

Міністерство освіти і науки України

Національний університет водного господарства
та природокористування

Кафедра водної інженерії та водних технологій

01-01-71М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсової роботи

«Захист територій від підтоплення та затоплення» з навчальної
дисципліни «Водна інженерія та водні технології» для здобувачів
вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-
професійною програмою «Гідротехнічне будівництво, водна
інженерія та водні технології» спеціальності 194 «Гідротехнічне
будівництво, водна інженерія та водні технології»
всіх форм навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою з якості
ННІЕАВГ
Протокол № 5 від 30.12.2024 р.

Рівне – 2024

Методичні вказівки до виконання курсової роботи «Захист територій від підтоплення та затоплення» з навчальної дисципліни «Водна інженерія та водні технології» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» всіх форм навчання. [Електронне видання] / Волк П. П., Турченко В. О. – Рівне : НУВГП, 2024. – 37 с.

Укладачі: Волк П. П., д.т.н., професор кафедри водної інженерії та водних технологій; Турченко В. О., д.т.н., професор, завідувач кафедри водної інженерії та водних технологій.

Відповідальний за випуск: Турченко В. О., професор, д.т.н., завідувач кафедри водної інженерії та водних технологій.

Керівник групи забезпечення спеціальності 194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології

Клімов С. В.

Попередня версія методичних вказівок 071-184.

© П. П. Волк,
В. О. Турченко, 2024
© НУВГП, 2024

Зміст

1. Склад курсової роботи	3
3. Передмова, вибір вихідних даних.....	4
4. Методичні вказівки до виконання роботи.....	10

Склад курсової роботи

Пояснювальна записка

Вступ

1. Природно-господарська характеристика об'єкта
 2. Аналіз причин, затоплення, підтоплення та заболочення територій
 3. Водна інженерія по захисту населеного пункту від підтоплення
 - 3.1.Прогноз підтоплення території у наслідок створення водосховища
 - 3.2.Проектування та розрахунок горизонтального берегового дренажу
 - 3.3.Проектування та розрахунок берегового вертикального дренажу
 4. Розрахунок водозахисних дамб
 5. Розрахунок водовідвідної споруди
 6. Проектування поздовжнього профілю водовідвідної споруди
 7. Розрахунок спрягаючої споруди
- Використана література

Передмова, вибір вихідних даних

Методичні вказівки призначені для надання допомоги студентам всіх форм навчання за освітньо-професійною програмою "Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології", спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» в питаннях систем захисту сільськогосподарських територій, промислових комплексів і населених пунктів від негативної дії води, зокрема затоплення і підтоплення територій.

При виконанні курсової роботи студенти повинні оволодіти сучасними методами проектування та розрахунку систем захисту територій від шкідливої дії поверхневої та ґрунтової води на сільськогосподарських угіддях, територіях промислових комплексів, та населених пунктів; навчитись працювати з довідковою та нормативною літературою.

При розробці і оформленні розділів курсової роботи та її графічної частини необхідно користуватися державними та галузевими стандартами, нормативними документами (див. список літератури).

Проект складається із 23...25 листків формату А-4 текстової частини, яка ілюструється графічними додатками та таблицями. У тексті повинні бути посилання на використану літературу. Графічна частина, яка розміщена на стандартному листі формату А-2, містить план осушувальної мережі для захисту території від підтоплення в зоні високого стояння рівня ґрунтової води, або по захисту території від затоплення.

На початку проекту приводиться „Зміст”, який повинен включати перелік всіх параграфів, які розглянуті в курсовій роботі.

Вибір вихідних даних роботи

Курсова робота виконується відповідно до завдання, що розроблене на кафедрі водної інженерії та водних технологій.

Вихідні дані для розробки роботи студент зобов'язаний вибрати з таблиць що додаються відповідно свого шифру.

Шифром студента є літери алфавіту, що складають його прізвище. Якщо кількість літер в прізвищі є недостатньою для вибору всього діапазону вихідних даних, то прізвище студента знову по-

вторюється. Якщо в групі, або на потоці, є студенти з однаковим прізвищем, то для отримання завдання необхідно звернутись до викладача.

Розглянемо приклад вибору вихідних даних для виконання курсового проекту для призвіща студента ІВАНОВ (див. додаток 1).

Відповідно до літер, що складають прізвище ІВАНОВ (стовпець 1) знаходимо:

	Літери прізвища
1 Область – Чернівецька	І (II)
2 Ґрунти 1 категорії – глинисті з $K_{\phi}=0,003$ м/добу	В (III)
3 Ґрунти 2 категорії – торфові слаборозкладені з $K_{\phi}=0,8$ м/добу	А (IV)
4 Ґрунти 3 категорії – супіщані з $K_{\phi}=0,89$ м/добу	Н (V)
5 Ґрунти 4 категорії – супіщані з $K_{\phi}=3,55$ м/добу	О (VI)
6 Глибина до водотривкого шару – 10 м	В (VII)
7 Посівна витрата води у водотоці 10% забезпеченості $Q_{\text{пос } 10\%} = 3,5$ м ³ /с	І (VIII)
8 Високо літня витрата води у водотоці 10% забезпеченості $Q_{\text{вл } 10\%} = 7,7$ м ³ /с	В (IX)
9 Витрата весняної повені 10% забезпеченості $Q_{\text{вп } 10\%} = 11,5$ м ³ /с	А (X)
10 Меженна витрата 50% забезпеченості $Q_{\text{меж } 50\%} = 0,79$ м ³ /с	Н (XI)
11 № плану – 18	О (XII)

Крім того, відповідно до вказаної у завданні області з додатку 2 вибираються кліматичні показники 50% ймовірності.

- сума температур за період вегетації, °С – $\Sigma T = 2200$ °С;
- опади за рік, мм – $N_p = 690$ мм;
- шар опадів за вегетаційний період, мм – $h_{50\%} = 390$ мм;
- дефіцит вологості повітря за вегетаційний період, мм – $D_{50\%} = 760$ мм;
- глибина промерзання ґрунту, м – $H_{\text{пр}} = 0,64$ м;
- висота снігового покриву, м – $t_c = 0,55$ м.

Додаток 1.

Літера алфавіту	Область	Грунти			
		I категорія		II категорія	
		Назва	Кф, м/добу	Назва	Кф, м/добу
I	II	III		IV	
А	Волинська	глинисті	0,002	торфові слабо розклад	0,80
Б	Рівненська	суглинисті	0,009	торфові середн розклад	1,10
В	Житомирська	глинисті	0,003	торфові добре розклад	1,32
Г	Київська	суглинисті	0,008	торфові слабо розклад	0,85
Д	Чернігівська	глинисті	0,004	торфові середн розклад	1,15
Е	Сумська	суглинисті	0,007	торфові добре розклад	1,20
Є	Черкаська	глинисті	0,005	торфові слабо розклад	0,90
Ж	Вінницька	суглинисті	0,006	торфові середн розклад	1,18
З	Тернопільська	глинисті	0,003	торфові добре розклад	1,24
И	Хмельницька	суглинисті	0,005	торфові слабо розклад	0,95
І	Чернівецька	глинисті	0,004	торфові середн розклад	1,14
Ї	Волинська	суглинисті	0,006	торфові добре розклад	1,28
Й	Рівненська	глинисті	0,003	торфові слабо розклад	1,00
К	Київська	суглинисті	0,007	торфові середн розклад	1,18
Л	Львівська	глинисті	0,002	торфові слабо розклад	1,10
М	Чернігівська	суглинисті	0,008	торфові добре розклад	1,32
Н	Сумська	глинисті	0,002	торфові слабо розклад	0,80
О	Київська	суглинисті	0,007	торфові середн розклад	1,16
П	Житомирська	глинисті	0,003	торфові слабо розклад	0,85
Р	Рівненська	суглинисті	0,007	торфові слабо розклад	0,90
С	Волинська	глинисті	0,004	торфові добре розклад	1,35
Т	Полтавська	суглинисті	0,006	торфові добре розклад	1,28
У	Черкаська	глинисті	0,005	торфові середн розклад	1,17
Ф	Вінницька	суглинисті	0,005	торфові середн розклад	1,20
Х	Тернопільська	глинисті	0,002	торфові слабо розклад	0,95
Ц	Хмельницька	суглинисті	0,006	торфові слабо розклад	1,00
Ч	Чернівецька	глинисті	0,003	торфові добре розклад	1,28
Ш	Рівненська	суглинисті	0,007	торфові добре розклад	1,34
Щ	Волинська	глинисті	0,002	торфові середн розклад	1,08
Ь	Житомирська	глинисті	0,003	торфові слабо розклад	0,95
Ю	Київська	суглинисті	0,008	торфові середн розклад	1,09
Я	Тернопільська	глинисті	0,003	торфові слабо розклад	0,80

Продовження додатку 1.

Літера алфавіту	Грунти				Глибина до водо- тривкого шару, м
	III категорія		IV категорія		
	Назва	Кф, м/добу	Назва	Кф, м/добу	
I	V		VI		VII
А	піщані	2,40	піщані	4,55	5
Б	супіщані	1,55	супіщані	3,50	6
В	глинисті	0,40	супіщані	3,05	10
Г	суглинисті	0,75	супіщані	4,00	12
Д	піщані	2,45	піщані	5,00	8
Е	супіщані	0,86	піщані	6,50	7
Є	суглинисті	0,74	піщані	5,45	11
Ж	глинисті	0,45	піщані	7,00	8
З	піщані	2,35	піщані	7,77	6
И	супіщані	0,85	піщані	6,56	5
І	глинисті	0,50	супіщані	3,45	10
Ї	суглинисті	0,76	піщані	6,11	12
Й	піщані	2,28	супіщані	2,76	11
К	супіщані	0,87	піщані	5,32	7
Л	суглинисті	0,78	піщані	4,09	6
М	піщані	2,23	піщані	5,81	8
Н	супіщані	0,89	супіщані	2,44	12
О	легкосугл.	0,80	супіщані	3,55	14
П	піщані	2,22	піщані	6,76	6
Р	супіщані	1,92	супіщані	3,87	10
С	суглинисті	0,65	супіщані	2,43	7
Т	глинисті	0,52	супіщані	3,16	12
У	піщані	2,24	піщані	5,44	6
Ф	супіщані	1,00	супіщані	3,67	8
Х	суглинисті	0,70	піщані	6,76	11
Ц	глинисті	0,54	піщані	4,76	5
Ч	піщані	2,26	піщані	5,00	7
Ш	супіщані	0,98	піщані	4,50	10
Щ	глинисті	0,58	піщані	5,35	6
Ь	піщані	2,50	піщані	4,85	7
Ю	суглинисті	0,72	супіщані	3,67	12
Я	піщані	1,31	супіщані	2,84	8

Продовження додатку 1.

Літера алфавіту	Витрата, м ³ /с				
	Q _{пос}	Q _{в.л.}	Q _{в.п.}	Q _{меж}	№ плану
I	VIII	IX	X	XI	XII
A	2,5	8,0	11,5	0,50	1
B	2,6	7,9	10,6	0,55	2
B	2,7	7,7	11,0	0,56	3
Г	2,8	7,8	9,6	0,57	4
Д	2,9	7,6	10,0	0,58	5
Е	3,0	7,5	9,7	0,59	6
Є	3,1	7,4	8,9	0,60	7
Ж	3,2	7,3	12,0	0,61	8
З	3,3	7,2	11,7	0,62	9
И	3,4	7,1	11,1	0,63	10
I	3,5	7,0	10,1	0,64	11
İ	3,6	6,8	12,0	0,65	12
Й	3,7	6,4	9,0	0,66	13
К	3,8	6,2	9,9	0,67	14
Л	3,9	6,0	9,5	0,68	15
М	4,0	6,0	9,4	0,80	16
Н	3,8	6,1	9,7	0,79	17
О	3,9	6,2	10,0	0,78	18
П	3,7	6,3	11,4	0,77	19
Р	3,6	6,4	12,1	0,76	20
С	3,5	6,5	12,4	0,75	21
Т	3,4	6,6	11,3	0,74	22
У	3,3	6,7	11,0	0,73	23
Ф	3,2	6,8	10,4	0,72	24
Х	3,1	6,9	10,6	0,71	25
Ц	3,0	7,0	9,7	0,70	26
Ч	2,9	7,1	10,0	0,52	27
Ш	2,7	7,2	9,1	0,54	28
Щ	2,6	7,3	9,0	0,56	29
Ъ	2,9	7,5	10,0	0,52	30
Ю	2,5	7,4	8,9	0,58	31
Я	2,4	7,5	8,8	0,60	32

Вихідні кліматичні дані по областях України (р=50 %)

№ з/п	Область	Показники					
		ΣТ°С	Опади за рік, мм	Шар опадів за вегетацію, мм	Дефіцит вологості, мм	Глибина промерзання ґрунту, м	Висота снігового покриву, м
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Чернігівська	2550	580	380	760	0,79	0,62
2	Сумська	2450	550	360	750	0,68	0,48
3	Київська	2450	550	340	740	0,75	0,56
4	Житомирська	2475	580	320	720	0,74	0,62
5	Рівненська	2450	620	320	720	0,76	0,58
6	Волинська	2450	630	320	720	0,78	0,58
7	Львівська	2350	750	380	780	0,72	0,55
8	Полтавська	2450	560	310	760	0,68	0,45
9	Черкаська	2700	570	320	740	0,65	0,42
10	Вінницька	2750	560	340	730	0,64	0,48
11	Тернопільська	2500	620	380	780	0,67	0,54
12	Хмельницька	2600	590	390	780	0,66	0,52
13	Чернівецька	2200	690	390	760	0,64	0,55

Оформлення роботи

Пояснювальна записка оформляється на стандартних листах формату А4 (210×297 мм). На сторінках тексту відповідно до ЄСКД робляться рамки з дотриманням полів: зліва - 25 мм, справа - 10 мм, зверху - 20 мм, знизу - 25 мм.

Всі сторінки тексту повинні бути пронумеровані. Першою сторінкою вважається титульний лист, на ній цифра „1” не проставляється. На наступній сторінці проставляється цифра „2” і т.д. Номер слід ставити у відповідному „вікні” штампу, який знаходиться в нижній частині рамки.

На плані М 1:10000 об'єкта показують прийняті інженерні рішення по захисту території від шкідливої дії поверхневої та ґрунтової води: огорожувальна, водоскидна мережа і як, варіант №1, горизонтальний та варіант №2, вертикальний дренаж.

Поздовжні профілі виконуються в масштабі M_r 1:10000 та M_v 1:100 у загальноприйнятих умовних позначках.

Рекомендована література приведена в кінці методичних вказівок.

Головні вимоги, які пред'являються до оформлення роботи – акуратність виконання та правильне рішення конкретних питань.

Методичні вказівки до виконання роботи

Вступ

Слід коротко викласти наслідки негативної дії надлишкової води, яка спонукає затоплення, підтоплення та заболочення території, а також цілі та задачі, що вирішуються проектом.

1. Природно-господарська характеристика об'єкта

Слід вказати характеристику об'єкта, його місцезнаходження, площу, віддаль від залізничної станції, центральної садиби, райцентру тощо. Коротко привести загальні природні умови (кліматичні, гідрологічні, гідрогеологічні, ґрунтові, топографічні). Привести дані по побудованому ставку. Ці дані беруться з довідкової літератури та завдання на проект.

Вказати негативний вплив надлишкової води в зоні розміщення об'єкта.

2. Захист від підтоплення та затоплення сільськогосподарських угідь населених пунктів промислових та будівельних майданчиків населених пунктів

Підтоплення – підняття РГВ до поверхні, вище необхідної норми осушення, викликане цілим комплексом, або окремими причинами.

Затоплення – покриття поверхні ґрунту шаром води під час повені, паводків, або після будівництва водонапірних споруд на річці.

2.1. Аналіз причин, які породжують затоплення, підтоплення та заболочення територій

Підтоплення та заболочування територій спричиняється як природними, так і антропогенними факторами або причинами.

Причини надмірного перезволоження земель тісно пов'язані з типами водного живлення даної території.

Типи водного живлення: атмосферний, наливний алювіальний, ґрунтовий (безнапірний або напірний), наливний делювіальний.

Природні причини надмірного перезволоження:

а) слабкий відтік поверхневої води (утворення верховодки, затоплення територій в мікропониженнях);

б) мала пропускну здібність існуючого водотоку (затоплення поіменних земель);

в) слабкий відтік ґрунтової води (високе стояння РГВ);

г) перезволоження за рахунок значного надходження води із схилів (посилює дію вище вказаних причин).

Антропогенні фактори можуть виникати через:

а) погіршення умов відтоку зливових і тало-дошових вод;

б) підтоплення територій через погіршення умов стоку поверхневих вод;

в) будівництво водосховищ біля населених і промислових районів.

г) не виконання вимог нормальної експлуатації водних комунікацій.

Аналізуючи природно-кліматичні умови району в цьому розділі студент повинен дати детальнішу характеристику причин, які призводять до підтоплення території, обґрунтувати прийняті рішення.

3. Водна інженерія по захисту населеного пункту від підтоплення

3.1. Прогноз підтоплення території у наслідок створення водосховища

При створенні водосховища відбувається підйом рівня води у заплаві річки, який перешкоджає вільному відтоку ґрунтових вод з території і створює їх підпір. Через певний термін експлуатації водосховища внаслідок інфільтрації відбувається приплив води на територію, підйом ґрунтових вод та підтоплення території.

В прикладі розглядається можливе підтоплення с. Травневе з боку водосховища. З цією метою виконуємо розрахунки, які дають змогу оцінити ступінь підтоплення населеного пункту через певний термін експлуатації водосховища. Розрахунки проводимо відповідно до схеми, яка наведена на рис. 3.1.

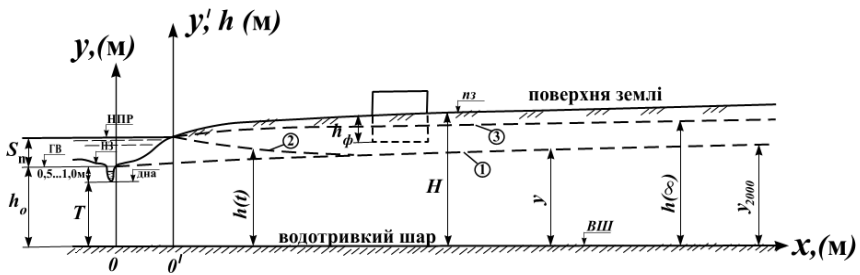


Рис. 3.1. Розрахункова схема до оцінки підтоплення території з сторони водосховища:

- ① - положення РГВ до підйому рівня води у водосховищі;
- ② - положення РГВ в момент часу t після підняття рівня води у водосховищі; ③ - кінцеве ($t = \infty$) положення РГВ.

Вихідні дані до розрахунку:

- ґрунти прибережної зони;
- коефіцієнт фільтрації ґрунтів K_ϕ , м/добу;
- глибина залягання водотривкого шару T , м;
- коефіцієнт нестачі насичення ґрунту водою, який становить 0,03...0,04.

Попередньо визначаємо слідуючі характеристики:

- позначку дна в існуючому водотоці:

$$\downarrow \text{дна} = \downarrow 1 - \Delta h - h_B,$$

де $\downarrow 1$ – відмітка корінного берега річки по лінії 1-1; Δh – перепад між горизонтом води у водотоці та корінним берегом річки; h_B – глибина води у водотоці;

- позначку горизонту води у водотоці у побутовий період:

$$\downarrow \text{ГВ} = \downarrow \text{дна} + h_B,$$

- величину підняття рівня води у водотоці після будівництва водосховища:

$$S_n = \downarrow \text{НПР} - \downarrow \text{ГВ},$$

- відстань від водотривкого шару до горизонту води у водотоці:

$$h_o = T + h_B,$$

де T – глибина залягання водотривкого шару; h_B – глибина води в річці;

- ординату депресій кривої на відстані 2000 м, яка за даними вишукувань буде становити:

$$y_{2000} = h_0 + (3...5), \text{ м.}$$

Мета розрахунку – встановити положення рівня ґрунтових вод під час його стабілізації через рік після створення водосховища ($t = 365$ діб) і при значному терміні експлуатації водосховища ($t = \infty$). При розрахунках допускається, що підняття рівня ґрунтових вод є миттєвим і положення водотривкого шару є горизонтальне.

Порядок розрахунку:

1. Визначаємо модуль побутової витрати води, що поступає до водотоку:

$$q = K_\phi \cdot \frac{y_{2000}^2 - h_o^2}{2 \cdot L}, \text{ м}^3/\text{добу на 1 п.м.}$$

де $L = 2000\text{м}$ – відстань до ординати y_{2000} .

2. Визначаємо ординати депресійної кривої на певній віддалі X від горизонту води у водосховищі:

$$y = \sqrt{h_o^2 + \frac{2 \cdot q}{K_\phi} \cdot x}, \text{ м}$$

3. Визначаємо прогнозне положення рівня ґрунтових вод після підняття води у водосховищі:

$$h_l = \sqrt{y_{2000}^2 + (h_o + S_n)^2} - h_o^2, \text{ м.}$$

4. Знаходимо потужність водоносного шару:

$$h_c = 0,5 \cdot (h_o + S_n + h_l), \text{ м}$$

5. Визначаємо положення рівня ґрунтових вод в момент часу, що становить 365 днів з початку підйому води у водосховищі:

$$h_{365} = h_0 + \frac{q}{K_\phi \cdot h_c} \cdot x + S_n \cdot (1 - \text{erf}z), \text{ м}$$

де параметри z і a відповідно визначаються:

$$z = \frac{x}{2 \cdot \sqrt{a \cdot t}};$$

$$a = \frac{K_{\phi} \cdot h_c}{\beta}$$

Значення функції *erfz* в залежності від величини *z* наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Значення функції *erfz*

z	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,6	1,7	1,8	2,0	2,2
erf z	0,1	0,2	0,31	0,42	0,5	0,58	0,65	0,73	0,77	0,83	0,9	0,94	0,97	0,98	0,99	1,0

6. Розраховуємо положення рівня ґрунтових вод при значному терміні експлуатації водосховища:

$$h_{\infty} = h_o + S_n + \frac{q}{K_{\phi} \cdot h_c} \cdot x, \text{ м.}$$

Розрахунки положення рівня ґрунтових вод до і після будівництва водосховища зводимо в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Положення рівня ґрунтових вод до і після будівництва водосховища

<i>x</i>	100	200	500	1000	1500	2000
<i>y</i>	v	v	v	v	v	v
<i>h_l</i>	v					
<i>h_c</i>	v					
<i>a</i>	v					
<i>z</i>	v	v	v	v	v	v
<i>erfz</i>	v	v	v	v	v	v
<i>h₃₆₅</i>	v	v	v	v	v	v
<i>h_∞</i>	v	v	v	v	v	v

7. За даними табл. 3.2 будуємо положення рівня ґрунтових вод до і після будівництва водосховища (рис. 3.1). З графіка визначаємо можливість підтоплення споруд в населеному пункті після будівництва водосховища.

Приклад розрахунку.

- ґрунти прибережної зони - супіщані;
- коефіцієнт фільтрації ґрунтів - $K_{\phi} = 4,44$ м/добу;
- глибина залягання водотривкого шару $T = 7,0$ м.

Визначаємо:

- позначку дна в існуючому водотоці:

$$\downarrow \text{дна} = \downarrow 1 - \Delta h - h_B = 29 - 0,6 - 0,8 = 27,6 \text{ м,}$$

- позначку побутового горизонту води у водотоці:

$$\downarrow \text{ГВ} = \downarrow \text{дна} + h_B = 27,6 + 0,8 = 28,4 \text{ м,}$$

- величину підняття рівня води в водотоці після будівництва водосховища:

$$S_n = \downarrow \text{НПП} - \downarrow \text{ГВ} = 32,2 - 28,4 = 3,8 \text{ м.}$$

- відстань від водотривкого шару до горизонту води у водотоці:

$$h_o = T + h_B = 7,0 + 0,8 = 7,8 \text{ м.}$$

- позначку залягання водотривкого шару:

$$\downarrow \text{ВШ} = \downarrow \text{ГВ} - h_o = 28,4 - 7,8 = 20,6 \text{ м.}$$

- ординату депресійної кривої на відстані 2000 м:

$$y_{2000} = h_o + (3 \dots 5) = 7,8 + 4 = 11,8 \text{ м.}$$

Розрахунок:

$$q = K_\phi \cdot \frac{y_{2000}^2 - h_o^2}{2 \cdot L} = 4,44 \cdot \frac{11,8^2 - 7,8^2}{2 \cdot 2000} = 0,087 \text{ м}^3/\text{добу 1 п.м;}$$

$$h_l = \sqrt{y_{2000}^2 + (h_o + S_n)^2} - h_o^2 = \sqrt{11,8^2 + (7,8 + 3,8)^2} - 7,8^2 = 14,59 \text{ м;}$$

$$h_c = 0,5 \cdot (h_o + S_n + h_l) = 0,5 \cdot (7,8 + 3,8 + 14,59) = 13,1 \text{ м;}$$

$$a = \frac{K_\phi \cdot h_c}{\beta} = \frac{4,44 \cdot 13,1}{0,035} = 1662.$$

Розрахунки положення рівня ґрунтових вод до і після будівництва водосховища наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3

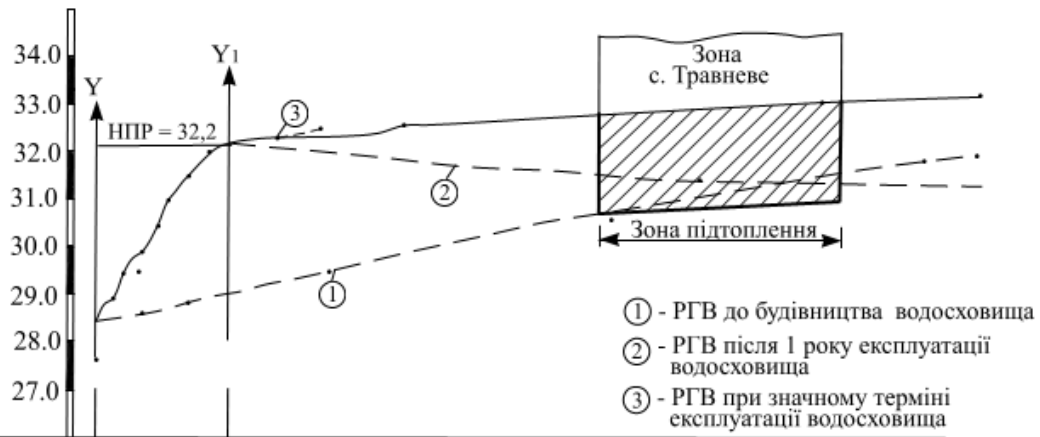
Положення рівня ґрунтових вод до і після будівництва водосховища

x	100	200	500	1000	1500	2000
y	8,05	8,29	8,97	10,00	10,94	11,80
h_l	14,59					
h_c	13,10					
a	1662					
z	0,06	0,13	0,32	0,64	0,96	1,28

<i>erfz</i>	0,06	0,13	0,33	0,61	0,81	0,91
h_{365}	11,52	11,41	11,09	10,78	10,77	10,76
h_{∞}	11,75	11,90	12,35	13,10	13,84	14,59
$\downarrow GB_1 = \downarrow BIII + y$	28,65	28,89	29,57	30,60	31,53	32,40
$\downarrow GB_2 = \downarrow BIII + h_{365}$	32,12	32,01	31,70	31,38	31,36	-
$\downarrow GB_3 = \downarrow BIII + h_{\infty}$	32,35	32,50	32,95	33,70	34,44	35,19

Відповідно розрахунків будуюмо поперечний переріз по лінії 1-1 через водосховище та населений пункт в масштабах верт. 1:100 (1:200) і гор. 1:10000. Наносимо на переріз положення рівня ґрунтової води до і після будівництва водосховища. З рис. 3.2. видно, що фундаменти будівель в населеному пункті буде підтоплено. Тому необхідно розглянути заходи по захисту території від підтоплення ґрунтовими водами шляхом будівництва берегового дренажу.

$M_v 1:100$
 $\Gamma 1:10000$



Позначки поверхні землі		27,6	29,0	29,5	30,0	30,5	31,0	31,5	32,0		32,50									33,0		31,2	
Віддалі		30	40	40	30	30	30	40			420									890			340
Пікети		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19		
Віддаль від осі по ординаті Y		0	-100	-200			-500					-1000					-1500						
Віддаль від осі по ординаті Y1					0	-100	-200					-500					-1000						
Позначки рівнів ґрунтової води	до будівництва водосховища	-28,40	-28,65	-28,85			-29,5					-30,60					-31,53						
	після 1 року експлуатації в-ща				-32,20	-32,35	-32,12					-32,95					-33,70						
	при значному терміні експл. в-ща																						

Рис. 3.2. Положення рівнів ґрунтової води в зоні будівництва водосховища

3.2. Проектування та розрахунок горизонтального берегового дренажу

Горизонтальний береговий дренаж проектуємо з метою пониження рівня ґрунтової води шляхом відведення надлишкової води із підтоплювальної території, що розміщена біля водосховища.

Дренаж розміщуємо на певній віддалі l від урізу води в водосховищі. Розрахунок даного типу дренажу полягає у встановленні глибини його закладання, визначенні віддалі від урізу води у водосховищі, діаметру дрени, її нахилу та матеріалу. Схема розрахунку вказана на рис. 3.3.

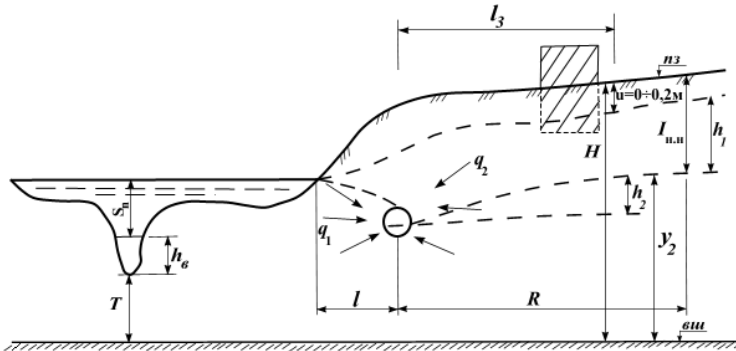


Рис. 3.3. Розрахункова схема до обґрунтування параметрів берегового горизонтального дренажу

q_1 – модуль припливу води з сторони водосховища, $\text{м}^2/\text{добу}$;

q_2 – модуль припливу води з сторони корінного берега, $\text{м}^2/\text{добу}$; l

– віддаль від урізу води у водосховищі до центру дрени, м; h_1 – глибина пониження РГВ, м; $I_{н.н.}$ – норма осушення, м; R – радіус впливу горизонтальної дрени, м.

Порядок розрахунку:

1. Визначаємо норму осушення для ґрунтів даної категорії:

$$I_{н.н.} = h_{\phi} + \Delta h = 2 + 1,0 = 3,0 \text{ м}$$

де h_{ϕ} – глибина фундаментів будівель, м, $h_{\phi} = (2 \dots 3)$ м; Δh – величина пониження рівня ґрунтових вод по відношенню до основи фундаменту, м.

2. Визначаємо радіус впливу дрени:

$$R = I_{н.н.} \cdot \sqrt{\frac{K_{\phi}}{P}} = 3,0 \cdot \sqrt{\frac{4,44}{0,0006}} = 258 \text{ м}$$

де P – інтенсивність фільтрації опадів до ґрунтових вод за рік,
 $P = (0,003...0,0001)$ м/добу.

3. Визначаємо питому витрату води при надходженні її у дрени:

$$q = K_{\phi} \frac{h_1^2}{2R} + K_{\phi} \frac{h_1}{nR} mT + P \frac{R}{2} = 4,44 \frac{3,0^2}{2 \cdot 258} + 4,44 \frac{3,0}{1,1 \cdot 258} 0,75 \cdot 7 + 0,0006 \frac{258}{2} = 0,35 \text{ м}^2 / \text{добу},$$

де h_1 – глибина пониження РГВ ($h_1 = I_{н.н.}$ або $h_1 = I_{н.н.} - (0 - 0,2)$, м; n – коефіцієнт, який залежить від відношення $\frac{R}{T}$, $n = 1,1$ (табл. 3.4):

Таблиця 3.4

Значення коефіцієнта n

R/T	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

m – поправочний коефіцієнт, $m = 0,75$.

4. Встановлюємо віддаль від урізу води у водосховищі до дрени l , за якою приплив води до дрени є стабільним (коли значення q можна вважати стабільним). Розрахунок ведемо за залежністю:

$$\frac{q}{K_{\phi}(h_B + y_c)} = \frac{h_B + y_c}{2l} + \frac{mT}{nl},$$

де h_B – глибина води у водотоці, м; y_c – середній підйом рівня ґрунтової води, $y_c = h_c - T$, м; $m = 0,75$; l – віддаль від урізу води до центру дрени яка приймається в розрахунках; T – глибина залягання водотривкого шару, м

Розрахунки по визначенню віддалі від урізу води у водосховищі до центру дрени наведені в табл. 3.5.

Таблиця 3.5

Визначення віддалі від урізу води до центру дрени

l	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$\frac{q}{K_\phi(h_p + y_c)}$	0,85	0,43	0,28	0,21	0,17	0,14	0,12	0,10	0,09	0,085

По даним табл. 3.5 будемо графік залежності величини $\frac{q}{K_\phi(h_p + y_c)}$ від відстані l (рис. 3.4).

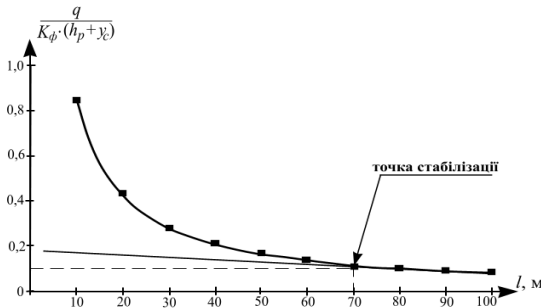


Рис. 3.4. Графік залежності відстані дрени від урізу води у водосховищі від величини фільтраційного потоку води до дрени

Із графіка видно, що стабілізація ґрунтового потоку води до дрени починається при $l=70$ м.

5. Визначаємо фактичну витрату води в гирлі дрени:

$$Q_\phi = q \cdot L = 0,35 \cdot 540 = 189 \text{ м}^3/\text{добу} = 0,00218 \text{ м}^3/\text{с} = 2,18 \text{ л/с},$$

де q – питома витрата води, $\text{м}^2/\text{добу}$ до дрени; L – довжина дрени, м. Відповідно до плану $L=540$ м (див. рис. 3.5).

6. Визначаємо необхідний діаметр берегової горизонтальної дрени методом підбору. Приймаємо, що береговий дренаж виконаний з азбестоцементних труб з коефіцієнтом шорсткості $n=0,012$. Тоді з формули $Q_{\text{др}} = K \cdot \sqrt{I}$ визначаємо фактичну витратну характеристику дрени:

$$K_\phi = \frac{Q_\phi}{\sqrt{I}} = \frac{0,00218}{\sqrt{0,002}} = 0,049 \text{ м}^3/\text{с},$$

де $I=0,002..0,004$ – оптимальний похил дрени.

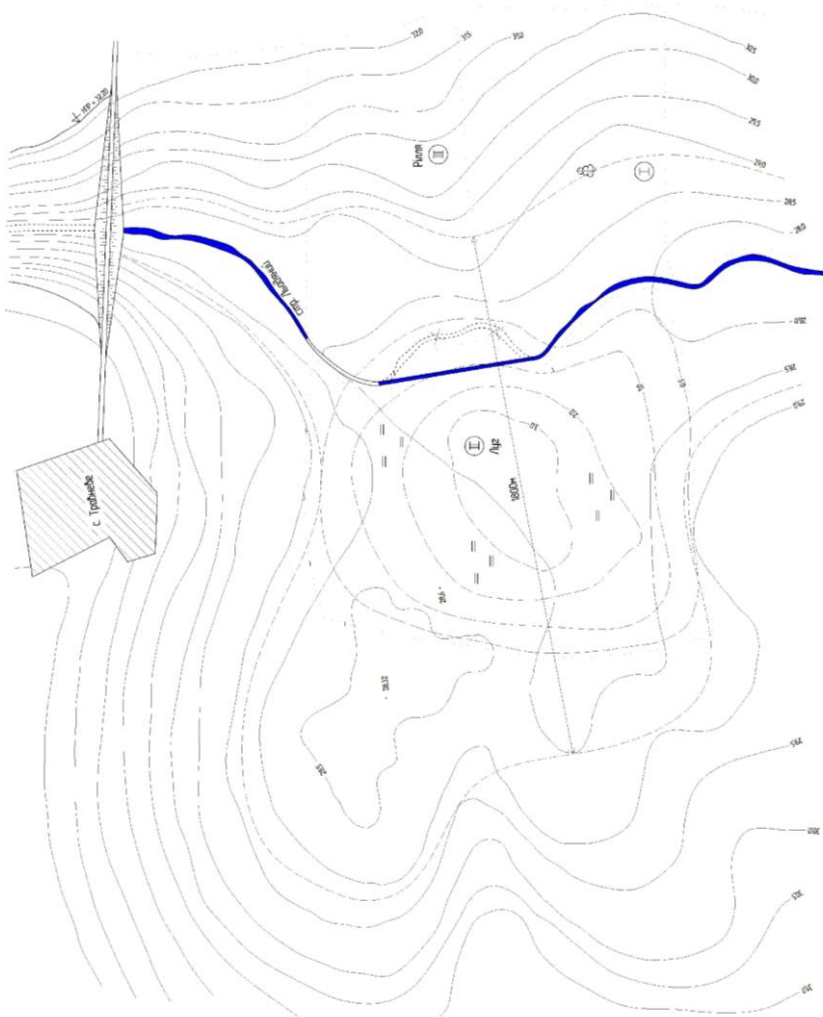


Рис. 3.5. План заплыви

З табл. 3.6 приймаємо діаметр дрени, витратна характеристика якого наближена до фактичної $K_{\phi} = 0,049 \text{ м}^3/\text{с}$.

Це дрена з $d_{\text{вн}}=100 \text{ мм}$, $d_3=116 \text{ мм}$ і $K = 0,056 \text{ м}^3/\text{с}$.

Таблиця 3.6

Значення витратної характеристики K , $\text{м}^3/\text{с}$ та швидкісної M , $\text{м}/\text{с}$ в залежності від коефіцієнта шорсткості матеріалу труби та діаметра, мм

$d_{\text{умовн.}}$, мм	$d_{\text{внут.}}$, мм	$d_{\text{зовн.}}$, мм	$n = 0,012$		$n = 0,013$		$n = 0,015$	
			K , $\text{м}^3/\text{с}$	M , $\text{м}/\text{с}$	K , $\text{м}^3/\text{с}$	M , $\text{м}/\text{с}$	K , $\text{м}^3/\text{с}$	M , $\text{м}/\text{с}$
100	100	116	0,056	7,12	0,052	6,58	0,045	5,70
125	123	139	0,097	8,17	0,093	7,62	0,081	6,61
150	147	165	0,165	9,30	0,152	8,61	0,134	7,58
200	195	215	0,357	11,30	0,328	10,40	0,285	9,06
250	243	265	0,644	13,10	0,594	12,10	0,515	10,50
300	391	315	1,050	14,90	0,969	13,70	0,840	11,90
350	338	364	1,580	16,40	1,460	15,20	1,270	13,10
400	386	414	2,260	17,90	2,080	16,50	1,800	14,30

7. Визначаємо глибину наповнення дрени водою і фактичну швидкість руху води в ній при витраті $Q_{\phi} = 0,00218 \text{ м}^3/\text{с}$. Для цього знаходимо розрахункову пропускну здатність дрени та швидкість руху води:

$$Q_{\text{роз}} = K \cdot \sqrt{I} = 0,056 \cdot \sqrt{0,002} = 0,0025 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$V_{\text{роз}} = M \cdot \sqrt{I} = 7,12 \cdot \sqrt{0,002} = 0,32 \text{ м}/\text{с}.$$

Знаходимо величину $B = \frac{Q_{\text{фак}}}{Q_{\text{роз}}}$, відповідно якої визначаємо коефіцієнти „ a ” і „ ϵ ” (табл. 3.7).

Таблиця 3.7

Значення коефіцієнтів „ a ” і „ ϵ ” в залежності від показника „ B ”

B	1,0	1,070	1,068	1,048	0,994	0,927	0,830	0,750	0,678	0,583
a	1,0	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55
ϵ	1,0	1,10	1,15	1,157	1,157	1,152	1,137	1,115	1,079	1,045

Б	0,5	0,415	0,332	0,256	0,188	0,129	0,080	0,045	0,020	0,004
<i>a</i>	0,5	0,45	0,40	0,36	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05
<i>ε</i>	1,0	0,980	0,930	0,810	0,740	0,650	0,550	0,440	0,330	0,180

$$B = \frac{Q_{\phi}}{Q_{\text{роз}}} = \frac{0,00218}{0,00250} = 0,872 \Rightarrow a=0,72, \quad \epsilon=1,140$$

Тоді фактична глибина води в дрені становить:

$$h_0 = a \cdot d_{\text{вн}} = 0,72 \cdot 100 = 72 \text{ мм.}$$

Фактична швидкість води:

$$V_{\phi} = V \cdot \epsilon = 0,32 \cdot 1,140 = 0,36 \text{ м/с.}$$

8. Визначаємо глибину закладання горизонтального дренажу:

$$H_0 = I_{\text{н.н.}} + h_2 + h_{\text{ex}} + h_0 = 3,0 + 4,0 + 0,1 + 0,07 = 7,17 \text{ м} \approx 7,2 \text{ м,}$$

де $I_{\text{н.н.}}$ – норма осушення ґрунтів даної категорії, $I_{\text{н.н.}} = 3,0 \text{ м}$;

h_2 – перевищення депресійної кривої на віддалі l_3 від дрени по відношенню до горизонту води в дрені

$$h_2 = \sqrt{\frac{y_2^2 \cdot R}{l_3}} = \sqrt{\frac{9,6^2 \cdot 258}{1480}} = 4,0 \text{ м.}$$

y_2 – положення депресійної кривої в кінці населеного пункту на віддалі l_3 від осі дрени, де повинна бути забезпечена норма осушення $I_{\text{н.н.}}$; l_3 – відстань від осі дрени до границі населеного пункту, м (див. рис. 3.7).

$$y_2 = H - I_{\text{н.н.}} = 33,2 - 20,6 = 12,6 \text{ м.}$$

де H – віддаль від поверхні землі до підшови водотривкого шару

$$H = \downarrow n z^{l_3} - \downarrow \text{ви} = 33,2 - 20,6 = 12,6 \text{ м,}$$

$\downarrow n z^{l_3}$ – позначка поверхні землі на віддалі l_3 від осі дрени,

$\downarrow n z^{l_3} = 33,2 \text{ м.}$

$l_3 = 1480 \text{ м}$ – з плану системи (додаток 1).

h_{ex} – втрати напору при надходженні води в дренаж; $h_{\text{ex}} = 0,1 \text{ м.}$

9. Визначаємо водопримальну здібність дрени:

$$q_{\epsilon} = 15,5 \cdot d_3 \cdot \sqrt{K_{\phi}} = 15,5 \cdot 0,116 \cdot \sqrt{4,44} = 3,79 \text{ м}^2/\text{добу}$$

де $d_3 = 0,116 \text{ м}$ – зовнішній діаметр дрени.

$q_g = 3,79 \text{ м}^2/\text{добу} > q = 0,35 \text{ м}^2/\text{добу}$ – умова виконується.

10. Виконуємо перевірку висоти виклинювання рівня ґрунтової води при глибокому заляганні водотривкого шару:

$$h = 0,5 \frac{q}{K_\phi} = 0,5 \frac{0,35}{4,44} = 0,04 \text{ м},$$

$h = 0,04 \text{ м} < d_3 = 0,140 \text{ м}$ – умова виконується.

11. Визначаємо допустиму швидкість фільтраційної води на вході в дренаж:

$$V_{дон} = 65 \cdot \sqrt[3]{K_\phi} = 65 \cdot \sqrt[3]{4,44} = 106,8 \text{ м/добу};$$

$K_\phi = 4,44 \text{ м/добу} < V_{дон} = 106,8 \text{ м/добу}$ – умова виконується.

3.3. Проектування та розрахунок берегового вертикального дренажу

Вертикальний дренаж складається з ряду свердловин або колодязів, які розташовані вздовж водосховища в 1 або 2 лінії. Вертикальний дренаж перехоплює потік ґрунтової води, який надходить з водосховища та корінного берега. Сам дренаж проектуємо досконалим, тобто його глибина є такою, що доходить до водотривкого шару. Розрахункова схема наведена на рис. 3.6.

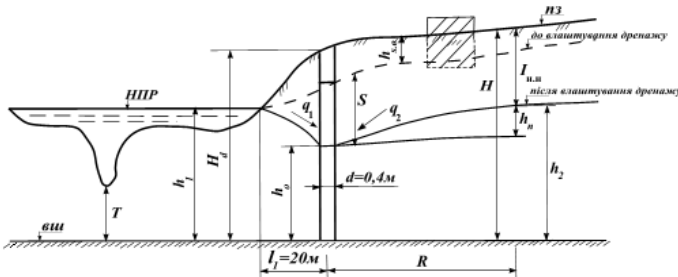


Рис. 3.6. Схема до розрахунку вертикального дренажу

Мета розрахунку – визначити витрату води, яка надходить до дрени і до системи вертикальних дрен в цілому, знайти віддалі між дренами та віддаль від урізу води у водосховищі до дрени.

Вихідні дані до розрахунку:

- значення коефіцієнта фільтрації для 4 категорії ґрунту $K_\phi = 4,44 \text{ м/добу}$;

- норма осушення $I_{nh} = 3,0$ м;
- внутрішній радіус дрени, приймаємо $r = 0,2$ м;
- довжина фільтра $L_\phi = 3,0$ м.

Попередньо береговий дренаж розташовуємо на віддалі $l_1 = 20$ м від урізу води в водосховищі, а його довжина становить $L_{др} = 540$ м (див. рис. 3.7).

Порядок розрахунку:

1. Визначаємо глибину вертикальної дрени:

$$H_d = \downarrow nз^{20} - \downarrow ви = 32,3 - 20,6 = 11,7 \text{ м.}$$

де $\downarrow nз^{20}$ – позначка поверхні землі на віддалі 20 м від урізу води у водосховищі в сторону забудованої території, $\downarrow nз^{20} = 32,3$ м.

2. Визначаємо радіус впливу вертикальної дрени:

$$R = 2 \cdot S \cdot \sqrt{K_\phi \cdot h_2} = 2 \cdot 5,5 \cdot \sqrt{4,44 \cdot 8,7} = 68 \text{ м,}$$

де S – величина пониження рівня ґрунтової води у свердловині, м:

$$S = H_d - h_{s_o} - h_o = 11,7 - 0,2 - 6,0 = 5,5 \text{ м,}$$

h_{s_o} – глибина залягання рівня ґрунтової дрени до влаштування вертикального дренажу на віддалі 20 м від урізу води у водосховищі, $h_{s_o} = 0 \dots 0,4$ м;

h_o – ордината депресійної кривої у свердловині при пониженні рівня ґрунтової води, м:

$$h_o = H_d - I_{н.н.} - h_n = 11,7 - 3 - 3 = 5,7 \text{ м,}$$

де h_n – перевищення депресійної кривої над горизонтом води в свердловині, м; h_n приймається 2...3 м.

h_2 – напір води в береговій зоні по відношенню до водотривкого шару:

$$h_2 = H_d - I_{н.н.} = 11,7 - 3,0 = 8,7 \text{ м.}$$

3. Визначаємо питомий приплив води до дрени:

$$q_{np} = q_1 + q_2 = K_\phi \cdot \frac{h_1^2 - h_o^2}{2 \cdot l_1} + K_\phi \cdot \frac{h_2^2 - h_o^2}{2 \cdot R}, \text{ м}^2/\text{добу};$$

$$q_{np} = 4,44 \cdot \frac{11,6^2 - 5,7^2}{2 \cdot 30} + 4,44 \cdot \frac{8,7^2 - 5,7^2}{2 \cdot 68} = 7,553 + 1,410 = 8,963 \text{ м}^2/\text{добу}.$$

де h_1 – напір води у водосховищі по відношенню до водотривкого шару, м:

$$h_1 = \downarrow \text{НПР} - \downarrow \text{вм} = 32,20 - 20,6 = 11,6 \text{ м.}$$

4. Визначаємо віддаль між вертикальними дренами a_d за емпіричною формулою шляхом ітерації:

$$a_d \cdot \ln \frac{a_d}{\pi \cdot r} = \left[h_1^2 - h_o^2 - \frac{2 \cdot l}{K_\phi} \cdot (q_1 - q_2) \right] \cdot \frac{\pi \cdot K_\phi}{2 \cdot q_{np}}, \text{ м.}$$

Змінюємо значення відстані між дренами в лівій частині рівняння до тих пір, поки ліва частина буде дорівнювати правій. Відхилення не більше, ніж $\pm 5\%$.

В результаті виконаних розрахунків встановлено, що $a_d = 12,3$ м.

5. Визначаємо повну витрату води, що поступає до дрена:

$$Q_{op} = \pi \cdot K_\phi \cdot \frac{h_1^2 - h_o^2 + 2 \cdot \frac{q_2 \cdot h_1}{K_\phi}}{\frac{\pi \cdot l_1}{a_d} + \ln \frac{a_d}{\pi \cdot r}}, \text{ м}^3 / \text{добу};$$

$$Q_{op} = 3,14 \cdot 4,44 \cdot \frac{11,6^2 - 5,7^2 + 2 \cdot \frac{1,410 \cdot 11,6}{4,44}}{\frac{3,14 \cdot 20}{12,3} + \ln \frac{12,3}{3,14 \cdot 0,2}} = 188,8 \text{ м}^3 / \text{добу}.$$

Визначаємо питому витрату води, що поступає до дрена:

$$q_{op} = \frac{Q_{op}}{2 \cdot a_d} = \frac{188,8}{2 \cdot 12,3} = 7,675 \text{ м}^2 / \text{добу}.$$

З розрахунку видно, що питома витрата води, яка надходить до дрена є меншою за розрахункову (загальну) - $q_{op} = 7,675 \text{ м}^2 / \text{добу} < q_{np} = 8,963 \text{ м}^2 / \text{добу}$. Економічно вигідною є умова, коли питомий приплив до вертикальної дрена і загальний приплив з берегової лінії є однаковими. Тому уточнюємо віддаль між дренами:

$$a_d' = \frac{Q_{op}}{2 \cdot q_{np}} = \frac{188,8}{2 \cdot 8,963} = 10,5 \text{ м.}$$

Уточнюємо питому витрату води, що поступає до дрена:

$$q_{op}' = \frac{Q_{op}}{2 \cdot a_d'} = \frac{188,8}{2 \cdot 10,5} = 8,990 \text{ м}^2 / \text{добу}.$$

Так як q_{np} і q'_{op} є однаковими величинами, що задовольняє вищезазначену вимогу, то остаточно приймаємо відстань між дренами рівною 10,5 м.

7. Визначаємо положення рівня ґрунтових вод між вертикальними свердловинами:

$$y_o = \sqrt{h_1^2 - \frac{Q_{op}}{\pi \cdot K_\phi} \cdot \left(\frac{\pi \cdot l_1}{a_d} - \ln 2 \right) + \frac{2 \cdot q_2 \cdot l_1}{K_\phi}}, \text{ м};$$

$$y_o = \sqrt{11,6^2 - \frac{188,8}{3,14 \cdot 4,44} \cdot \left(\frac{3,14 \cdot 20}{10,5} - \ln 2 \right) + \frac{2 \cdot 1,41 \cdot 20}{4,44}} = 8,70 \text{ м}.$$

З розрахунку видно, що $y_o = 8,70 \text{ м} > I_{н.н.} = 3,0 \text{ м}$. Тому остаточно приймаємо параметри вертикальної дрени:

- глибина дрени $H_d = 11,7 \text{ м}$;
- віддаль між дренами $a_d = 10,5 \text{ м}$;
- віддаль від урізу води в водосховищі до центру дрени $l_1 = 20 \text{ м}$;
- внутрішній радіус дрени $r = 0,2 \text{ м}$.

8. Визначаємо водоприйнятну здатність фільтру дрени:

$$Q_\phi = \pi \cdot d_\phi \cdot L_\phi \cdot V_\phi = 3,14 \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 106,8 = 503,0 \text{ м}^3/\text{добу},$$

де $d_\phi = 0,5 \text{ м}$ – зовнішній діаметри фільтру;

V_ϕ – швидкість надходження води у фільтр:

$$V_\phi = 65 \cdot \sqrt[3]{K_\phi} = 65 \cdot \sqrt[3]{4,44} = 106,8 \text{ м/с}.$$

Так як $Q_\phi = 503,0 \text{ м}^3/\text{добу} > Q_{op} = 188,8 \text{ м}^3/\text{добу}$, то умова виконується.

9. Визначаємо загальну витрату води, яка надходить до системи вертикальних дренажів:

$$Q_3 = q'_{op} \cdot L_{др} = 8,99 \cdot 540 = 4854,6 \text{ м}^3/\text{добу} = 56,2 \text{ л/с}.$$

На основі двох розроблених варіантів захисту території від підтоплення шляхом техніко-економічного порівняння студент обирає оптимальний. Це може бути горизонтальний або вертикальний береговий дренаж. Розташування берегового дренажу на плані див. на рис. 3.7.

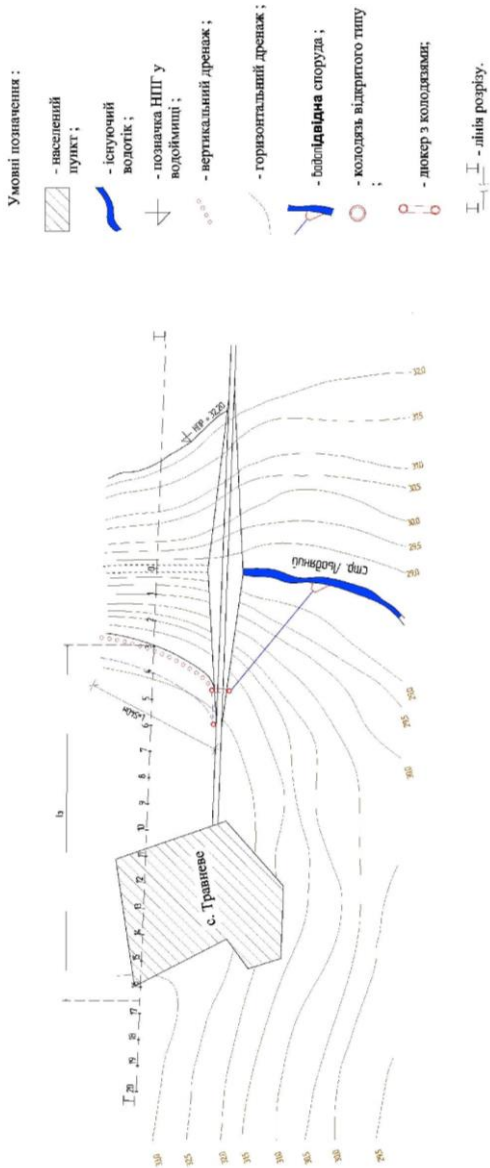


Рис. 3.7. Розташування горизонтального та вертикального дренажу на плані

4. Розрахунок водозахисних дамб

Водозахисні дамби призначені для захисту території з малими ухилами поверхні землі вздовж водоприймача від затоплення.

В зв'язку з тим, що дамби захищають сільськогосподарські угіддя, до складу яких входять озимі зернові, то тривале їх затоплення паводковими водами 5% забезпеченості не допускається, а дамби проектуємо незатоплюваними.

Форму поперечного перерізу дамби приймаємо трапецієвидною. На гребні дамби розташовуємо профільовану дорогу. В залежності від класу дороги, ширину її проїжджої частини приймаємо 3,5 м (IV клас дороги), а ширину обочини – 0,75 м. Тоді загальна ширина гребеня водозахисної дамби становитиме 5 м (рис. 4.1).

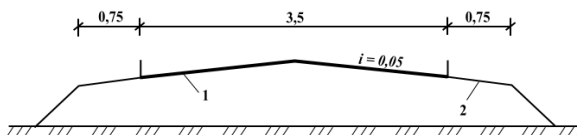


Рис. 4.1. Схема гребеня дамби: 1 - проїждна частина дамби; 2 - обочина

Коефіцієнт закладання укосів назначають залежно від виду ґрунту, який вкладають в тіло дамби (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

Коефіцієнт закладання укосів дамб висотою 3...4 м

Ґрунти дамби	Незатоплювані дамби		Затоплювані дамби	
	зовнішній укіс	внутрішній укіс	зовнішній укіс	внутрішній укіс
Суглинисті, глинисті (зв'язні)	2...3,5	2,5...4,0	3,0...5,0	2,5...4,0
Піщані, супіщані	2,5...4,0	3,0...5,0	3,5...5,5	3,0...5,0

Висоту дамби визначають розрахунком. Висота заплавних водозахисних дамб як правило становить 3...4 м.

Максимальна допустима швидкість руху води V_1 в стисненому руслі (рис. 4.2) не повинна перевищувати:

для суглинистих та глинистих ґрунтів 1,0...1,2 м/с;

для піщаних та супіщаних ґрунтів 0,8...1,0 м/с.

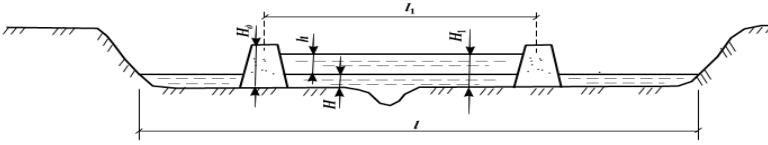


Рис. 4.2. Схема до розрахунку водозахистних дамб
де h – підпір води в стисненому руслі, м; H – середня глибина води в заплаві до обвалування, м; H_1 – середня глибина води між дамбами після обвалування, м; l – ширина заплави, м; l_1 – відстань між дамбами, м.

Розрахунок водозахистних дамб виконуємо шляхом розв’язку двох рівнянь:

$$h = H \cdot \left[\sqrt[3]{\left(\frac{l}{l_1}\right)^2} - 1 \right]; \quad (1)$$

$$V_1 = V \cdot \sqrt{\frac{H_1}{H}}. \quad (2)$$

Прийнявши допустиме значення руху води в стисненому руслі V_1 при відомій середній глибині води в руслі H , (м) та середній швидкості руху води в заплаві V м/с; з формули (2) знаходимо середню глибину води між дамбами H_1 , м:

$$H_1 = \frac{V_1^2 \cdot H}{V^2}, \text{ м.}$$

При відомому значенні $H_1 = h + H$ та ширини заплави l (визначається з плану), з формули (1) знаходимо оптимальну віддаль між дамбами обвалування, м:

$$l_1 = l \cdot \sqrt{\frac{H^3}{(h+H)^3}} = l \cdot \sqrt{\frac{H^3}{H_1^3}} = l \cdot \sqrt{\left(\frac{H}{H_1}\right)^3}.$$

Висоту дамби визначаємо по формулі

$$H_0 = H_1 + \Delta, \text{ м,}$$

де Δ – запас над максимальним рівнем води до гребеня дамби (0,5...1,0 м).

Приклад розрахунку:

Вихідні дані до розрахунку:

- 1) Відповідно до плану ширина заплави становить $l = 1800\text{м}$.
- 2) Швидкість руху води в заплаві $V = 0,45\text{ м/с}$.
- 3) Середня глибина води в заплаві до обвалування $H = 0,45\text{ м}$.
- 4) Грунти в тілі дамби – легкосуглинисті.

Розрахунок.

1. В залежності від виду ґрунту в тілі дамби (середньосуглинисті) приймаємо максимальну допустиму швидкість води в стисненому руслі $V_1 = 1,0\text{ м/с}$.

2. Визначаємо середню глибину води між дамбами

$$H_1 = \frac{V_1^2 \cdot H}{V^2} = \frac{1,0^2 \cdot 0,45}{0,45^2} = 2,22\text{ м}.$$

3. Знаходимо оптимальну віддаль між дамбами обвалування

$$l_1 = l \cdot \sqrt{\left(\frac{H}{H_1}\right)^3} = 1800 \cdot \sqrt{\left(\frac{0,45}{2,22}\right)^3} = 165\text{ м}.$$

4. Визначаємо висоту дамби обвалування

$$H_\phi = H_1 + \Delta = 2,22 + 0,8 = 3,02\text{ м}.$$

5. Розрахунок водовідвідної споруди

Водовідвідна споруда призначена для відведення дренажної води із водоприймального колодязя дюкера до водоприймача. Водоприймачем є корінне русло існуючого водотоку (див. рис. 3.7).

Водовідвідною спорудою може бути канал в земляному руслі, залізобетонний лоток, швидкотік. В роботі розглянемо канал в земляному руслі.

Метою розрахунку такої споруди є:

- 1) підбір форми та призначення розміру поперечного перерізу, які задовільняють умови пропуску розрахункової витрати;
- 2) забезпечення стійкості русла каналу при відведенні дренажної води у водоприймач.

Розрахунок водопідвідної споруди виконуємо по формулам рівномірного руху води у відкритому руслі за умов оптимальної швидкості руху води в каналі $V_{opt} = 0,2...0,3\text{ м/с}$.

Приклад розрахунку:

1. Форму поперечного перерізу при незначній розрахунковій витраті приймаємо трапецієвидною.

За розрахункову прийнята більша витрата під час роботи горизонтального та вертикального дренажу

$$Q_{\sigma} = 0,002 \text{ м}^3/\text{с} < Q_p = 0,056 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Тому $Q_p = 0,056 \text{ м}^3/\text{с}$.

2. Ширину каналу по дну залежно від розрахункової витрати води приймаємо $\sigma = 0,4 \text{ м}$.

Рекомендовано:

$$\sigma = 0,4 \text{ м} \quad \text{при} \quad Q_p < 0,3 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$\sigma = 0,6 \text{ м} \quad \text{при} \quad Q_p = 0,3 \dots 0,6 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$\sigma = 0,8 ; 1,0 \text{ м} \quad \text{при} \quad Q_p = 0,6 \dots 1,0 \text{ м}^3/\text{с}.$$

3. Назначаємо коефіцієнт закладання укосів каналу:

$$m = 1,5 \text{ м} \quad (\text{піщані ґрунти});$$

$$m = 1,25 \dots 1,5 \text{ м} \quad - \text{супіщані};$$

$$m = 1,0 \text{ м} \quad - \text{суглинисті, глинисті}.$$

4. Приймаємо оптимальну швидкість руху води в каналі $V_{opt} = 0,45 \text{ м/с}$ і визначаємо площу живого поперечного перерізу для піщаних ґрунтів

$$\omega = \frac{Q_p}{V_{opt}} = \frac{0,056}{0,25} = 0,224 \text{ м}^2.$$

5. Знаходимо глибину води в каналі

$$h = \frac{-\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4m \cdot \omega}}{2m} = \frac{-0,4 + \sqrt{0,4^2 + 4 \cdot 1,5 \cdot 0,224}}{2 \cdot 1,5} = 0,28 \text{ м}.$$

6. Виходячи з умов пропуску розрахункових витрат води (вода в каналі повинна бути на $0 \dots 0,2 \text{ м}$ нижче бровки каналу) та технічних умов будівництва каналу ($H_{\sigma} \geq 0,5 \text{ м}$), приймаємо глибину каналу

$$H_{\kappa} = 0,5 \text{ м}.$$

7. Визначаємо гідравлічний радіус потоку води в каналі

$$R = \frac{\omega}{x} = \frac{(\sigma + m \cdot h) \cdot h}{\sigma + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}} = \frac{(0,4 + 1,5 \cdot 0,28) \cdot 0,28}{0,4 + 2 \cdot 0,28 \cdot \sqrt{1 + 1,5^2}} = 0,083 \text{ м}.$$

8. Визначаємо швидкісний коефіцієнт за формулою І.І.

Агроскіна при $n = 0,0275$.

$$C = 17,72 \cdot (K + \lg R) = 17,72 \cdot (2,05 + \lg 0,083) = 17,18 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$$

де $K = \frac{0,0564}{n} = \frac{0,0564}{0,0275} = 2,05$.

9. Знаходимо похил дна каналу при швидкості руху води $V_{opt} = 0,25 \text{ м/с}$

$$i = \left(\frac{V}{C \cdot \sqrt{R}} \right)^2 = \left(\frac{0,25}{17,18 \cdot \sqrt{0,083}} \right)^2 = 0,0026.$$

Відповідно до розрахунків:

- 1) форма поперечного перерізу каналу – трапецієвидна;
- 2) параметри поперечного перерізу:
 - ширина по дну $b = 0,6 \text{ м}$;
 - коефіцієнт закладання укосу $m = 1,5$;
 - будівельна глибина каналу $H_0 = 0,5 \text{ м}$;
- 3) поздовжній похил дна каналу $i = 0,0026$;
- 4) швидкість руху води в каналі $V_{opt} = 0,25 \text{ м/с}$.

6. Проектування поздовжнього профілю водовідвідної споруди

Поздовжні профілі будують в горизонтальному 1:10000 і вертикальному 1:100 масштабі з метою визначення відміток дна каналу в наступуючій послідовності:

1. Після розбиття на плані пікетажу по трасі каналу заповнюється рядок “пікетаж” на поздовжньому профілю (див. рис. 4.3).

2. Викреслюється профіль поверхні землі по трасі каналу по відмітках, отриманих в точках перетину горизонталей з трасою каналу. В першому рядку записуються відмітки поверхні землі на кожному пікеті, які визначаються графічно. Для цього проводиться вертикальна лінія на кожному пікеті до перетину з лінією поверхні землі.

3. В другому рядку записуємо величину розрахункового похилу “ i ” та довжину каналу або його ділянки.

4. Рівень води в каналі назначаємо на рівні або нижче поверхні землі. Лінію рівня води в каналі старшого порядку проводимо згідно розрахункового похилу “ i ”.

Якщо значення “ i ” значно менше похилу місцевості по трасі каналу, то на каналі проєктують перепади висотою 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2 м. Бажано на системі приймати перепади одної або двох висот.

5. Паралельно лінії рівня води в каналі будують лінію дна, відклавши від рівня води вниз глибину води в каналі h . Всі проєктні відмітки починають рахувати з кінця каналу по розрахунковому похилу “ i ”. Знаючи відмітку рівня води на кінцевому пікеті каналу ($\downarrow PB_n$), вираховуємо відмітку рівня води на попередньому пікеті ($\downarrow PB_{n-1}$) із виразу:

$$\downarrow PB_{n-1} = \downarrow PB_n + i \cdot l, \text{ м,}$$

де l - віддаль від точки “ n ” до точки “ $n-1$ ”.

В тому місці, де запроєктований перепад, проставляються по дві відмітки рівня води, дна та гребеня дамби.

6. Глибина виїмки H_g на пікетах та в розрахункових точках визначаються із виразу:

$$H_g = \downarrow \text{пов.землі} - \downarrow \text{дна.каналу}, \text{ м.}$$

7. Всі вираховані відмітки, основні параметри поперечного розрізу та гідравлічні елементи каналу вписуються у відповідні рядки під профілем.

По одному характерному пікеті будується поперечний переріз каналу з нанесенням всіх відміток та розмірів. Масштаб, в залежності від розмірів каналу, приймається 1:50 або 1:100 (див. рис. 6.1).

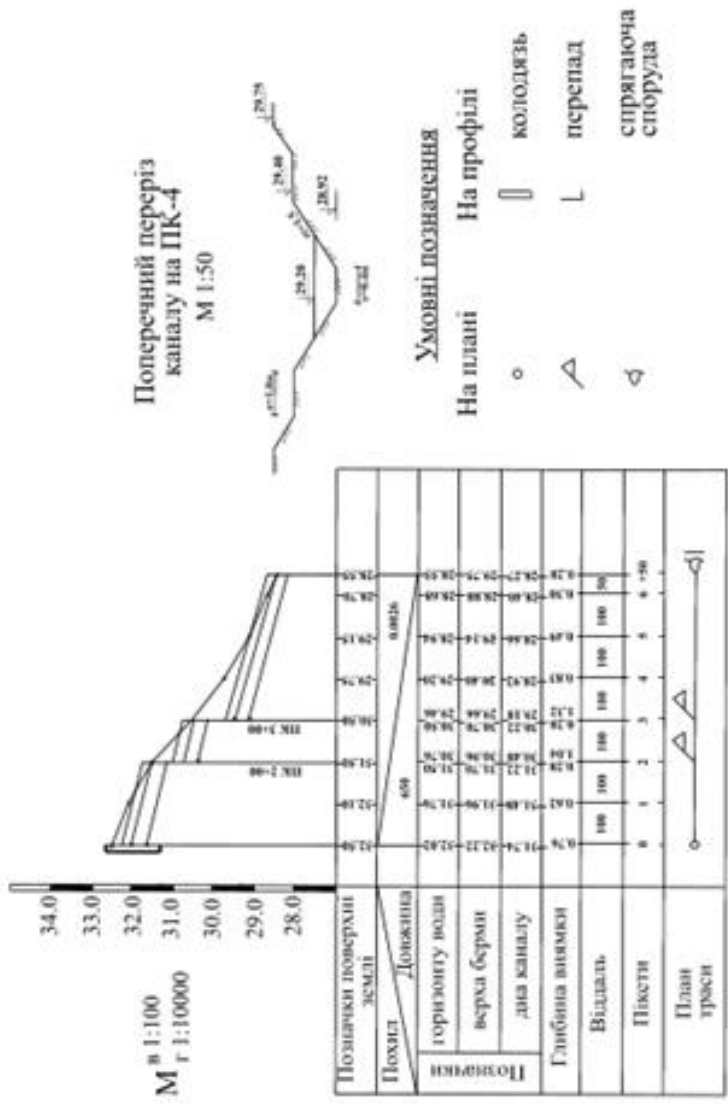


Рис. 6.1. Поздовжній профіль водовідвідного каналу

7. Розрахунок спрягаючої споруди

Спрягаюча споруда забезпечує захист від деформації корінного берега, водотоку при відведенні дренажної води у водоприймач.

Ця умова виконується у випадку, коли шар води, що надходить у водоприймач становить $h_c = 0,05 \dots 0,1$ м.

Метою розрахунку спрягаючої споруди є:

1. Визначення необхідної ширини споруди по дну у місці приєднання її до водоприймача.

2. Розрахунок довжини споруди L при оптимальному куті розширення $\alpha = 15^\circ$ (див. рис. 7.1).

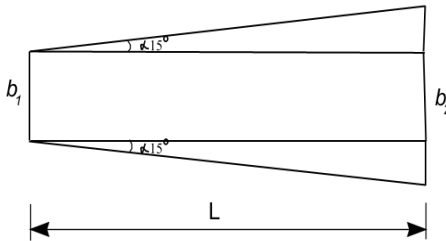


Рис. 7.1. До розрахунку спрягаючої споруди

Приклад розрахунку:

1. Приймаємо шар води в споруді на виході у водоприймач $h_c = 0,05$ м при глибині води в каналі $h_k = 0,28$ м і ширині по дну $b_1 = 0,4$ м.

Визначаємо ширину спрягаючої споруди по дну в місці приєднання до водоприймача

$$b_2 = \frac{b_1 \cdot h_k + m \cdot (h_k^2 - h_c^2)}{h_c} = \frac{0,4 \cdot 0,28 + 1,5 \cdot (0,28^2 - 0,05^2)}{0,05} = 4,5 \text{ м.}$$

2. Визначаємо довжину спрягаючої споруди

$$L = \frac{b_2 - b_1}{2 \cdot \operatorname{tg} \alpha} = \frac{4,5 - 0,4}{2 \cdot \operatorname{tg} 15^\circ} = 8,25 \text{ м.}$$

Список використаної літератури

1. ДБН В.2.4–1–99 Меліоративні системи та споруди. Норми проектування. К. : Держбуд України, 1999. 174 с.
2. Основи гідромеліорацій : навч. посіб. / А. М. Рокочинський, Г. І. Сапсай, В. Г. Муранов та ін. ; за ред. проф. А. М. Рокочинського. Рівне : НУВГП, 2014. 255 с.
3. Інженерний захист територій : навч. посібник / А. М. Рокочинський, В. А. Живиця, Л. А. Волкова, М. І. Ромашенко та ін.; за ред. А. М. Рокочинського, Л. А. Живиці, В. П. Чіпака. Херсон : ОЛДІ ПЛЮС, 2017. 414 с.
4. Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Захист територій від підтоплення та затоплення» з дисципліни «Інженерні меліорації» для студентів за напрямом підготовки 6.060103 «Гідротехніка (водні ресурси)» денної та заочної форми навчання. 071-184.