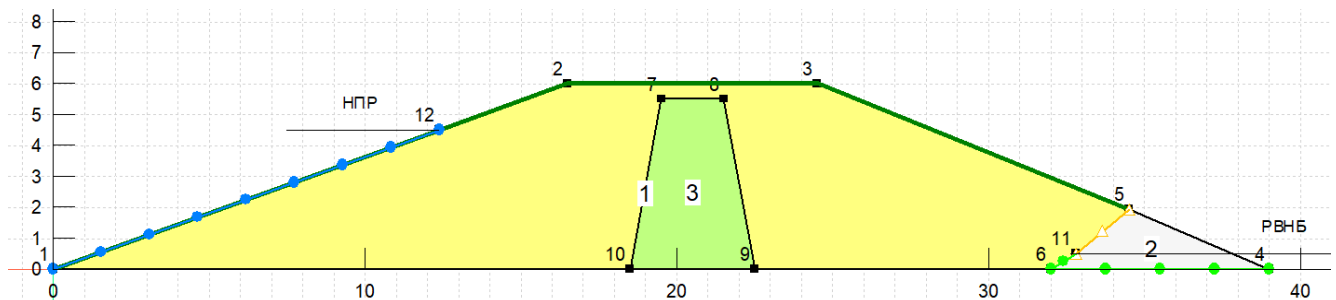


Рис. 2.4 Граничні умови основного розрахункового випадку

Повний розрахунок проводиться за методичними вказівками [4], отриманий результати виносяться на лист 4 графічного матеріалу дипломного проекту.

2.2.4 Розрахунок стійкості низового укосу.

Визначення стійкості укосу в будівництві є дуже поширеною задачею, для вирішення якої існує багато програмного забезпечення. Розрахунок коефіцієнта стійкості низового укосу для ґрунтової греблі можна виконати методом Терцагі вручну або за допомогою ПК GeoStudio.

В даному дипломному проекті розрахунок відбувається за допомогою ПК GeoStudio методом Моргенстена-Прайса, на основі попереднього розрахунку кривої фільтрації для обох випадків (перевірочного і основного).

В цьому методі враховуються вертикальні та горизонтальні сили внутрішньої взаємодії між відсіками, рівняння рівноваги горизонтальних сил та моментів (рис. 2.5).

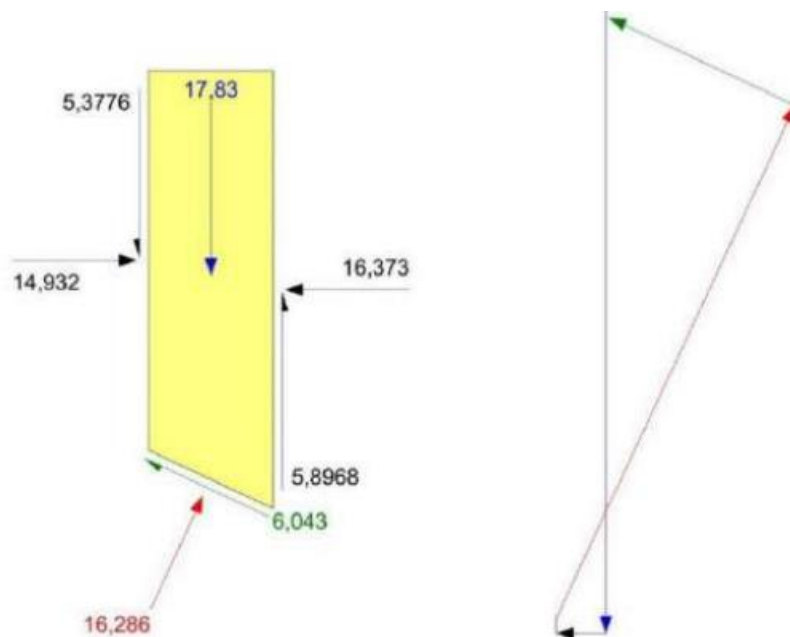


Рис. 2.5 Приклад розподілу сил методом Моргенстена-Прайса

Основною метою розрахунків стійкості низового укосу, є знаходження його мінімального значення для найбільш небезпечної кривої ковзання. Задати криві ковзання в GeoStudio можливо за допомогою двох способів:

- площі центрів ковзання та радіусів циліндричних кривих;
- сформувати поверхні ковзання, з вхідних і вихідних ділянок.

Для обох розрахункових випадків скористаємося першим методом задавання кривих ковзання, рис. 2.6, 2.7.

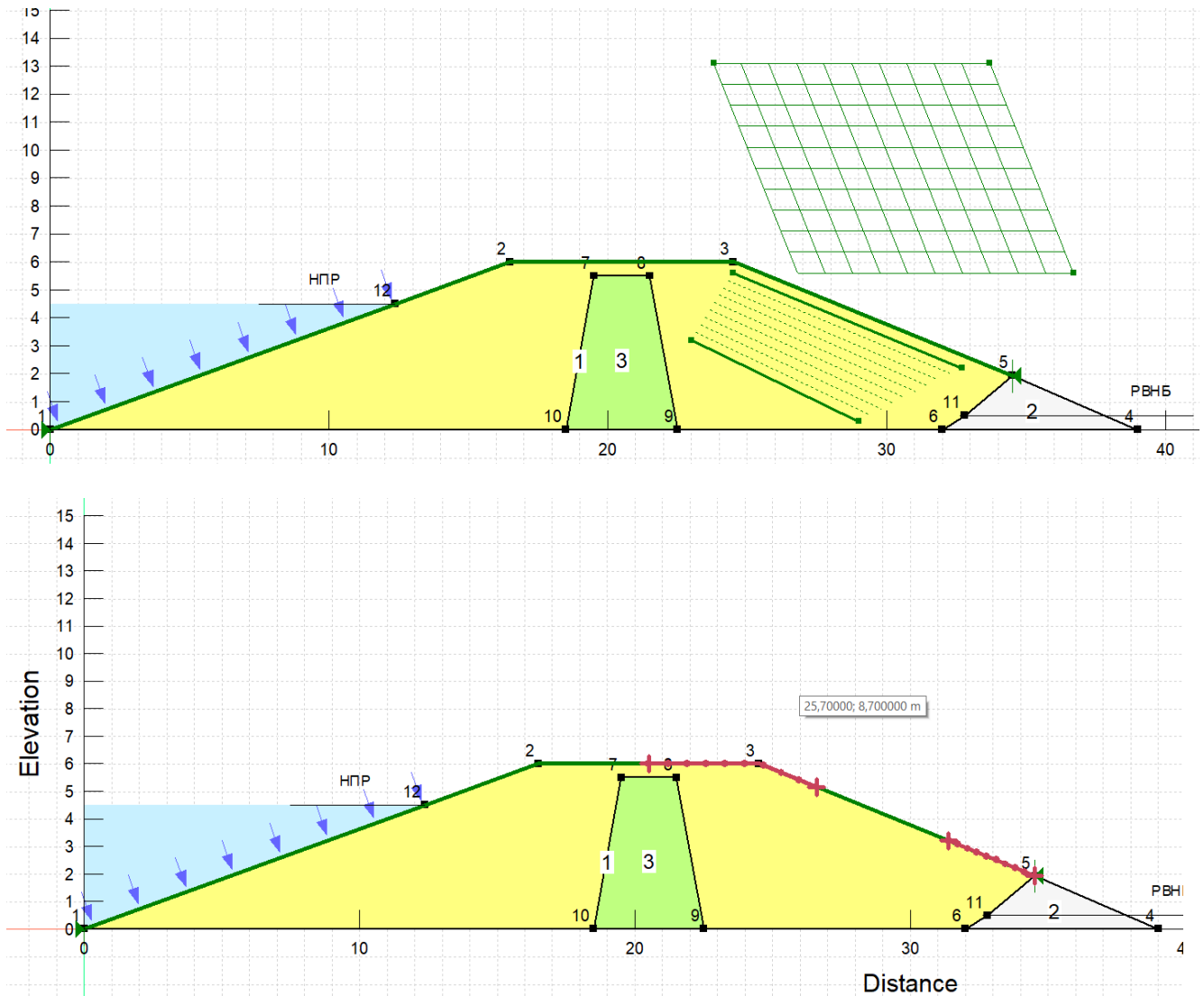


Рис. 2.6 Визначення площі центрів та радіусів кривих ковзання, та ділянок входу і виходу основного випадку

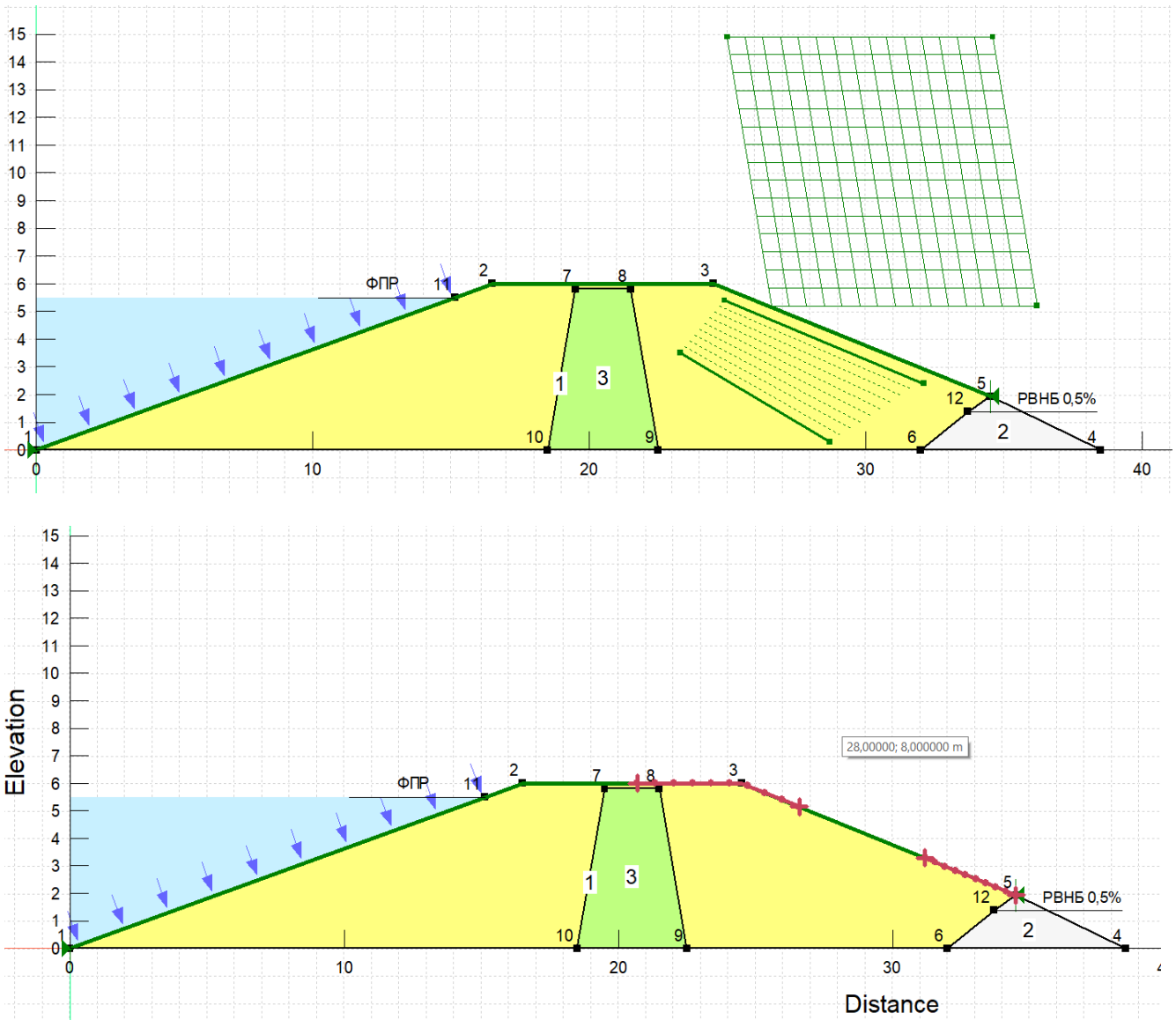


Рис. 2.7 Перевірочного випадку

Повний розрахунок проводиться за методичними вказівками [4], отриманий результати виносяться на лист 4 графічного матеріалу дипломного проекту.

2.3 Розрахунок та проектування паводкової водоскидної споруди

Споруди для скидання зайвої води під час паводків, які також називаються водоскидними або паводковими спорудами, відіграють важливу роль у регулюванні рівня води в водосховищах і запобіганні затопленням. Існує кілька основних типів таких споруд:

1. Водоскидні греблі (переливи):

Це споруди, які дозволяють надлишковій воді переливатися через греблю. Зазвичай використовуються у водосховищах для автоматичного регулювання рівня води.

Застосування: їх встановлюють на водосховищах для постійного пропуску зайвих вод під час паводків.

2. Шахтні водоскиди:

Це вертикальні труби або шахти, які збирають воду і передають її вниз через водовідвідні тунелі або канали.

Застосування: використовуються в місцях з обмеженим простором або в умовах, де потрібно направити воду у спеціальні відвідні канали.

3. Водоскидні тунелі:

Водоскидні тунелі призначені для відведення великих об'ємів води під час паводків через тунельні системи, прокладені в обхід гребель або дамб.

Застосування: часто використовуються в гірських районах або в місцях з нестійким ґрунтом, де неможливо застосувати традиційні переливні системи.

4. Бічні водоскиди:

Це споруди, що побудовані на стороні греблі, які пропускають надлишкову воду, направляючи її в спеціальні водовідвідні канали або природні русла.

Застосування: використовуються для захисту гребель і водосховищ від руйнування під час сильних паводків.

5. Дренажні системи:

Додаткові споруди, які допомагають знижувати рівень води в ґрунті навколо водосховищ, зменшуючи тиск на греблі та дамби.

Застосування: встановлюються для підвищення стійкості укріплень і запобігання їхньому пошкодженню через підвищення ґрунтових вод під час паводків.

За завдання було задано запроектувати споруду баштового водоскиду.

Баштовий водоскид є важливим елементом гідротехнічних споруд, призначеним для скидання надлишкових обсягів води із водосховищ або гребель, з метою запобігання переповнення та руйнування конструкцій. Це особливий вид водоскиду, який використовується в умовах, коли потрібно керувати великим потоком води на обмеженій території.

Призначення баштового водоскиду:

- Запобігання переповненню водосховищ: Баштові водоскиди допомагають підтримувати стабільний рівень води у водосховищах, скидаючи зайву воду під час паводків чи інтенсивних дощів.
- Захист гребель: Водоскиди зменшують ризик руйнування гребель або дамб, приймаючи на себе навантаження водних мас.
- Регулювання стоку води: Конструкція дозволяє контролювати швидкість і об'єм скидання води, щоб запобігти ерозії берегів або пошкодженню водних шляхів нижче за течією.

Основні конструктивні елементи баштового водоскиду:

- Башта (вхідна частина): Вона є основним елементом конструкції, зазвичай споруджена у вигляді вертикальної круглої або прямокутної камери. Розташовується всередині водосховища або греблі. У цю башту потрапляє вода, що піднімається до певного рівня.

- Переливний пристрій: На верхній частині башти розташовується переливний пристрій, через який вода потрапляє всередину водоскиду. Цей пристрій може бути у вигляді круглої або прямокутної чаші.
- Водопровідний канал: Вода, яка потрапляє у башту, скидається через вертикальний або нахилений водовідвідний канал. Він веде воду вниз у підвідний тунель або галерею.
- Вихідний тунель: Після водоскиду вода проходить через тунель, який виводить її у безпечне місце, де вона більше не становить загрози для споруди.
- Регулюючі пристрої: Іноді на водоскидах встановлюються затвори або шлюзи для регулювання об'єму води, що скидається.

На рис. 2.8 зображено всі елементи конструкції баштового водоскиду.

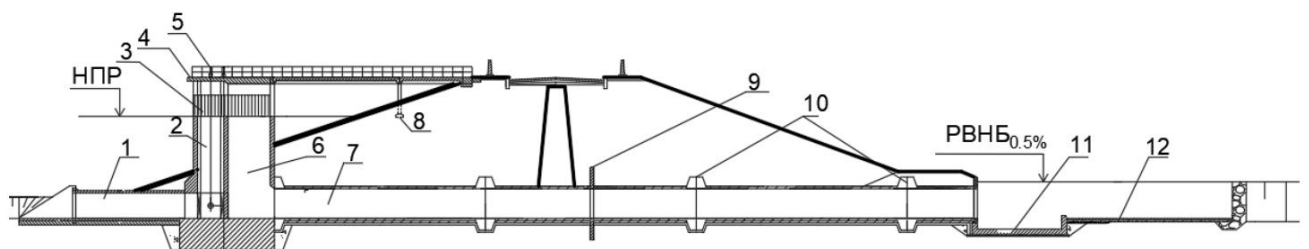


Рис. 2.8 Баштовий водоскид: 1 – труба донного випуску; 2 – камера затворів; 3 – сміттєзатримуюча решітка; 4 – службовий місток; 5 – підіймачі затворів; 6 – башта; 7 – відвідна труба; 8 – збірна залізобетонна опора; 9 – діафрагми; 10 – температурно-осадові шви; 11 – колодязь-гасник; 12 – рисберма.

Принцип роботи:

Коли рівень води у водосховищі піднімається до небезпечного рівня, вода починає переливатися через верхній край башти. Далі вона стікає через канал вниз і виводиться у спеціально підготовлений вихідний тунель або річкове русло, розташоване нижче греблі.

Баштові водоскиди є ефективним і безпечним рішенням для контролю великих обсягів води, особливо в умовах великих гідроелектростанцій чи водосховищ.

2.3.1 Гідрравлічний розрахунок баштового водоскиду.

Основною метою гідрравлічного розрахунку є визначення діаметра (периметра) водозливних труб башти, що забезпечать ефективне переливання заданою витрати при з верхнього б'єфу у нижній б'єф. Визначаємо діаметр водозливу з тонкою стінкою за формулою:

$$d = \frac{Q}{m * \pi * \sqrt{2g * (\Phi ПР - НПР)^3}}, \quad (2.33)$$

де $m = 0,4$ – витратний коефіцієнт, який приймається в межах 0,38-0,4;

$Q = 90 \text{ м}^3/\text{с}$ – максимальна скидна витрата (перевірочна паводкова);

$$d = \frac{90}{0,4 * 3,14 * \sqrt{2 * 9,81 * (125,5 - 124,5)^3}} = 16,2 \text{ м};$$

Визначаємо периметр водозливної башти:

$$P = d * \pi, \quad (2.34)$$

$$P = 16,2 * 3,14 = 50,9 \text{ м};$$

Здійснюємо розрахунок діаметру відвідних галерей:

$$W = \frac{Q}{\mu * \sqrt{2g * (\text{НПР} - 0,3 - \text{РВНБ}_{0,5\%})}}, \quad (2.35)$$

де W – площа відвідних труб, для пропуску витрати в напірному режимі, м^2 ;

μ – коеф. витрати в трубі, приймається в першому наближенні 0,75;

$$W = \frac{90}{0,75 * \sqrt{2 * 9,81 * (124,5 - 0,3 - 121,38)}} = 16,1;$$

За [7] приймаємо 3 прямокутні труби площею $2 \times 2,5 \text{ м}$, довжину труб графічно враховуючи ширину ґрунтової греблі $l = 28,33 \text{ м}$.

Після розрахунку площі в першому наближенні проводимо уточнення коеф. μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{\text{вх}} + \frac{\lambda l}{4R}}}, \quad (2.36)$$

де $R = 2,5$ м. – гідравлічний радіус труби; $\zeta_{\text{вх}} = 0,2$ – місце втрати на вході до труби; $\lambda = 0,025$ – коефіцієнт тертя;

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,2 + \frac{0,025 * 28,33}{4 * 2,5}}} = 0,88;$$

Здійснюємо перерахунок площі W :

$$W = \frac{90}{0,88 * \sqrt{2 * 9,81 * (124,5 - 0,3 - 121,38)}} = 13,78;$$

Остаточно приймаємо труби прямокутного перерізу 2x2,5 м. у кількості 3 шт.

2.3.2 Розрахунок споруд гасіння енергії.

Споруди гасіння енергії для баштового водоскиду відіграють важливу роль у забезпеченні безпеки і стабільності гідротехнічних споруд. Під час скидання великого обсягу води через баштовий водоскид, вода набуває значної кінетичної енергії, яка може призвести до руйнування каналів, берегів або споруд нижче за течією. Для запобігання цьому встановлюють спеціальні споруди для гасіння енергії потоку – водобійний колодязь, розрахунок якого приведений в даному проекті.

Визначаємо ширина вихідного фронту для труб прямокутного перерізу за ф.:

$$B = nb + 2n\Delta t, \quad (2.37)$$

b – ширина прийнятої труби; $\Delta t = 0,5$ м, – відстань між запроєктованими трубами; n – кількість прийнятих галерей;

$$B = 3 * 2 + 2 * 3 * 0,5 = 9 \text{ м.}$$

Знаходимо радіус першої спряженої глибини:

$$r_1 = \frac{B}{2 \sin \frac{\theta}{2}}, \quad (2.38)$$

де $\theta = 0,52$ рад. або 30° – кут розширення стінок колодязя;

$$r_1 = \frac{9}{2 * \sin 15^\circ} = 17,4 \text{ м.}$$

Знаходимо значення критичної глибини в переріз потоку, м:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q_{max}}{\theta_{гл}} \right)^2}, \quad (2.39)$$

де $\alpha = 1,1$ – кінетична енергія;

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{1,1}{9,81} * \left(\frac{90}{0,52 * 17,4} \right)^2} = 2,23;$$

Для остаточно прийняття довжини водобійного колодязя потрібно порівняти величину числа Фруда Fr відносно 1, якщо число менше тоді потік знаходиться в спокійному стані, якщо більше одиниці тоді потік в бурхливому стані.

$$Fr = \left(\frac{h_{кр}}{h_c} \right)^3, \quad (2.40)$$

$h_c = 2,5$ м. – висота галереї;

$$Fr = \left(\frac{2,23}{2,5} \right)^3 = 0,71 < 1;$$

Отже потік знаходиться у спокійному стані, гідравлічний стрибок відсутній, тому приймаємо довжину водобійного колодязя 5 м, а глибину 0,5 м.

Довжина резберми:

$$l_p = (1,5 \dots 2)l_k; \quad l_p = 1,5 * 5 = 7,5 \text{ м.}$$

2.4 Статичні розрахунки башти водоскиду

Статичні розрахунки баштового водоскиду проводяться для забезпечення його стійкості, безпеки та надійності в умовах експлуатації. Ці розрахунки є критичним

етапом проектування, оскільки вони дозволяють оцінити вплив різних навантажень на конструкцію і визначити, чи зможе водоскид витримати ці навантаження протягом усього терміну служби. В даному випадку перевіряємо стійкість на спливання конструкції, зсув під дією власної ваги та ґрунту, перекидання та міцність основи башти.

2.4.1 Перевірка стійкості башти проти спливання

Сила виштовхування, що діє на конструкцію башти визначається за формулою:

$$W = \rho g V, \quad (2.41)$$

де $\rho = 1 \text{ т/м}^3$ – коефіцієнт густини води; V – об’єм частини споруди, котра занурена під воду;

$$V = S * H = (D * B + \pi R^2)(\text{НПР} - \text{дно} + a), \quad (2.41)$$

$$V = (11,36 * 7,6 + 3,14 * 5,68^2)(124,5 - 120 + 0,5) = 904,1 \text{ м}^3;$$

$$W = 1 * 9,81 * 904,1 = 8869,2 \text{ кН};$$

Власна вага бетонної споруди башти, заважає її спливати вгору під дією води визначається за формулою:

$$G_{\text{б}} = \rho_{\text{б}} g * (V_{\text{пл}} + V_{\text{баш}}), \quad (2.42)$$

де $\rho_{\text{б}} = 2,3 - 2,5 \text{ т/м}^3$ – коеф. густини бетону;

$V_{\text{пл}}$ – об’єм бетону фундаментної плити башти, м^3 ;

$V_{\text{баш}}$ – об’єм бетону для будівництва башти, м^3 ;

$$V_{\text{пл}} = A * F * a, \quad (2.43)$$

$$V_{\text{пл}} = 13,86 * 21,36 * 1,2 = 355,3 ;$$

$$V_{\text{башт.}} = ((D * B + \pi * R^2) - (d * B + \pi r^2) + 1,2)(\text{НПР} - \text{дно}), \quad (2.44)$$

$$V_{\text{башт.}} = ((11,36 * 7,6 + 3,14 * 5,68^2) - (10,76 * 7,6 + 3,14 * 5,36^2) + 1,2) * (124,5 - 120,0) = 81,9 ;$$

Підставляємо пораховані об'єми і визначаємо власну вагу:

$$G_6 = 2,4 * 9,81 * (355,3 + 213,2) = 13384,8 \text{ кН};$$

Стійкість споруди щодо спливання буде забезпечена лише коли буде виконуватись умова:

$$\frac{G_6}{W} \geq 1,3, \quad (2.45)$$

$$\frac{13384,8}{8869,2} = 1,5 > 1,3.$$

Отже, споруда є стійкою щодо спливання.

Всі зазначені величини у формулах визначаємо із запроєктованої споруди за прикладом розрахункової схеми рис. 2.9

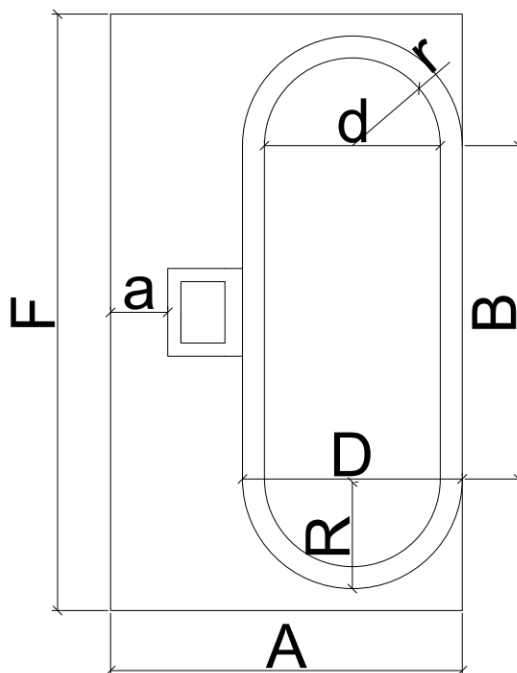


Рис. 2.9 Приклад схеми для розрахунку стійкості на спливання

2.4.2 Перевірка стійкості водоскиду на зсув

На тіло водоскидної башти діють горизонтальні сили з обох боків, знайшов різницю зсуваючого зусилля, можна визначити коефіцієнт стійкості на зсув.

За формулою (2.46) можна визначити величину діючої сили з однієї із сторін:

$$E_{1,2} = 0,5 * \rho_{зб} * g * b * h_{1,2}^2 * tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (2.46)$$

де $h_{1,2}$ – глибини ґрунтової засипки біля обох сторін споруди, м;

$$h_1 = 1,2 \text{ м}; h_2 = 4,26 \text{ м};$$

b – ширина споруди для якої проводиться розрахунок;

$$b = B + 2R, \quad (2.47)$$

φ – кут, який відповідає внутрішньому тертю ґрунту в тілі греблі при водонасиченому стані; $\rho_{зб}$ – густина матеріалу, з урахування дії води;

$$\rho_{зб} = (1 - n)(\rho_{пит} - 1), \quad (2.48)$$

де $n, \rho_{пит}$ – коефіцієнт пористості матеріалу та його густина відповідно, береться за довідковою літературою;

$$\rho_{зб(основи)} = (1 - 0,21) * (2,75 - 1) = 1,38;$$

$$\rho_{зб(греблі)} = (1 - 0,33) * (2,67 - 1) = 1,12;$$

Знаходимо значення діючих сил:

$$E_1 = 0,5 * 1,38 * 9,81 * 18,96 * 1,2^2 * \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 61,6;$$

$$E_2 = 0,5 * 1,12 * 9,81 * 18,96 * 4,26^2 * \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 655,9;$$

Для того щоб визначити чи є споруда стійкою, потрібно щоб виконувалась умова:

$$\frac{f(G - W)}{E_2 - E_1} > 1,2, \quad (2.49)$$

де $f = 0,6$ – коефіцієнт тертя бетонних мас по ґрунту піщаного типу;

Перевіримо умову:

$$\frac{0,6 * (13384,8 - 8869,2)}{655,9 - 61,6} > 1,2 ;$$

Отже, $4,56 > 1,1$ – споруда є стійкою на зсув.

2.4.3 Розрахунок стійкості на перекидання

Запас стійкості на перекидання знаходимо за ф.:

$$\frac{G_0 l_G + V_1 l_{V_1} + E_1 l_{E_1}}{W l_W + V_2 l_{V_2} + E_2 l_{E_2}} \geq 1,2, \quad (2.50)$$

де $l_{V_1}, l_{V_2}, l_{E_1}, l_{E_2}, l_G, l_W$ – довжини плеча дії сил тиску, м; $l_G = l_W = 7,68$;

$$l_i = \frac{H_i}{3}, \quad (2.51)$$

$$l_{V_{1,2}} = \frac{1}{3} * 5,7 = 1,9;$$

$$l_{E_1} = \frac{1}{3} * 1,2 = 0,4 ;$$

$$l_{E_2} = \frac{1}{3} * 4,26 = 1,42 ;$$

$$V_{1,2} = 0,5 * \rho * g * b * H_{1,2}^2, \quad (2.52)$$

$$V_{1,2} = 0,5 * 1 * 9,81 * 18,96 * 5,7^2 = 3021,5$$

Виконуємо перевірку умови (2.50):

$$\frac{13384,8 * 7,68 + 3021,5 * 1,9 + 61,6 * 0,4}{8869,2 * 7,68 + 3021,5 * 1,9 + 655,9 * 1,42} \geq 1,2;$$

Отже, $1,45 > 1,2$ споруда баштового водоскиду має достатній запас міцності на перекидування.

2.4.4 Перевірка міцності основи

Для зручності розрахунку споруди на міцність, зведемо вище розраховані значення в єдину таблицю 2.2:

Таблиця 2.2. Статичні розрахунки башти					
№	Сили	Познач.	Величина	Плече сили	Момент відносно т.О
1	Вага бетону	G_6	13384,8	0,5	+6692,4
2	Виштовхуюча сила	W	8869,2	0,5	-4434,6
3	Гідростатичний тиск води	V_1	3021,5	1,9	-5740,85
4	Гідростатичний тиск води	V_2	3021,5	1,9	+5740,85
5	Сила тиску ґрунту	E_1	61,6	0,4	-24,64
6	Сила тиску ґрунту	E_2	655,9	1,42	+931,38
Σ					3164,54

Виконуючи проектування фундаменту баштової споруди у вигляді плити прямокутної форми, мінімальні та максимальні напруження в її основі, знаходять за формулою позacentрового стискання:

$$\sigma_{max/min} = \frac{G - W}{l_0 b_0} \pm \frac{6 * \Sigma M}{l_0^2 b_0} \leq k, \quad (2.53)$$

де $k = 3$ коефіцієнт для піщаних ґрунтів; ΣM – сума моментів сил;

b_0, l_0 – ширина та довжина підосви відповідно;

Здійснюємо розрахунок:

$$\sigma_{max} = \frac{13384,8 - 8869,2}{13,86 * 18,96} + \frac{6 * 3164,54}{13,86^2 * 18,96} = 22,4;$$

$$\sigma_{min} = \frac{13384,8 - 8869,2}{13,86 * 18,96} - \frac{6 * 3164,54}{13,86^2 * 18,96} = 11,97;$$

Перевіряємо умову для міцності:

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{22,4}{11,97} = 1,87 < 3;$$

Умова на міцність виконується, тому можна зробити висновок, що башта є стійкою до статичних навантажень.

РОЗДІЛ 3:
СИСТЕМА ВОДОВІДВЕДЕННЯ МІСТА

Консультант

/Величко С.В./

3.1 Головні характеристики розподільної системи водовідведення та основні дані розрахунку.

За завдання проекту потрібно запроєктувати мережу водовідведення для міста з кількістю 18000 осіб населення, з яких в I районі міста проживає 6000, в другому – 12000 осіб. Поверховість в I та II районах – 1 та 3 поверхи із ступенем благоустрою без ванн, та централізованим гарячим водопостачання відповідно. На території міста знаходяться три діючих підприємства: хлібозавод, м'ясокомбінат, ковбасна фабрика.

Є декілька видів систем водовідведення:

1. Централізована система водовідведення

Це найбільш поширена система, що об'єднує будинки, підприємства та інші об'єкти через мережу труб до єдиної каналізаційної станції. Основні компоненти: міська каналізація, очисні споруди для очищення стоків, виведення очищених стоків у водойми або їх повторне використання.

2. Децентралізована система водовідведення

Ця система використовується там, де немає можливості підключення до загальної каналізаційної системи. Вона може включати: септики, локальні очисні споруди, поглинаючі колодязі та фільтраційні поля.

3. Злизова каналізація (дощова)

Призначена для відведення дощових і талих вод з вулиць, площ, дахів будинків. Ця система включає: збірники дощової води, дренажні системи, відведення води в річки, озера або спеціальні водозбірники.

4. Комбінована система водовідведення

Поєднує функції двох систем: побутової каналізації та злизової. У такій системі стоки від побутових об'єктів і дощові води відводяться спільними трубами до

очисних споруд.

5. Напірна система водовідведення

У таких системах стічні води переміщуються під тиском за допомогою насосів. Ця система часто використовується на рівнинних територіях або там, де природний нахил землі не дозволяє стокам текти самопливом.

Для даного міста запроєктовано центральну неповну роздільну систему водовідведення побутових та промислових стічних вод однією мережею на очисні споруди, дощові води проєкті не розглядалися. Стічні води в даній мережі будуть переміщатись само-плином до головного колектору.

Трасування мережі водовідведення на плані населеного пункту починається з прокладання колекторів. Головні колектори прокладаються паралельно лінії забудови із розташуванням в пониженій частині міста в напрямку головних очисних споруд. Трасування для вуличних мереж водовідведення і колекторів здійснюється або під певним кутом або перпендикулярно проведеним горизонталям. Приклад трасування водовідвідної мережі зображено на рис. 3.1

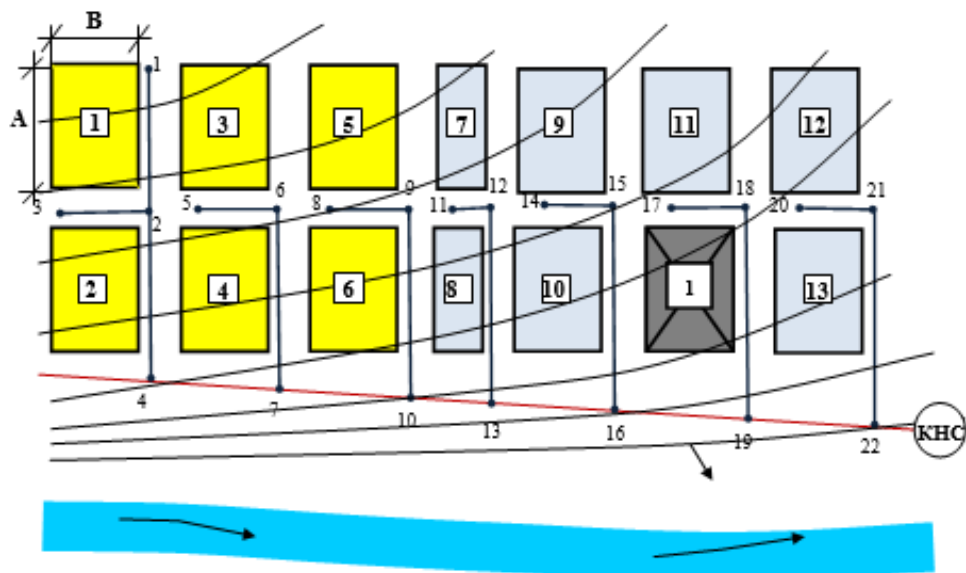


Рис. 3.1 Трасування побутової мережі водовідведення

3.2 Визначення розрахункової кількості населення і розрахункових витрат побутових стічних вод

Витрати стічних вод, що надходять у водовідвідну мережу, визначаються окремо: для побутових стоків від населення та стічних вод від промислових підприємств.

Щоб розрахувати обсяги стічних вод від населення, спочатку потрібно визначити розрахункові кількості жителів в районах (n – одиниця числа жителів на один гектар площі). Знаходять це значення за формулою:

$$N = \sum F_i * n_i * \beta, \quad (3.1)$$

де F_i – сума площі житлових кварталів міста по районах в га;

n_i – коефіцієнт щільності населення, чол/га;

β – коеф. який враховує наявність будівель громадського типу в місті (приймаємо рівний нулю).

Площу кожного кварталу знаходимо за задами планом міста, попередньо пронумерувавши кожний квартал. Також визначаємо модулі стоку для кожного кварталу і середні секундні витрати, (л/(с*га)):

$$q_0 = \frac{n * q}{86400} * \beta, \quad (3.2)$$

де q – добова норма водовідведення на одного чоловіка в літрах;

$q_1 = 110$ л/с – для першого району; $q_2 = 235$ л/с – для другого.

Середні секундні витрати від кожного кварталу окремо визначаємо за виразом, л/с:

$$q_{mids} = f \times q_0, \quad (3.3)$$

Розрахунки зводимо в таблицю 3.1.

Щільність населення по районах враховуючи площу:

$$n_1 = \frac{6000}{147,6} = 40,65 \approx 41 ;$$

$$n_2 = \frac{12000}{134,8} = 89,02 \approx 89 ;$$

Модуль стоку по районах:

$$q_1 = \frac{41 * 110}{86400} = 0,0552;$$

$$q_2 = \frac{89 * 235}{86400} = 0,242;$$

Середні секундні витрати для першого кварталу:

$$q_{mids1} = 5,6 * 0,242 = 1,36;$$

Розраховуємо параметри для усіх кварталів.

Таблиця 3.1 Середнє водовідведення від житлових кварталів

Номер району	Номер кварталу	Площа кварталу f , га	Модуль стоку	Середня секундна витрата кварталу
1	2	3	4	5
I	7	13,0	0,0552	0,72
	8	9,3	0,0552	0,51
	13	10	0,0552	0,55
	14	5,1	0,0552	0,28
	15	8,2	0,0552	0,45
	18	5,8	0,0552	0,32
	19	3,4	0,0552	0,19

	22	6,9	0,0552	0,38
	23	2,1	0,0552	0,12
	27	1,5	0,0552	0,08
	28	1,5	0,0552	0,08
	29	4,4	0,0552	0,24
	35	3,2	0,0552	0,18
	36	5,6	0,0552	0,31
	37	9,8	0,0552	0,54
	38	4,0	0,0552	0,22
	40	8,5	0,0552	0,47
	41	12,0	0,0552	0,66
	42	5,6	0,0552	0,31
	43	11,0	0,0552	0,61
	44	6,4	0,0552	0,36
	45	10,3	0,0552	0,57
	$\sum F_I = 147,6$			$\sum 8,1$
II	1	5,6	0,242	1,36
	2	17	0,242	4,11
	3	6,8	0,242	1,65
	4	8,8	0,242	2,13
	5	8,1	0,242	1,96
	6	9,4	0,242	2,28
	9	6,3	0,242	1,52
	10	6,0	0,242	1,45

	11	5,3	0,242	1,28
	12	8,8	0,242	2,13
	16	5,2	0,242	1,26
	17	5,6	0,242	1,36
	20	3,1	0,242	0,75
	21	5,4	0,242	1,31
	24	4,6	0,242	1,11
	25	1,1	0,242	0,27
	26	2,7	0,242	0,65
	30	4,9	0,242	1,19
	31	2,5	0,242	0,61
	32	2,1	0,242	0,51
	33	4,7	0,242	1,14
	34	3,3	0,242	0,80
	39	7,5	0,242	1,82
	$\sum F_{II} = 134,8$			$\sum 32,65$

3.3 Витрати побутових стічних вод від населення

Розрахунок кількості стічних вод від населення міста (по районах) знаходиться за формулою, м³/доб:

$$Q_a^w = \frac{q \cdot N}{1000}, \quad (3.4)$$

$$Q_1^w = \frac{110 \cdot 6000}{1000} = 660;$$

$$Q_2^w = \frac{235 \cdot 12000}{1000} = 2820 ;$$

Середня витрата води за одну годину:

$$q_{midh}^w = \frac{Q_d^w}{24}, \quad (3.5)$$

$$q_{mid1}^w = \frac{660}{24} = 27,5 ;$$

$$q_{mid2}^w = \frac{2820}{24} = 117,5.$$

Середня витрата за секунду, л/с:

$$q_{mids}^w = \frac{q_{midh}^w \cdot 1000}{3600} = \frac{q_{midh}^w}{3,6}, \quad (3.6)$$

$$q_{mid1}^w = \frac{27,5}{3,6} = 7,4 ;$$

$$q_{mid2}^w = \frac{117,5}{3,6} = 32,6 ;$$

Значення розраховані за формулою (3.6) повинні бути в межах 1,5 л/с. в порівнянні з сумою розрахованих витрат з табл. 3.1.

Для першого району: $8,1 - 7,4 = 0,7$ л/с, – в межах норми.

Для другого району: $32,65 - 32,6 = 0,05$ л/с, – в межах норми.

Враховуючи коефіцієнт нерівномірності подачі стічних вод в мережу $K_{gen.max}$, котрий визначається за таблицею 3.2 в залежності від q_{mids}^w на кожній ділянці, яка приходить до головного колектора.

Таблиця 3.2 – Загальні коефіцієнти нерівномірності подачу стічних вод у мережу водовідведення

Загальний коефіцієнт нерівномірності припливу стічних вод	Середня витрата стічних вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000 і більше
Максимальний $K_{gen,max}$	2,50	2,10	1,90	1,70	1,60	1,55	1,50	1,47	1,44
Мінімальний $K_{gen,min}$	0,38	0,45	0,50	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

Витрати стічних вод з кожного підприємства були визначені заздалегідь та надані в таблиці 3.3 в м³/добу.

Таблиця 3.3 Загальне водоспоживання підприємств

№	Споживачі	Витрата води, м ³ /добу		
		середньодобове водоспоживання	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Підприємство №1			
	Виробничі потреби	2015	2015	2015
	Господарсько-питні	9,25	9,25	9,25
	Душові	4,22	4,22	4,22
	Разом	2028,47	2028,47	2028,47
2	Підприємство №2			
	Виробничі потреби	2080	2080	2080
	Господарсько-питні	14,26	14,26	14,26
	Душові	25,9	25,9	25,9
	Разом	2120,16	2120,16	2120,16
3	Підприємство №3			
	Виробничі потреби	4320	4320	4320
	Господарсько-питні	5,58	5,58	5,58
	Душові	5,29	5,29	5,29
	Разом	4330,87	4330,87	4330,87

Кожну величину витрати розділимо на 24 години та переведемо витрати в л/с.

3.4 Розрахунок побутових витрат на ділянках мережі головного колектору

Визначаємо суму всіх витрат, котрі надходять до ділянок головного колектору за формуло:

$$q_{mid.s} = q_n + q_{тр} + q_6 \cdot \frac{L}{C}. \quad (3.7)$$

де q_n – витрати з кварталів, які підключені до ділянки головного колектору;

$q_{тр}$ – транзитні витрати, які надходять від попередньо розрахованої ділянки;

q_6 – бокова, витрати котрі надходять з інших кварталів боковими лініями водовідвідної мережі;

Також при прорахунку витрат, які надходять на ділянки основного колектору необхідно враховувати витрати, що спускаються в мережу підприємствами $q_{зос}$;

Всі дані зведемо в таблицю 3.4

№ Діл.	Середні секундні витрати, л/с				$K_{ген.мах}$	Розрах. витрата, $q_{сум}$	Зосереджені витрати, $q_{зос}$			Сума всіх витрат
	q_n	$q_{тр}$	q_6	$q_{mid.s}$			Власні	Транзит.	Разом	
1-2	1,19	-	18,74	19,93	1,9	37,87	-	-	-	37,87
2-3	-	19,93	9,03	28,96	1,84	53,29	50,13	-	50,13	103,42
3-4	2,29	28,96	2,67	33,92	1,81	61,40	-	50,13	50,13	111,53
4-5	-	33,92	3,66	37,58	1,78	66,89	23,48	50,13	73,61	140,5
5-кнс	-	37,58	1,94	39,52	1,77	69,95	24,54	73,61	98,15	168,1

3.5 Гідравлічний розрахунок головного колектору

За максимально-секундною розрахунковою витратою, проводимо гідравлічні розрахунки самопливних каналізаційних трубопроводів. Колектори цієї мережі повинні забезпечувати цих витрат при самоочисних швидкостях в цих трубах

Гідравлічний розрахунок каналізаційних напірних трубопроводів слід виконувати згідно з ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. При гідравлічному розрахунку самопливних і напірних трубопроводів з пластмасових труб може бути використано ДСТУ-Н Б В.2.5-40:2009 та таблиці гідравлічних розрахунків трубопроводів із полімерних матеріалів, а також таблиці гідравлічних розрахунків каналізаційних мереж та дюкерів.

Основною метою даного розрахунку являється визначення діаметрів та ухилів на ділянках з допустимими швидкостями та наповненням при мінімальному заглибленні самого колектору. Всі розраховані параметри вносяться в таблицю 3.5

Також для гідравлічних розрахунків знаходимо всі потрібні відмітки, для побудови повздовжнього профілю головного колектору, приклад схеми для визначення зображений на рис. 3.2. вносимо розрахунки в таблицю 3.6:

- відмітка лотка труби на початку ділянки:

$$L_n = Z_n - H_n, \text{ м};$$

- відмітка лотка труби в кінці розрахункової ділянки:

$$L_K = L_n - i_{mp} L_{dil.}, \text{ м};$$

- відмітка шелигі на початку та в кінці ділянки:

$$Ш_n = L_n + d_{dil.}, \text{ м};$$

$$Ш_K = L_K + d_{dil.}, \text{ м};$$

- відмітка поверхні води в запроектованій трубі на початку та в кінці:

$$B_n = L_n + h, \text{ м};$$

$$B_k = L_k + h, \text{ м};$$

де $h = (h/d) \times d/1000$ – залежить від наповнення в трубі.

Таблиця 3.5 Гідравлічний розрахунок головного колектору (підбір основних параметрів)

№ ділянки	Q , л/с	l , м	d , мм	Ухил i	V , м/с	Наповнення
1-2	36,19	469	300	0,0035	0,85	0,7
2-3	100,8	338	450	0,0025	0,95	0,75
3-4	108,53	397	450	0,0025	0,95	0,75
4-5	137,94	452	500	0,0025	1,02	0,75
5-КНС	163,77	26	500	0,003	1,12	0,75

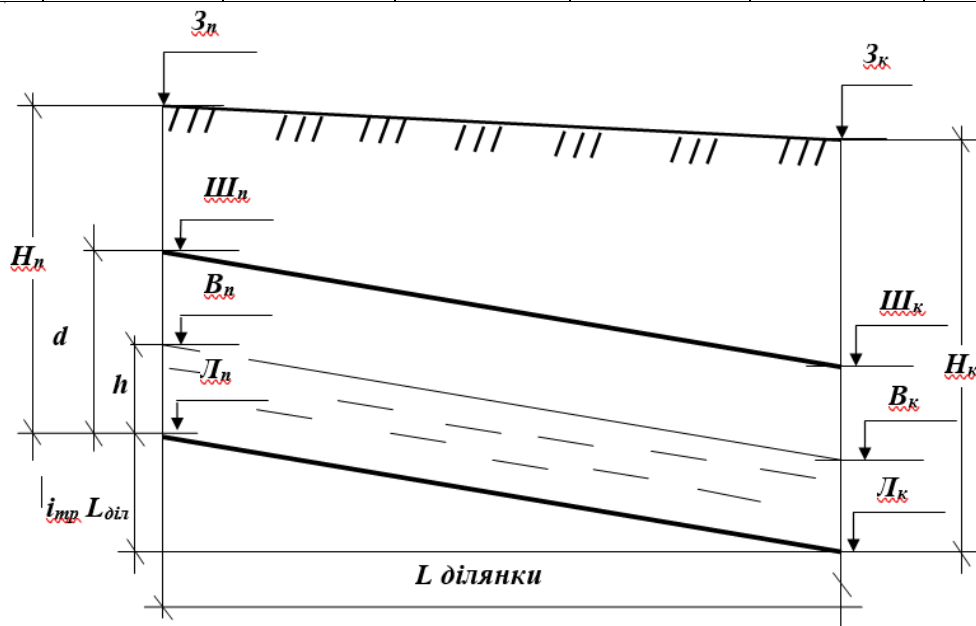


Рис. 3.2 Схема визначення проектних відміток для побудови профілю головного колектору

Глибина залягання лотка труби в першому колодязі приймаємо 2 м.

Таблиця 3.6 Гідравлічні розрахунки. Проектні відмітки для побудови повздовжнього профілю головного колектору

Номер ділянки №	Довжина ділянки L, м	Розрах. витрата, л/с	Діаметр d, мм	Ухил труби, і	Наповнення h/d	Висота h, м	Швидкість V, м/с	Падіння труби і*1	Відмітки, и								Глибина залягання лотка труби в м.	
									Поверхні землі		Поверхні води		Лотка труби		Шелиги труби			
									На початку	В кінці	На початку	В кінці	На початку	В кінці	На початку	В кінці	На початку	В кінці
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1-2	469	36,19	300	0,0035	0,7	0,21	0,85	1,64	119,1	119,1	117,31	115,67	117,1	115,46	117,4	115,76	2	3,64
2-3	338	100,8	450	0,0025	0,75	0,34	0,95	0,85	119,1	119	115,65	114,80	115,31	114,46	115,76	114,91	3,79	4,54
3-4	397	108,53	450	0,0025	0,75	0,34	0,95	0,99	119	119	114,8	113,81	114,46	113,47	114,91	113,92	4,54	5,53
4-5	452	137,94	500	0,0025	0,75	0,38	1,02	1,13	119	119	113,8	112,67	113,42	112,29	113,92	112,79	5,58	6,71
5-КНС	26	163,77	500	0,003	0,75	0,38	1,12	0,08	119	119	112,67	112,59	112,29	112,21	112,79	112,71	6,71	6,79

РОЗДІЛ 4:
ЛОКАЛЬНА СИСТЕМА ЗАХИСТУ ПІДПРИЄМСТВА
ВІД ПІДТОПЛЕННЯ ГРУНТОВИМИ ВОДАМИ

Консультант

/Величко С.В./

4.1 Основні системи захисту території від підтоплення

Для захисту території від затоплення ґрунтовими водами можна застосувати кілька методів:

1. Дренажна система

- Поверхневий дренаж. Використання канав або жолобів для відведення води з поверхні землі. Це запобігає надмірній вологості й захищає від затоплення на поверхні.

- Глибинний дренаж. Труби або канали розміщуються на глибині, щоб перехоплювати ґрунтові води та відводити їх у визначені місця.

2. Вертикальний дренаж

- свердловини приймають воду та відводять її на безпечну відстань. Вони встановлюються на глибині, де рівень води перевищує норму, що запобігає її підйому на поверхню.

3. Геомембрани та гідроізоляція

- Укладання водонепроникних шарів, таких як геомембрани, для створення фізичного бар'єра між ґрунтовими водами та поверхнею. Такий метод застосовується для захисту фундаментів і підвалів.

4. Вертикальне планування

- Додавання нового шару ґрунту для підвищення рівня території. Це може бути корисним для перенаправлення води до нижчих ділянок або відводів.

5. Ландшафтне планування

- Надання ділянці нахилу, щоб спрямувати дощову та ґрунтову воду у спеціально відведені зони або резервуари.

6. Висадка рослин із високою здатністю поглинання вологи

- Вологолюбні рослини, такі як верба або вільха, допомагають природним шляхом відводити надлишок води та осушувати ґрунт.

На даній території було вирішено запроектувати, вертикальний дренаж із встановлення в ньому насосного обладнання.

Основні характеристики та функції вертикальних дренажних свердловин

Конструкція:

- Зазвичай складається з свердловини, яка пробурюється до водонесучого шару, де ґрунтові води можуть вільно відводитися.

- Свердловину облаштовують фільтром з обсіпкою шаром фільтруючих матеріалів (гравій, пісок), щоб запобігти замуленню фільтра.

Принцип роботи:

- Вода зі зволжених шарів ґрунту поступово стікає в свердловину і далі за допомогою насосів відводиться в систему транспортування дренажних вод і скидається в водойму або пониження. Такий підхід знижує рівень ґрунтових вод, запобігає підтопленням і надмірній вологості.

Застосування:

- Найчастіше вертикальні дренажні свердловини використовують у низинних районах, де природний стік води утруднений.

- Ефективні на невеликих територіях, наприклад, на будівельних майданчиках, промислових зонах та забудові.

Переваги:

- Дозволяють ефективно контролювати рівень ґрунтових вод навіть на великих глибинах.

- Зменшують ризик заболочування території та підвищують її придатність для використання.

- Забезпечують довготривалий відвід води без потреби у частому обслуговуванні (залежить від якості встановлення та матеріалів).

Недоліки:

- Високі початкові витрати на буріння та облаштування свердловин.

- Потреба в спеціалізованому обладнанні для обслуговування та відкачування води та додаткові експлуатаційні втрати електроенергії.

4.2 Проектування дренажу вертикального типу для захисту території підприємства від підтоплення ґрунтовими водами

У вертикальних дренажах кільцевого типу, свердловини працюють, як досконалі. Для підтримки рівня ґрунтових вод на заданій відмітці та визначення кількості свердловин (відстані між свердловинами), проводиться розрахунок дренажу, а саме визначається витрата, яку необхідно викачувати із системи вертикальних свердловин. Встановлення вертикальних дрен відбувається по периметру території, що захищається. Після знаходження кількості свердловин приймаються конструктивні параметри цих свердловин: діаметр, розмір фільтра та виконується підбір насосного обладнання.

Основні дані для розрахунку були надані підприємством в табл. 4.1

Таблиця 4.1 Характеристики залягання ґрунтових вод

№	Показник	Одиниці виміру	Значення
1	Відстань до водоупору, H_d	м	20
2	Коефіцієнт фільтрації, k_f	м/доб.	4
3	Глибина залягання ґрунтових вод, h_{s0}	м	1,5
4	Необхідна глибина залягання ґрунтових вод, l_d	м	5
5	Довжина фільтру	м	3
6	Розрахункова величина, r	м	0,1
7	Розміри території підприємства	м х м	20x40

Глибину води в центрі дії вертикального дренажу, знаходимо за формулою:

$$y_d = H_d - l_d, \quad (4.1)$$

$$y_d = 20 - 5 = 15 \text{ м.}$$

Знаходимо радіус круга, для території що захищається:

$$x_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}, \quad (4.2)$$

де F – площа території, що захищається, м².

$$x_0 = \sqrt{\frac{20 * 40}{3,14}} = 16 \text{ м.}$$

Розрахунок радіусу впливу дренажу відбувається за формулою:

$$R = 2 * S * \sqrt{k_\phi * y_d}, \quad (4.3)$$

де S – пониження ґрунтових вод у свердловині, м; k_ϕ – фільтраційний коефіцієнт водоносного пласту, м/доб.

$$S = I_d - h_{s0}, \quad (4.4)$$

$$S = 5 - 1,5 = 3,5 \text{ м.}$$

Величина радіусу впливу:

$$R = 2 * 3,5 * \sqrt{4 * 15} = 54.$$

Витрата кільцевого дренажу:

$$Q_{imp} = \frac{\pi * k_\phi * S * (2 * H_s - S)}{\ln R - \ln x_0}, \quad (4.5)$$

де H_s – відстань від рівня існуючих ґрунтових вод до водоупору, м:

$$H_s = H_d - h_{s0}, \quad (4.6)$$

$$H_s = 20 - 1,5 = 18,5 \text{ м.}$$

$$Q_{imp} = \frac{3,14 * 4 * 3,5 * (2 * 20 - 3,5)}{\ln 54 - \ln 16} = 1204.$$

Приймаємо кількість свердловин на ділянці 6, та розподіляємо їх рівномірно по периметру території:

$$q_{dw} * n > Q_{imp}, \quad (4.7)$$

де q_{dw} – продуктивність свердловини, м³/доб, визначається за формулою:

$$q_{dw} = 2 * \pi * r * y_n * v_{доп}, \quad (4.8)$$

де y_n – рівень води в центрі території, м:

$$y_n = \sqrt{H_s^2 - \frac{Q_{imp}}{\pi * k_\phi * n} * \ln \frac{x_0}{r}}, \quad (4.9)$$

$$y_n = \sqrt{18,5^2 - \frac{1319,1}{3,14 * 4 * 6} * \ln \frac{16}{0,1}} = 15,92.$$

$v_{f\text{доп}}$ – допустиме значення швидкості руху води крізь фільтр, м/доб, котрий для дірчастих, щілинних, дровових та сітчастих фільтрів швидкість знаходиться за формулою:

$$v_{\text{доп}} = 65 * \sqrt[3]{k_{\phi}}, \quad (4.10)$$

$$v_{\text{доп}} = 65 * \sqrt[3]{4} = 103,2.$$

$$q_{dw} = 2 * 3,14 * 0,1 * 15,92 * 103,2 = 1031,77$$

Перевіряємо нерівність (4.7):

$$q_{dw} * n = 1031,77 * 6 = 6190,62 > 1319,1$$

Уточнюємо витрату води для запроєктованої кількості свердловин:

$$Q'_{\text{имп}} = \frac{\pi * k_{\phi} * S * (2 * H_s - S)}{\ln R - \ln(\sqrt[n]{x_1 * x_2 * x_3 * x_4 * x_5 * x_6})}, \quad (4.11)$$

де $x_1 * x_2 * x_3 * x_4 * x_5 * x_6$ – відстань від центру площини майданчика до кожної свердловини, м;

$$Q'_{\text{имп}} = \frac{3,14 * 4 * 3,5 * (2 * 18,5 - 3,5)}{\ln 54 - \ln(\sqrt[6]{22,36 * 10 * 22,36 * 22,36 * 10 * 22,36})} = 1276.$$

Розраховуємо положення рівня води в кожному колодязі та по центру майданчика; по центру майданчика:

$$y_n = \sqrt{H_s^2 - \frac{Q'_{\text{имп}}}{\pi * k_{\phi}} * (\ln R - \ln(\sqrt[n]{x_1 * x_2 * x_3 * x_4 * x_5 * \dots * x_n}))}, \quad (4.12)$$

$$y_n = \sqrt{18,5^2 - \frac{1276}{3,14 * 4} * (\ln 54 - \ln(\sqrt[6]{22,36 * 10 * 22,36 * 22,36 * 10 * 22,36}))} = 15 \text{ м.}$$

У свердловинах 1,3,4,6:

$$y_n = \sqrt{18,5^2 - \frac{1276}{3,14 * 4} * (\ln 54 - \ln(\sqrt[6]{20 * 40 * 44,7 * 28,3 * 20 * 0,1}))} = 13,51 \text{ м.}$$

У свердловинах 2,5:

$$y_n = \sqrt{18,5^2 - \frac{1276}{3,14 * 4} * (\ln 54 - \ln(\sqrt[6]{20 * 20 * 28,3 * 20 * 28,3 * 0,1}))} = 12,76 \text{ м.}$$

Перевіряємо продуктивність свердловин та порівнюємо її з витратою однієї свердловини, що необхідна для пониження рівня води до заданого:

$$q_{\text{ср}} = \frac{Q'_{\text{имр}}}{n}, \quad (4.13)$$

$$q_{\text{ср}} = \frac{1276}{6} = 212 \frac{\text{м}^3}{\text{доб}},$$

Продуктивність свердловин за (4.8):

$$q_{dw1,3,4,6} = 2 * \pi * r * y_n * v_{\text{доп}} = 2 * 3,14 * 0,1 * 13,51 * 103,2 = 839,9 > 212,$$

$$q_{dw2,5} = 2 * \pi * r * y_n * v_{\text{доп}} = 2 * 3,14 * 0,1 * 12,76 * 103,2 = 784,8 > 212.$$

4.3 Конструювання вертикального дренажу

Вертикальний дренаж проектується, як водозабірна свердловина, яка оснащується електричними насосами заглибленого типу. Розміри елементів конструкції свердловини такі як: діаметр, глибина, діаметр та довжина фільтра, шпаруватість, розміри і форма прохідних отворів фільтра і механічний склад гравійної обсіпки – визначаються розрахунком для кожного об'єкта індивідуально.

Приймаємо довжину фільтра-каркаса з урахування стандартної довжини ланки заводського виготовлення, що становить (3м).

Зовнішній розрахунковий діаметр фільтру, м. знаходять за формулою:

$$d_{\text{ф}} = \frac{q_{\text{ср}}}{\pi * l_{\text{ф}} * v_{\text{доп}} * \eta}, \quad (4.14)$$

де $q_{\text{ср}}$ – витрата однієї свердловини, м³/год; $l_{\text{ф}} = 3$ м, – довжина фільтру; $v_{\text{доп}}$ – визначається за формулою (4.10); η – шпаруватість фільтра 0,3.

$$v_{\text{доп}} = 65 * \sqrt[3]{\frac{4}{24}} = 35,77,$$

$$d_{\text{ф}} = \frac{232,6/24}{3,14 * 3 * 35,77 * 0,3} = 0,087 \text{ м.}$$

Визначений розрахунковий діаметр 87 мм. Приймаємо найближчий в більшу сторону діаметр із таблиці 4.2

Таблиця 4.2 Характеристики обсадних труб та їх з'єднань

Умовний діаметр, мм	Зовнішній діаметр, мм	Товщина стінки, мм	Внутрішній діаметр, мм	Зовнішній діаметр муфти, мм	Довжина муфти, мм
114	114,3	6,4	101,5	127,0	158
127	127,0	7,5	112,0	141,3	165
140	139,7	7,7	124,3	153,7	171
146	146,1	8,5	129,1	166,0	177
168	168,3	8,9	150,5	187,7	181
178	177,8	9,2	159,4	194,5	184
194	193,7	9,5	174,7	215,9	190
219	219,1	10,2	198,7	244,5	196
245	244,5	10,0	224,5	269,9	196
273	273,1	10,2	252,7	298,5	203
299	298,5	11,1	276,3	323,9	203
324	323,9	11,0	301,9	351,0	203
340	339,7	10,9	317,9	365,1	203
351	351,0	11,0	329,0	376,0	229
377	377,0	11,0	355,0	402,0	229
406	406,4	11,1	384,2	431,8	228
426	426,0	11,0	404,0	451,0	229
473	473,1	11,1	450,9	508,0	228
508	508,0	11,1	485,8	533,4	228

Отже розрахунковий діаметр фільтру 114 мм.

Водопроникну здатність фільтру прийнятого діаметру визначаємо за формулою:

$$f = \pi * v_{\text{доп}} * d_{\text{ф}} * l_{\text{ф}} * \eta \geq q_{\text{ср}}, \quad (4.15)$$

$$f = 3,14 * 35,77 * 0,114 * 3 * 0,3 = 11,52 \geq \frac{232,6}{24} = 9,69.$$

Коефіцієнт однорідності знаходимо за виразом:

$$K_{\text{н}} = \frac{d_{80}}{d_{10}}, \quad (4.16)$$

де d_{80}, d_{10}, d_{50} – показник діаметру фракції вмістом не менше 80%, 10%, 50% середній, мм, котрий знаходиться з рис. 4.1.

$$d_{80} = 2,1; d_{10} = 0,35; d_{50} = 1;$$

$$K_{\text{н}} = \frac{2,1}{0,35} = 6.$$

Отвори основного фільтру приймаємо круглої форми діаметром:

$$d = 4 * d_{50} = 4 * 1 = 4 \text{ мм}, \quad (4.17)$$

Формулу для розрахунку дротяної обмотки з щілинами підбираємо з таблиці 4.3:

$$1,5 * d_{50} = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ мм}, \quad (4.18)$$

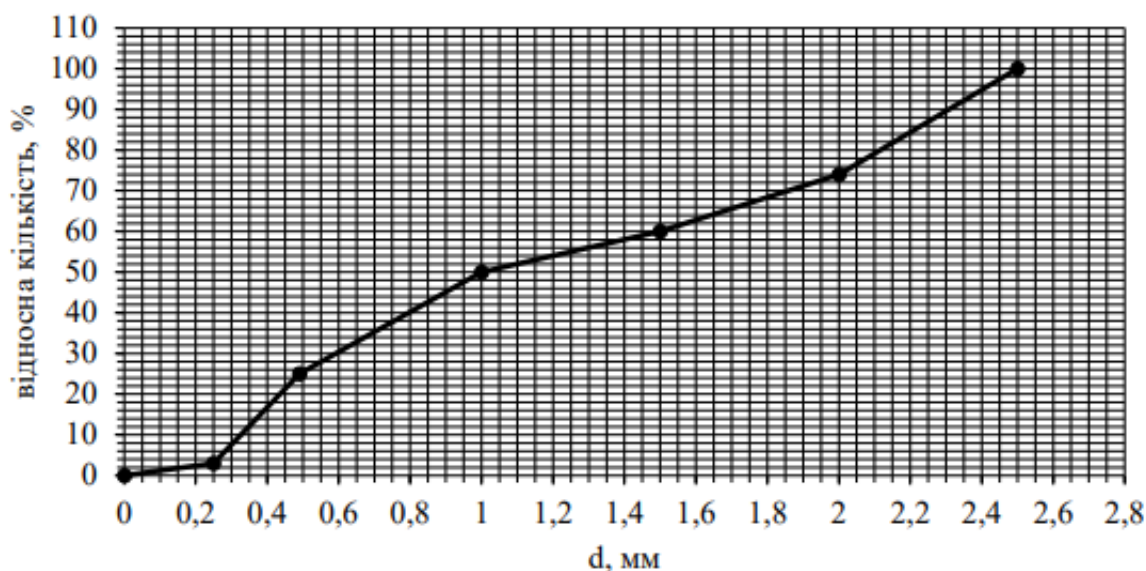


Рис. 4.1 Гранулометричний склад водоносного шару

Таблиця 4.3 Визначення розмірів отворів

Конструкція фільтру	Розмір отворів фільтру	
	$K_n \leq 2$	$K_n > 2$
з круглою перфорацією	$(2,5 \dots 3,0) \cdot d_{50}$	$(3 \dots 4) \cdot d_{50}$
з щелинами	$(1,25 \dots 1,5) \cdot d_{50}$	$(1,5 \dots 2) \cdot d_{50}$
сітчасті	$(1,5 \dots 2) \cdot d_{50}$	$(2 \dots 3) \cdot d_{50}$
дротяні	$1,25 \cdot d_{50}$	$1,5 \cdot d_{50}$

4.4 Підбір насосного обладнання у свердловини

Виконуємо підбір насосного обладнання за годинною розрахунковою витратою ($q_{\text{ср}}$) та необхідним напором.

Насосна витрата за одну годину:

$$\frac{q_{\text{ср}}}{24} = \frac{212}{24} = 8,83 \frac{\text{м}^3}{\text{год}}, \quad (4.19)$$

Необхідний напір знаходимо за виразом:

$$H_p = H_{\text{geo}} + H_{\text{тр}} + H_f, \quad (4.20)$$

$$H_p = (20 - 13,51 - 1,5) + 1,99 + 1 = 7,98 \text{ м}$$

де H_p – напір насоса (розрахунковий), м; H_{geo} – геодезична висота подачі води, від динамічного рівня підземних вод до відмітки скидного отвору відповідного трубопроводу, м; H_f – величина надлишкового напору, який потрібен для роботи

трубопроводної мережі закритого типу $H_f = 1,0$ м; $H_{тр}$ – втрати напору в самому трубопроводі від насосного обладнання до місця скиду, м.

Вода у водопідіймальній трубі повинна рухатися в межах допустимої швидкості 0,7 ... 2,0 м/с.

$$H_{тр} = k_s \sum (l * i), \quad (4.21)$$

де l – довжина трубопроводу від насосного обладнання до скидного колодязя, м;

k_s – коеф. місцевих втрат напору, приймається 1,2;

i – питомі втрати напору в трубопроводі, знаходяться за табл. Шевелева;

$$H_{тр} = 1,2 * 1,09 = 1,308.$$

Витрати однієї свердловини в л/с:

$$q_{\frac{ср}{с}} = \frac{q_{ср}}{3,6}, \quad (4.22)$$

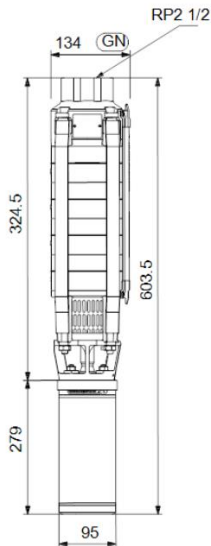
$$q_{\frac{ср}{с}} = \frac{9,69}{3,6} = 2,45 \text{ л/с.}$$

Визначаємо втрати напору на ділянках, що проходять до найвіддаленішої свердловини і заносимо дані в таблицю 4.4:

Таблиця 4.4 Розрахунок втрат напору

№	Відстань, м	Витрата, л/с	Швидкість, м/с	Діаметр, мм	Питомі втрати напору, м/м	Втрати напору, м
4-5	4,99	2,45	1,3	63	0,036	0,78
	21		0,916	75	0,0158	0,33
5-6	21,7	4,9	1,18	90	0,022	0,48
6-К	23,4	7,35	1,16	110	0,0172	0,4
					$\sum (l * i) = 1,99$	

Робимо підбір насосного обладнання зануреного типу компанії Grundfos за витратою 8,82 м³/год, та необхідним напором 8. Вибираємо найбільш економічний за витратою електроенергії. Підібраний насос SP 18-1.



Занурені свердловинні насоси

SP 18-1

Номер 92952532

Підходить для

- [Добриво і фертигація](#)
- [Controls & Digital Groundwater Management](#)
- [Крапельне/Мікрозрошення](#)

[Далі](#)

Занурені насоси з нержавіючої сталі EN 1.4301 (AISI304). EN 1.4401 (AISI 316). EN 1.4539 (AISI 904L). Основне застосування: ґрунтові води, зрошення, гірнича справа, фонтани, прибережні установки тощо.

Рис. 4.2 Основні параметри насосу.

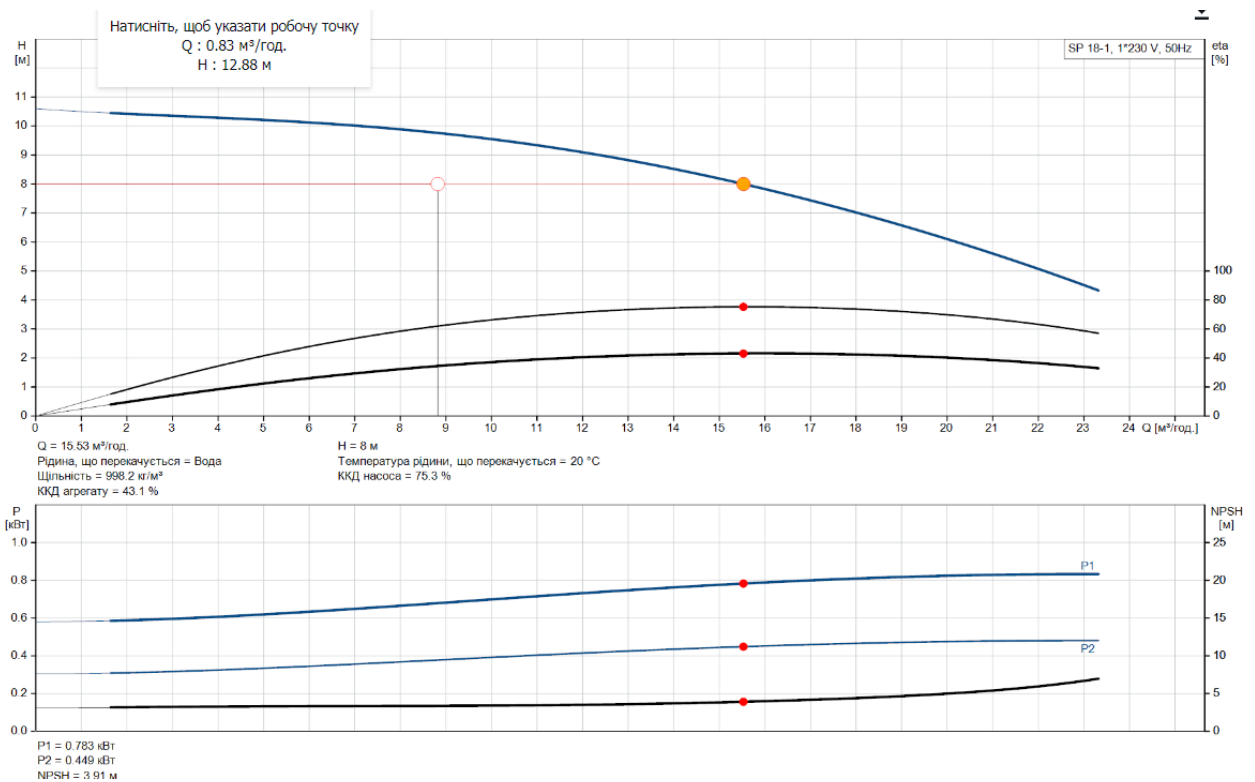


Рис. 4.3 Робочі характеристики насосу SP 18-1

4.5 Розрахунок діаметру обсадної колони

Обсадна колона у вертикальній свердловині – це конструктивний елемент, що представляє собою трубу або систему труб, які встановлюються вздовж стінок

свердловини. Її основні функції – забезпечити стабільність свердловини, запобігти обваленню стінок і захистити від проникнення забруднень із поверхні. Колону також використовують для ізоляції водоносних горизонтів різного складу та тиску, а також для фіксації фільтрувальних елементів, якщо вони застосовуються в конструкції.

Основні елементи обсадної колони:

- Труби обсадної колони — з'єднуються між собою і встановлюються по всій глибині свердловини.
- Цементування — обсадні труби часто фіксують за допомогою цементного розчину, який заливається між стінками свердловини і трубою для додаткової герметизації та стабільності.
- Фільтрувальний елемент — може розміщуватись у нижній частині обсадної колони для захисту від проникнення піску та дрібних частинок у водозабір.

Внутрішній діаметр експлуатаційної обсадної колони має перевищувати діаметр насосного агрегату на 50 мм і бути на 100 мм більшим за діаметр фільтра, що застосовується при роторному методі буріння. Також діаметр повинен дозволяти проходження бурового долота для облаштування фільтраційної колони або наступної обсадної труби, забезпечуючи зазор 3–5 мм між долотом і стінками труби. Повинні виконуватись умови:

$$d_{\text{тр}}^{\text{BH}} = d_{\text{н}} + 50, \quad (4.23)$$

$$d_{\text{тр}}^{\text{BH}} = 134 + 50 = 184 \text{ мм.}$$

Роторний спосіб:

$$d_{\text{тр}}^{\text{BH}} = D_{\text{ф}} + 100, \quad (4.24)$$

$$d_{\text{тр}}^{\text{BH}} = 114 + 100 = 224 \text{ мм.}$$

де $d_{\text{тр}}^{\text{BH}}$ – внутрішній діаметр колони, яка експлуатується; $d_{\text{н}}$ – зовнішній діаметр насоса; $D_{\text{ф}}$ – зв. діаметр фільтра.

Із двох розрахованих випадків приймається більше значення, 224 мм. стандартний внутрішній діаметр труби за ДСТУ 8932:2019 Труби обсадні та муфти до них. Технічні умови (табл. 4.5) – 273 мм.

Таблиця 4.5 Стандартні обсадні труби з муфтовими з'єднаннями

Умовний діаметр труби, мм	Труба			Муфта	
	Зовнішній діаметр, мм	Внутрішній діаметр, мм	Маса 1 п.м., кг	Зовнішній діаметр, мм	Маса, кг
114	114,3	102,3...98,3	16,0...20,9	127,0	3,7
146	146	133,0...124,0	20,7...36,6	166,0	8,0
168	168,3	153,7...144,3	29,0...46,2	187,7	9,1
219	219,1	205,1...195,1	36,6...61,3	244,5	16,2
273	273,1	259,1...249,1	45,9...77,2	298,5	20,7
324	323,9	305,9...299,9	70,1...92,6	351,0	23,4

Діаметр долота який потрібен для буріння отвору під експлуатаційну колону визначається з урахування діаметру муфти, що з'єднує експлуатаційні колони, розраховується за ф. та приймається більше значення D_d :

$$d_d = d_m + 2 * \delta, \quad (4.25)$$

$$d_d = 298,5 + 2 * 24 = 346 \text{ мм},$$

де d_m – діаметр муфти обсадної колони (зовнішній) із табл.3, мм; δ – проміжок між стінкою свердловини та долотом для буріння, приймається із таблиці 4.6.

Таблиця 4.6 Діаметри долота, проміжок між долотом та обсадною трубою

Діаметр обсадної труби, мм	146	168	219	273	325	377	426	478
Діаметр долота, мм	197 215,9	243; 269; 295	269 295, 320	346, 394	394, 445	445, 490	490, 540	603
δ , мм	15,5	30 53,5	26 51,5	24 47	21,5 47	21,5 47	19,5 44,5	50

Виконується креслення генерального плану, виконуємо підбір обладнання в підземну камеру свердловини, та побудуємо геологічний розріз свердловини №3.

РОЗДІЛ 5:
ПРОТИПАВОДКОВИЙ ЗАХИСТ НАСЕЛЕНОГО
ПУНКТУ ВІД ЗАТОПЛЕННЯ

Консультант /Величко С.В./

5.1 Система протипаводкового захисту

Протипаводковий захист – комплекс заходів, основною задачею якого є зменшення кількості повеней, для низько розташованих територій та прибережних зон. Однією із таких систем є – польдерна система.

Польдер – штучно осушена територія для ведення сільського господарства чи створення нових поселень. До основних елементів такої системи входять:

- захисні дамби по периметру території польдера, які захищають її від потрапляння паводкових вод з різного типу водойм;
- водовипуски, трубчаті регулятори, котрій слугують для транспортування і скидання надлишкових вод в водоток в межений період;
- насосні станції – котрі слугують для перекачування і відкачування надлишкової води з польдера під час паводку в річці;
- регулюючі басейни при насосній станції, для врегулювання роботи насосів;
- споруди для електропостачання та інших комунікацій;
- магістральні канали.

Приклад схеми польдерної системи зображена на рис.5.1.

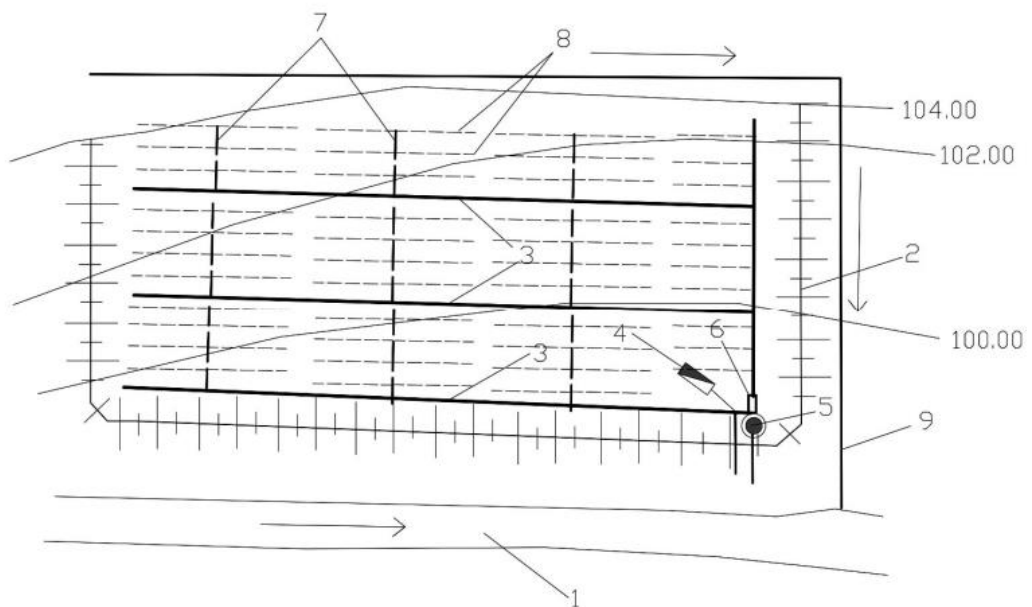


Рис. 5.1 Схема польдерної системи; 1 – водоприймач 2 – дамба обвалювання; 3 – підвідні канали; 4 – шлюз регулятор; 5 – насосна станція; 6 – регулюючий басейн; 8 – дрени; 9 – нагінний канал.

5.2 Максимальний рівень води в річці з урахування звуження заплави

Максимальний рівень води в річці з урахуванням звуження заплави – визначається у двох перерізах, а саме на початку та в кінці ділянки території, що захищається. Для розрахунку застосовуються формули рівномірного руху води для відкритого русла, а також виконують гідравлічний розрахунок паводкової витрати, яку потрібно пропустити через початковий і кінцевий створи.

$$R = \frac{\omega}{\chi}, \quad (5.1)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{0,166}, \quad (5.2)$$

$$v = C\sqrt{Ri}, \quad (5.3)$$

$$Q = v * \omega, \quad (5.4)$$

де C – швидкісний коеф.; n – коефіцієнт шорсткості (у руслі) приймається в межах 0,04...0,05 на заплаві, та 0,03 в руслі; R – гідравлічний радіус; v – швидкість води; i – значення похилу дна в каналі; Q – витрата воли в руслі;

Знаходимо значення похилу дна:

$$i = \frac{H_{II} - H_I}{l}, \quad (5.5)$$

де H_I , H_{II} – відмітки дна, у перерізах на початку та в кінці ділянки що піддається захисту;

l – величина довжини частини річки, на які проектується захисні споруди (вимірюється на плані);

$$i = \frac{120 - 118,2}{3133} = 0,0006.$$

Розрахунки в обох перерізах проводяться з урахуванням дамби там без неї, заносяться в таблицю 5.1 За розрахованими значеннями будуюмо графіки залежності (Q) від (H), рис. 5.2, 5.3.

Таблиця 5.1 Розрахунки верхнього на нижнього перерізів

переріз I-I							
Відмітки	w	x	R	n	C	V	Q
118,2	0	0	0	0	0	0	0
119,2	10	20	0,5	0,03	29,71035	0,514598	5,145984
119,7	277,5	650	0,426923	0,05	17,36473	0,277919	77,12256
переріз I-I з дамбою							
Відмітки	w	x	R	n	C	V	Q
118,2	0	0	0	0	0	0	0
119,2	10	20	0,5	0,03	29,71035	0,514598	5,145984
119,7	185	500	0,37	0,05	16,9571	0,252655	46,74118
120,2	445	540	0,824074	0,05	19,3678	0,430665	191,6457
переріз II-II							
Відмітки	w	x	R	n	C	V	Q
120	0	0	0	0	0	0	0
121	20	40	0,5	0,03	29,71035	0,514598	10,29197
121,3	102,5	510	0,20098	0,05	15,32334	0,16827	17,24765
122,3	652,5	590	1,105932	0,05	20,3371	0,523876	341,8293
переріз II-II з дамбою							
Відмітки	w	x	R	n	C	V	Q
120	0	0	0	0	0	0	0
121	20	40	0,5	0,03	29,71035	0,514598	10,29197
121,3	97	460	0,21087	0,05	15,44601	0,17374	16,85274
122,3	577	500	1,154	0,05	20,48124	0,538933	310,9643

Визначаємо величину відмітки затоплення при розрахунковій витраті $60 \text{ м}^3/\text{с}$, з графіків в обох перерізах з дамбою. В перерізі I-I відмітка 119,75; в II-II 121,50.

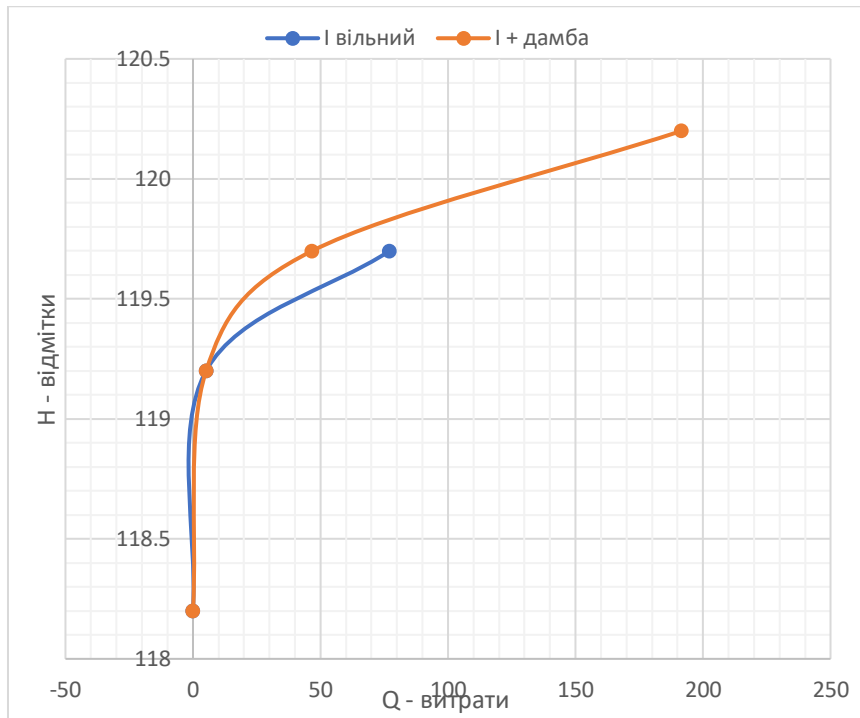


Рис. 5.2 Графік залежності в першому перерізі

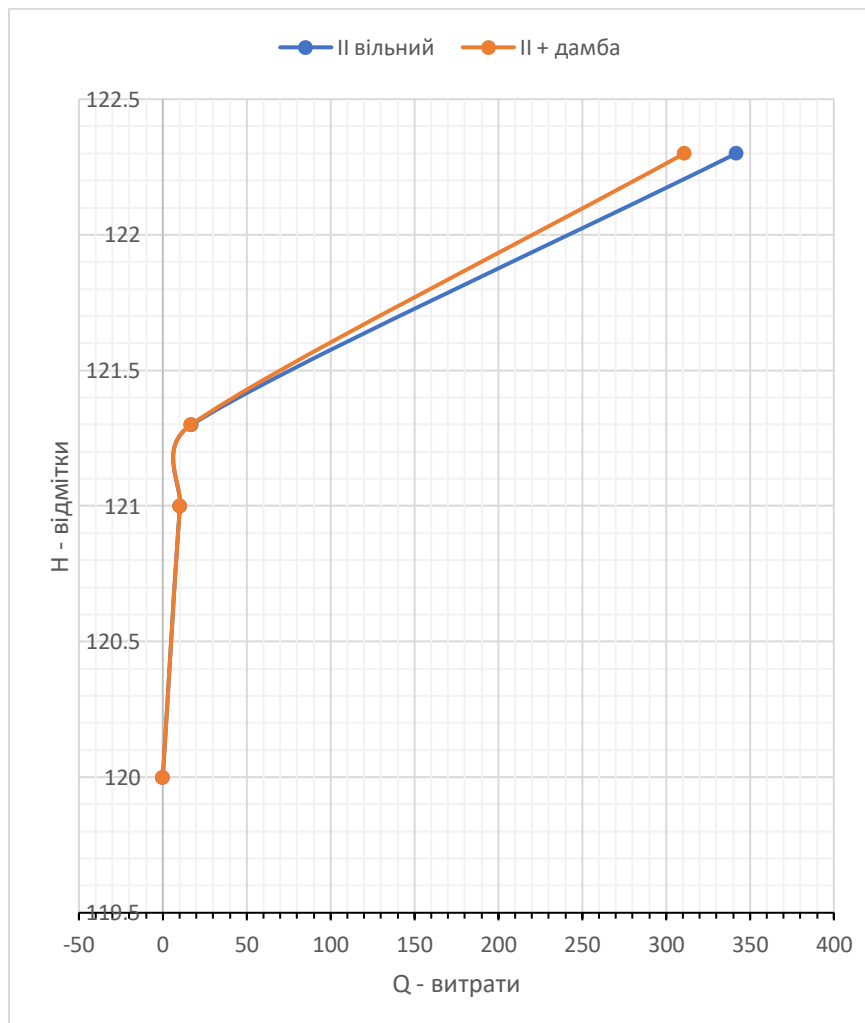


Рис. 5.3 Графік залежності в другому перерізі

5.3 Захист основи дамби від розмиву

Визначаємо відмітки гребеня H_{Γ} для частини дамби, яка не затоплюється в обох перерізах:

$$H_{\Gamma} = H_{1\%} + \Delta h_{set} + \Delta h_{run} + a, \quad (5.6)$$

де $\Delta h_{set} + \Delta h_{run} = 0,1$;

$H_{1\%}$ – максимальний рівень води розрахункової забезпеченості в річці біля дамби з урахуванням звуження заплави, м;

Δh_{set} – висота вітрової хвилі, м;

Δh_{run} – висота нахату, м;

$a = 0,5$ м. – запас перевищення гребеня;

Переріз 1-1

$$H_{\Gamma I} = 119,75 + 0,1 + 0,5 = 120,35;$$

Переріз 2-2

$$H_{\Gamma II} = 121,5 + 0,1 + 0,5 = 122,1.$$

Знаходимо значення глибини води, при процесі розмиву дамби:

$$H = \left(\frac{q}{W} \right)^{\frac{1}{1+x}}, \quad (5.7)$$

де q – питомі витрати на території, яка періодично затоплюється, м²/с, які розраховуються за формулою:

$$q = v_n h_n, \quad (5.8)$$

де v_n і h_n – величини швидкості та глибини поблизу основи дамби, при $H_{1\%}$;

$$v_n = v * \left(\frac{h_n}{H_n} \right)^{2/3}, \quad (5.9)$$

де $v = 0,25$ м/с – середня швидкість течії в переріз;

H_n – глибина від відмітки гребеня $H_{1\%}$ до дна, м, тоді:

$$v_n = 0,25 * \left(\frac{1}{2,1} \right)^{2/3} = 0,15 \frac{\text{м}}{\text{с}}.$$

W, x – параметри з рівняння нерозмиваючих паводкових швидкостей у природньому руслі (визначаються для обох перерізів із врахуванням дамби):

$$W_{1,2} = 0,54(d_{30} + 0,05)^{0,27} * f_1(\theta) * f_2(\beta) * f_3(\tau) * f_4(\varepsilon), \quad (5.10)$$

$$x_{1,2} = \frac{0,45}{(d_{30} + 0,35)^{0,1}}, \quad (5.11)$$

де d_{30} – діаметр відкладень у руслі річки частка яких становить 30%;

$f_1(\theta) = 1$; $f_2(\beta) = 1$; $f_3(\tau) = 1,1$; $f_4(\varepsilon) = 1$ – коефіцієнти функцій, які враховують показники впливу на потік річки;

Тоді W за (5.10):

$$W_1 = 0,54(1,8 + 0,05)^{0,27} * 1 * 1 * 1,1 * 1 = 0,7;$$

$$W_2 = 0,54(0,65 + 0,05)^{0,27} * 1 * 1 * 1,1 * 1 = 0,54.$$

x – для обох перерізів за (5.11):

$$x_1 = \frac{0,45}{(1,8 + 0,35)^{0,1}} = 0,41;$$

$$x_2 = \frac{0,45}{(0,65 + 0,35)^{0,1}} = 0,45.$$

Визначивши всі потрібні величини знаходимо глибини при розмиві для обох перерізів за (5.7):

$$H_I = \left(\frac{0,15}{0,7} \right)^{\frac{1}{1+0,41}} = 0,335 \text{ м};$$

$$H_I = \left(\frac{0,15}{0,54} \right)^{\frac{1}{1+0,45}} = 0,413 \text{ м}.$$

Кріплення верхнього та нижнього укосів дамби обвалювання приймаємо біологічного типу у вигляді посіву трав шаром 20 см.

5.4 Розрахунок магістрального каналу

Вода з усієї системи збирається у магістральний канал, а далі відводиться на територію регулюючого басейну. Канал проводиться по найнижчих відмітках рельєфу із попередньо прийнятим похилом 0,0006. Переріз каналу приймається трапецеїдальної форми із шириною по дну не менше 1,0 м. із закладанням укосів, котрі визначаються за таблицею 2.6 ДБН В.2.4-1-99 (15).

Знаходимо глибину каналу, котра залежить від величини паводкової витрати:

$$H_{МК} = h_p + (0,7 \dots 1,0), \quad (5.12)$$

h_p – значення глибини наповнення каналу під час паводку.

Проводимо гідравлічний розрахунок магістрального каналу. Визначаємо значення глибини наповнення каналу за формулами рівномірного руху рідини та вносимо дані в таблицю 5.2

Розрахункові формули (5.12, 5.13, 5.1, 5.2, 5.3, 5.4)

$$W = 0.5 * (b + 2 * h * m + b) * h, \quad (5.13)$$

$$\chi = b + 2(h^2 + (h * m)^2)^{0.5}, \quad (5.14)$$

Таблиця 5.2 Гідравлічний розрахунок каналу

h, м	b, м	m	W	χ	R	n	i	C	v	Q
0,10	1,00	1,50	0,115	1,361	0,085	0,030	0,0007	22,119	0,170	0,020
0,20	1,00	1,50	0,260	1,721	0,151	0,030	0,0007	24,357	0,250	0,065
0,30	1,00	1,50	0,435	2,082	0,209	0,030	0,0007	25,705	0,311	0,135
0,40	1,00	1,50	0,640	2,442	0,262	0,030	0,0007	26,689	0,361	0,231
0,50	1,00	1,50	0,875	2,803	0,312	0,030	0,0007	27,476	0,406	0,355

Визначаємо загальну витрату води в каналі, м³/с:

$$Q_n = S_n q_p, \quad (5.15)$$

де S_n – площа території, з якої збирається вода в дренау, визначаємо з плану, га;

$q_p = 0,6$ л/с, – розрахунковий модуль дренажного стоку.

Витрата води для дрен:

$$Q_1 = S_1 q_p = 26,57 * 0,6 = 15,94 = \frac{15,94}{1000} = 0,0159;$$

$$Q_2 = S_2 q_p = 84,3 * 0,6 = 50,58 = \frac{50,58}{1000} = 0,051;$$

$$Q_3 = S_3 q_p = 21,4 * 0,6 = 12,84 = \frac{12,84}{1000} = 0,0128;$$

$$Q_4 = S_4 q_p = 63,5 * 0,6 = 39,3 = \frac{39,3}{1000} = 0,0393;$$

$$Q_5 = S_5 q_p = 107,5 * 0,6 = 64,5 = \frac{64,5}{1000} = 0,0645;$$

$$Q_6 = S_6 q_p = 123,67 * 0,6 = 74,2 = \frac{74,2}{1000} = 0,0742;$$

$$Q_7 = S_7 q_p = 103,84 * 0,6 = 62,3 = \frac{62,3}{1000} = 0,0623;$$

Знайдемо суму витрати:

$$\Sigma Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7, \quad (5.16)$$

$$\Sigma Q = 0,0159 + 0,051 + 0,0128 + 0,0393 + 0,0645 + 0,0742 + 0,0623 = 0,32.$$

Визначаємо відмітки землі в кінці кожної дрени:

$$H_{др} = H_{зем.} - 0,8 - \Delta h, \quad (5.17)$$

де $H_{зем.}$ – відмітка на початку дрени, визначаємо з плану;

$$\Delta h = l_{др} * i, \quad (5.18)$$

$l_{др}$ – довжина дрени, починаючи від самої дальньої точки;

i – похил дрени, якщо розрахований похил менше 0,002, приймається мінімальна величина; мінімальна глибина залягання дрени відносно землі 0,8 м.

$$H_{др1} = 121,3 - 0,8 - (860 * 0,002) = 118,78;$$

$$H_{др2} = 122,8 - 0,8 - (1328 * 0,0022) = 119,08;$$

$$H_{др3} = 120,3 - 0,8 - (537 * 0,002) = 118,43;$$

$$H_{др4} = 122,3 - 0,8 - (1280 * 0,0026) = 118,17;$$

$$H_{др5} = 125,2 - 0,8 - (2538 * 0,0025) = 118,06;$$

$$H_{др6} = 124,8 - 0,8 - (2129 * 0,0028) = 118,04;$$

$$H_{др7} = 122,6 - 0,8 - (1483 * 0,0025) = 118,09.$$

Отримавши відмітки кінця дрен, приймаємо остаточні відмітки дна, опускаючи їх на 0,2 ... 0,3 нижче ніж самі дрени і прокладаємо його із проектним похилом починаючи в диктуючій точці.

Глибину каналу приймає за формулою (5.19) враховуючи глибину наповнення в паводок розраховану за ф. (5,16):

$$H_k = h_p + (0,7 \dots 1,0), \quad (5.19)$$

де $h_p = 0,48$ – за таблицею;

Мінімальна глибина каналу:

$$H_k = 0,48 + 1 = 1,48 \text{ м.}$$

Будуємо повздовжній профіль магістрального каналу та виносимо його на лист

(10).

5.5 Розрахунок регулюючого басейну

Для того щоб оптимізувати роботу системи відкачки стоку під час періоду паводків передбачається будівництво регулюючого басейну біля насосної станції. Об'єм цієї споруди складається із корисного об'єму та мертвого запасу, що повинен становити не менше 1 м. Регулююча ємність визначається як сума регулюючого об'єму басейну, а також магістрального і розподільного каналів вздовж зони поширення кривої спаду за формулою:

$$W_k = 0,9t_{\text{ц}}Q = W_1 + W_2, \quad (5.20)$$

де Q – робоча продуктивність одного агрегату (насосу), м³/с;

$t_{\text{ц}}$ – один цикл роботи, насосного обладнання (робота та перерва); (1 год. при автоматизованому процесі, в секундах)

W_1 – об'єм регулюючого басейну; W_2 – об'єм в магістральному каналі;

$$Q = \frac{Q_{\text{нс}}}{n}, \quad (5.21)$$

де n – кількість насосів, які працюють, приймаємо 1;

$Q_{\text{нс}}$ – робоча продуктивність насосної станції, котра знаходиться за формулою:

$$Q_{\text{нс}} = q_n * F, \quad (5.22)$$

$q_n = 1,2$ – модуль відкачки станції, л/с*га;

F – площа території;

Розраховуємо (5.22):

$$Q_{\text{нс}} = 1,2 * 530,78 = 636,94 = \frac{636,94}{1000} = 0,637.$$

Визначаємо (5.20):

$$W_k = 0,9 * 3600 * 0,637 = 2063,88.$$

Корисний об'єм регулюючого басейну, знаходимо із рівності (5.20):

$$\begin{aligned} W_1 &= W_k - W_2, \\ W_2 &= L_2 B_2 A, \end{aligned} \quad (5.23)$$

де $L_2 = 3133$ – величина розповсюдження кривої спаду в каналі, м;

$A = 0,3$ – амплітуда з якою відбувається відкачка;

B_2 – середня величина ширини каналу;

$$B_2 = 2 * m * h + 1,0, \quad (5.24)$$

$$B_2 = 2 * 1,5 * 0,4 + 1,0 = 2,2.$$

Знаходимо значення (5.23):

$$W_2 = 3133 * 2,2 * 0,3 = 2067,78$$

Розрахуємо W_1 :

$$W_1 = 2063,88 - 2067,78 = -3,9.$$

Отримали мінусове значення W_1 , отже приймається регулююча ємність шириною в 1м із закладання укосів 1,5 та довжиною 10 м.

5.6 Гідравлічний розрахунок трубчатого регулятора

Для того щоб відвести витрату внутрішнього стоку з території що захищається в річку в тілі дамби влаштовується трубчатий регулятор із затворами.

Конструкція трубчатого регулятора включає в себе такі основні елементи: вхідний та вихідний оголовки, затвори, частину по якій проходить вода, гасителі енергії та перехідні частини. Водопровідна частина проектується із збірних залізобетонних чи бетонних труб, які працюють або в напірному або безнапірному режимі.

Для розрахунку основних параметрів, попередньо приймаємо трубу квадратної форми висота якої становитиме, $h_T = 2,0$ м.

Знаходимо за формулою (5.25) ширину пропускної труби:

$$b_{\text{тр}} = \left(\frac{Q}{\frac{4}{h_T^{\frac{3}{2}}} \sqrt{g} \Pi_Q} \right)^{\frac{6}{7}}, \quad (5.25)$$

де $\Pi_Q = 0,42$ – витратний параметр, котрий залежить від типу оголовку, в даній споруді проектуємо оголовок порталного типу для прямокутної труби;

Якщо розраховане значення буде менше 0,8 м., тоді приймаємо ширину труби рівною цьому значенню.

$$b_{\text{тр}} = \left(\frac{0,32}{2,3^{\frac{4}{3}} * \sqrt{9,81} * 0,42} \right)^{\frac{6}{7}} = 0,13.$$

Отже, ширина труби дорівнює 0,8 м.

Знаходимо значення критичної глибини для труб прямокутного типу:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{aQ^2}{gb_{тр}^2}}, \quad (5.26)$$

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{1,1 * 0,32^2}{9,81 * 0,8^2}} = 0,26;$$

Знаходимо значення критичного похилу:

$$i_{кр} = \frac{Q^2}{\omega_{кр}^2 * C_{кр}^2 * R_{кр}}, \quad (5.27)$$

де $\omega_{кр}$ – площа при $h_{кр}$; $R_{кр}$ – гідравлічний радіус; $C_{кр}$ – коеф. Шезі;

$$\omega_{кр} = h_{кр} * b_{тр}, \quad (5.28)$$

$$\omega_{кр} = 0,26 * 0,8 = 0,208.$$

$$R_{кр} = \frac{\omega_{кр}}{\chi}, \quad (5.29)$$

$$R_{кр} = \frac{0,208}{1,11} = 0,187.$$

$$C_{кр} = \frac{R_{кр}^{1/6}}{n}, \quad (5.30)$$

$$C_{кр} = \frac{0,187^{1/6}}{0,017} = 44,5.$$

Прорахувавши всі потрібні значення підставляємо їх в (5.27):

$$i_{кр} = \frac{0,32^2}{0,208^2 * 44,5^2 * 0,187} = 0,0064.$$

$i_{тр} > i_{кр}$, $0,008 > 0,0064$ – умова виконана, тому глибину в звуженому перерізу будемо визначати за формулою:

$$h_c = (0,74 \div 0,78) * h_{кр}, \quad (5.31)$$

$$h_c = 0,78 * 0,26 = 0,203.$$

Знаходимо значення глибини води, перед спорудою трубчатого регулятора:

$$H_1 = H_{10} - \frac{\alpha v_0^2}{2g}, \quad (5.32)$$

де v_0 – швидкість з якою рухається потік води в регулюючій ємності або

підвідному каналу;

H_{10} – глибина води перед трубчатим регулятором, значення якої залежить від швидкості підходу води, м:

$$H_{10} = \left(\frac{Q}{mb_{\text{тр}}\sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (5.33)$$

$$H_{10} = \left(\frac{0,32}{0,31 * 0,8 * \sqrt{2 * 9,81}} \right)^{2/3} = 0,44.$$

Тоді за (5.32):

$$H_1 = 0,44 - \frac{1,1 * 0,48^2}{2 * 9,81} = 0,43.$$

Вираховуємо значення швидкості води у цьому перерізі:

$$V_{\text{вих}} = \frac{Q}{H_2 * b_{\text{тр}}}, \quad (5.34)$$

$$V_{\text{вих}} = \frac{0,32}{1,66 * 0,8} = 0,24.$$

Перевіряємо умови кріплення укусу:

$$1,5v_{\text{вих}} \leq v_{\text{доп}}, \quad (5.35)$$

де $v_{\text{доп}}$ – допустима нерозмиваюча швидкість потоку води для матеріалу дамби у вигляді крупного піску (0,65 м/с).

Виконуємо перевірку умови (5.35):

$$1,5 * 0,24 \leq 0,65; 0,36 \leq 0,65.$$

Умова виконується, отже додаткове кріплення укусу в нижньому б'єфі не потрібне.

РОЗДІЛ 6:
ОХОРОНА ПРАЦІ

Консультант

/Клімова І.В./

6.1 Аналіз небезпечних та шкідливих факторів

Охорона праці при будівництві гідротехнічних споруд, зокрема ґрунтової греблі з баштовим водоскидом, прокладанні мережі водовідведення, облаштуванні колекторів та дренажних свердловин, є надзвичайно важливим аспектом забезпечення безпеки робітників і захисту навколишнього середовища. В Україні охорона праці регулюється численними нормативними документами, серед яких Закони України «Про охорону праці», «Про охорону навколишнього природного середовища», Державні санітарні норми та правила. Важливими є також галузеві документи та нормативи, які визначають техніку безпеки на кожному етапі будівництва гідротехнічних споруд.

Шкідливі та небезпечні виробничі фактори	Джерела факторів (види робіт)	Кількісна оцінка	Нормативні документи
1	2	3	4
Обвалення ґрунту	Земляні роботи	Ґрунт – пісок середньої щільності, Н = 6,37 м. РГВ = 5,0 м.	ДБН А.3.2-2-2009(р.10) НПАОП 45.2-7.0212
Зсув ґрунту (сейсмонебезпечність)	Природні джерела небезпеки	6,5 балів	ДБН В.1.1-12:2018
Підвищений рівень шуму	Будівельні машини, обладнання	$L_p = 85$, дБА,	ДСН 3.3.6.037-99
Транспортні машини та їх робочі органи	Роботи з транспортування матеріалів	$V_{км/г} = 12$	ДБН А.3.2-2-2009 р.8 ДБН А.3.1-5-2016

6.2 Заходи щодо запобігання нещасним випадкам при виконанні робіт

Виконання земляних робіт

При виконанні земляних робіт на будівництві гідротехнічних споруд, для запобігання нещасних випадків слід дотримуватись заходів охорони праці таких як:

1. Підготовка працівників:

- проведення інструктажу з охорони праці, навчання правилам безпеки на робочому місці та регулярні перевірки знань.

- спеціальна підготовка працівників щодо роботи з великими обсягами ґрунту та можливих ризиків обвалів або затоплення.

2. Організація безпечного робочого місця:

- забезпечення стійкості стінок котлованів та траншей: для цього можуть застосовуватися укріплення, кріплення або зведення укосів для зменшення ризику обвалів.

- обладнання зручних і безпечних шляхів для переміщення працівників у котлованах та на робочих площадках.

3. Використання захисних споруд та засобів:

- використання тимчасових опор або захисних конструкцій для запобігання обваленню стінок траншей.

- використання шоломів, сигнальних жилетів, протиударного та водонепроникного взуття, а також інших засобів індивідуального захисту для працівників.

4. Контроль рівня ґрунтових вод та дренаж:

- здійснення дренажу та відведення ґрунтових вод для запобігання підмиванню та ослабленню ґрунту, що знижує ризик обвалів і затоплень у місцях проведення робіт.

- регулярний моніторинг рівня води і наявності просочувань, особливо в районах, де ґрунт насичений водою.

5. Слідкування за метеорологічними умовами:

- уникнення земляних робіт під час сильних опадів, які можуть підвищити ризик обвалів та затоплень.

- проведення перевірок ґрунту після дощів або сніготанення для оцінки його стабільності.

6. Своєчасне попередження працівників про небезпеку:

- використання звукових і візуальних сигналів для інформування працівників про зміну умов на робочому майданчику, наприклад, про можливі обвали.

- маркування небезпечних зон і контроль доступу до них.

7. Використання спеціалізованої техніки та її регулярний огляд:

- застосування сучасної техніки для проведення земляних робіт, що знижує фізичне навантаження на працівників і ризик нещасних випадків.

- регулярне технічне обслуговування та перевірка справності машин і обладнання, щоб уникнути аварій через поломки.

8. Організація чіткої системи спостереження та контролю:

- наявність відповідальних осіб, що контролюють безпеку на майданчику та проводять перевірки умов праці.

- регулярні обходи майданчика для виявлення та усунення потенційно небезпечних місць.

Зсув ґрунту (сейсмонебезпечність)

Зсуви ґрунту є серйозною небезпекою під час виконання будівельних робіт у зонах з підвищеною сейсмічною активністю, складними геологічними умовами, високим рівнем ґрунтових вод або несприятливим кліматом. Основні заходи охорони праці для запобігання зсувам ґрунту в таких умовах включають:

1. Попередні геологічні дослідження та оцінка ризиків:

- проведення детального геологічного і гідрогеологічного дослідження ґрунтів для визначення можливих зон зсувів.

- оцінка сейсмічної активності району і моделювання можливих сценаріїв зсувів у разі сейсмічних коливань.

- вивчення кліматичних умов, таких як сезонні дощі, танення снігу, які можуть підвищити ризик зсувів.

2. Інженерно-технічні заходи:

- укріплення схилів: встановлення підпірних стін, геосіток або анкерних систем, які стабілізують ґрунт і зменшують ризик зсувів.

- терасування: створення ступінчастих укосів для зменшення навантаження на схили і стабілізації ґрунту.

- дренажні системи: прокладання дренажу для зниження рівня ґрунтових вод, що допомагає запобігти підмиванню ґрунту та його ослабленню.

- ревіталізація ґрунту: засадження схилів рослинами з глибоким корінням, що підвищує стабільність ґрунту.

3. Контроль за рівнем ґрунтових вод та водовідведення:

- моніторинг рівня ґрунтових вод для своєчасного виявлення загрозливих змін, особливо у дощові періоди.

- використання насосного обладнання для відкачування води у випадках, коли існує ризик підвищення рівня ґрунтових вод.

4. Дотримання правил безпечного ведення земляних робіт:

5. Систематичний моніторинг стану ґрунту та умов на місці проведення робіт:

- використання сучасних технологій (таких як GPS та лазерні сканери) для моніторингу зміщень ґрунту і швидкого реагування на зміни.

- перевірка стабільності укосів після опадів, сейсмічних поштовхів або значних перепадів температури, що можуть впливати на структуру ґрунту.

6. Обмеження доступу до небезпечних зон:

- чітке маркування зон з підвищеною небезпекою зсуву і встановлення обмежень на доступ до них для сторонніх осіб та неавторизованого персоналу.

- організація постійного нагляду у таких зонах, щоб забезпечити оперативне реагування у разі виникнення надзвичайної ситуації.

Підвищений рівень шуму

Зниження рівня шуму на будівельному майданчику є важливим аспектом охорони праці, оскільки підвищений рівень шуму може негативно впливати на здоров'я працівників, викликати стрес, знижувати концентрацію та підвищувати ризик нещасних випадків. Основні заходи охорони праці щодо зниження рівня шуму включають:

1. Використання менш шумної техніки:

- застосування обладнання з низьким рівнем шуму або обладнання з шумопоглинаючими елементами.

- регулярне технічне обслуговування машин і механізмів для зменшення шуму, викликаного несправностями, тертям або вібрацією.

2. Встановлення шумозахисних бар'єрів та екранів:

- монтаж шумопоглинаючих бар'єрів або екранів навколо джерел шуму, таких як генератори, компресори, щоб обмежити поширення шуму по майданчику.

- використання мобільних шумозахисних екранів, які можна переміщати залежно від місця розташування основних джерел шуму.

3. Обмеження часу роботи шумного обладнання:

- організація роботи таким чином, щоб шумні види діяльності виконувалися в певні години, коли на майданчику менше працівників або коли шумовий вплив менш критичний.

- встановлення перерв для працівників, які піддаються впливу шуму, щоб зменшити тривалість їхнього перебування у шумному середовищі.

4. Забезпечення працівників засобами індивідуального захисту від шуму:

- забезпечення персоналу берушами або спеціальними навушниками для захисту від шуму, особливо в зонах з високим рівнем шумового навантаження.

- регулярна перевірка якості засобів індивідуального захисту та навчання працівників їх правильному використанню.

5. Планування розміщення обладнання на майданчику:

- розміщення джерел шуму (генераторів, компресорів) подалі від зон постійного перебування працівників, особливо в закритих приміщеннях, де шум посилюється через відбиття від стін.

- забезпечення достатньої відстані між шумним обладнанням та іншими робочими зонами для мінімізації шумового впливу.

б. Моніторинг рівня шуму:

- регулярне вимірювання рівня шуму на будівельному майданчику з метою своєчасного виявлення перевищення допустимих рівнів і коригування заходів безпеки.

- використання шумомірів для постійного моніторингу наявних джерел шуму та оперативного реагування на їх зміну.

Транспортні роботи

Транспортні роботи на будівельних майданчиках пов'язані з підвищеним ризиком через переміщення важкої техніки, матеріалів та персоналу. Щоб запобігти нещасним випадкам і забезпечити безпеку працівників, необхідно дотримуватися ряду заходів охорони праці:

1. Організація безпечного руху на будівельному майданчику:

- розробка плану руху техніки та працівників: визначення окремих маршрутів для техніки і піших працівників, щоб уникнути їх пересічення.

- маркування території: встановлення попереджувальних знаків, світлофорів та обмежувачів швидкості для організації безпечного руху.

- розмежування зон: визначення зон для вантаження, розвантаження та руху техніки, а також обмеження доступу до цих зон сторонніх осіб і персоналу, який не задіяний у транспортних роботах.

2. Дотримання правил безпечного керування технікою:

- водії та оператори мають бути навчені правилам безпечного керування транспортними засобами, зокрема на будівельному майданчику.

- заборона на роботу транспортних засобів із несправностями, особливо гальмівної системи, освітлення, сигналізації та пристроїв для звукового попередження.

- обмеження швидкості транспортних засобів на будівельному майданчику відповідно до умов руху та видимості.

3. Технічний огляд та обслуговування техніки:

- регулярне технічне обслуговування транспортних засобів та перевірка їхньої справності перед виїздом на будівельний майданчик.

- контроль за справністю шин, системи гальмування, рульового управління, звукової сигналізації та світлотехніки.

4. Організація безпечного навантаження та розвантаження:

- забезпечення стабільності техніки під час навантаження і розвантаження для запобігання перекиданню.

- використання надійних засобів для кріплення вантажу, щоб уникнути його падіння або зсуву під час руху.

- вантажопідйомні роботи мають виконуватися лише кваліфікованими працівниками з дотриманням допустимих норм ваги та використанням захисного обладнання.

5. Моніторинг безпеки праці:

- Призначення відповідальних осіб для контролю дотримання заходів безпеки на будівельному майданчику.

- Проведення регулярних інструктажів з охорони праці для всіх учасників транспортних робіт і працівників, які перебувають на майданчику.

Висновки

10. В атестаційній роботі було зроблено комплекс споруд для захисту від шкідливої дії води та відведення стічних вод з населеного пункту на очисні споруди також для рекреаційних цілей запроєктовано водосховище з ґрунтовою напірною спорудою.

11. Розраховані конструктивні параметри ґрунтової греблі.

12. За допомогою програмного комплексу GeoStudio розраховано положення кривої фільтрації в тілі греблі, та перевірена стійкість низового укоса двома способами: класичним способом з визначенням центрів та радіусів кривої ковзання та способом визначення початкових та кінцевих точок кривих ковзання (вхід-вихід). Розрахунки показали, що при закладанні верхового укосу 1:2.75 та низового 1: 2.25 гребля є стійкою, визначений обома способами коефіцієнт стійкості є майже однаковим.

13. Розраховано баштовий водоскид з галереєю для відведення паводкової витрати. Для гасіння енергії використано водобійний колодязь з розширенням.

14. Розрахована система водовідведення побутових та очищених промислових стічних вод населеного пункту.

15. Захист від затоплення поверхневими водами річки здійснюється протипаводковими дамбами, відведення внутрішнього стоку здійснюється закритою дренажною системою зі скидом в магістральний канал.

16. Для скиду внутрішнього дощового стоку з каналу в річки розрахований трубчатий водоскид.

17. Для пониження рівня ґрунтових вод на промпідприємстві розрахована система вертикального дренажа зі скидом дренажних вод в загальну дренажну систему.

18. Розроблено інженерні заходи з охорони праці для забезпечення безпеки під час будівництва.

Список літератури

1. *Видання*. Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В.2.4-3:2010. [Чинний від 01.12.2019] – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 37с. (Національний стандарт).
2. Хлапук М.М., Шинкарук Л.А., Дем'янюк А.В., Дмитрієва О.А. Г46 Гідротехнічні споруди: Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2013. – 241 с.
3. Гідротехнічні споруди. Грунтова гребля з баштовим водоскидом: Методичні вказівки до виконання курсового проекту/роботи/ Уклад.: С.В. Величко, О.В. Дупляк – К.: КНУБА, 2024. – 41 с.
4. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт. Розрахунки гідротехнічних споруд з використанням програмного комплексу GeoStudio/ уклад. С.В. Величкл, О.В. Дупляк . – КНУБА, 2023. – 44 с.
5. Ярошев О., Мудра К., Павлюк Н. Проект «План управління річковим басейном тиси (2025-2030) – К.: Мін. захисту довкілля та природніх ресурсів України, 2022. – 100 с.
6. *Видання*. Інженерне обладнання будинків і споруд. Труби залізобетонні безнапірні. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.5-46:2010. – [Чинний від 01.01.2012]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 87 с. (Національний стандарт України).
7. *Видання*. Інженерне обладнання будинків і споруд. Ланки залізобетонні безнапірних труб прямокутного перерізу для гідротехнічних споруд Технічні умови: ДСТУ Б В.2.5-53:2010. – [Чинний від 01.01.2012]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 21 с. (Національний стандарт України).
8. Проектування мереж водовідведення. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Мережі водовідведення»./Укладач В.П. Хоружий – Київ: КНУБА. 2023. - 64 с.
9. Водовідведення та очистка стічних вод міста: навчальний посібник / Укл.: О.А. Василенко, С.М. Епоян та ін., Київ-Харків, 2012. - 538 с.
10. Каналізація зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. ДБН В.2.5-75:2013. Міністерство регіонального розвитку,

будівництва та житлово-комунального господарства України. - Київ, 2013. – 96 с.
(Чинний від 1 січня 2014 року).

11. Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Проектування та монтаж мереж водопостачання та каналізації з пластикових труб. ДСТУ-Н Б В.2.5-40:2009 Національний стандарт України. «ІМЦ» Мінрегіонбуд України, Київ 2010. (Чинний від 01.08.2010 року).

12. Інженерний захист території. Пальдерна система: Методичні вказівки до виконання І курсового проекту з дисципліни «Гідротехнічні споруди спеціального призначення» / Уклад.: С.В. Величко, О.В. Дупляк – К.: КНУБА, 2018. – 40 с.

13. ДСТУ-Н Б В1.2-16:2013. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. К.: Мінрегіонбуд України, 2013. -37 с.

14. ДБН В1.1-25-2009. Інженерний захист території та споруд від підтоплення та затоплення. –К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 37 с.

15. ДБН В.2.4.-1-99. Меліоративні системи та споруди. – К.: Держбуд України, 2000. – 214 с.

16. Методичні вказівки до виконання розділу «Охорона праці» в дипломних проектах (роботах) бакалаврів та магістрів інженерно-будівельних спеціальностей / Уклад.: Вільсон О.Г. та ін. – К.: КНУБА, 2021. – 35 с.

17. Законодавство України про охорону праці: у 3 т. – К.: Основа, 2008.- Т.1.-368 с., Т.2-352 с., Т.3-464 с.

18. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» (НПАОП 45.2-7.02-12).

19. ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України»

20. ДСН 3.3.6.039-99 «Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації».

21. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва».