МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до організації самостійної роботи, проведення практичних занять, виконання розрахунково-графічної роботи
з навчальної дисципліни

«ІНЖЕНЕРНА ПІДГОТОВКА В СКЛАДНИХ МІСТОБУДІВНИХ УМОВАХ»

(для здобувачів другого (магістерського рівня вищої освіти всіх форм навчання
галузі знань 19 – Архітектура та будівництво
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,
освітня програма «Міське будівництво та господарство»)

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2022

Методичні рекомендації до організації самостійної роботи, проведення практичних занять, виконання розрахунково-графічної роботи з навчальної дисципліни «Інженерна підготовка в складних містобудівних умовах» (для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання галузі знань 19 – Архітектура та будівництво зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Міське будівництво та господарство») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : І. Е. Линник, Ю. І. Гайко. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2022. – 64 с.

Укладачі: д-р. техн. наук, проф. І. Е. Линник,
канд. техн. наук, доц. Ю. І. Гайко

Рецензент

С. М. Чепурна, кандидат технічних наук, доцент кафедри міського будівництва Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою міського будівництва протокол № 13 від 20 травня 2022 р.

ЗМІСТ

1 МЕТА ТА ЗАВДАННЯ МЕТОДИЧНИХ РЕКОМЕНДАЦІЙ…… 4
2 СКЛАД ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ……... 4
3 СКЛАД ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ…… 4
4 РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ВИКОНАННЯ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ……... 4
4.1 Гідравлічний розрахунок водовідвідної канави…….. 4
4.1.1 Приклад розрахунку водовідвідної канави……... 6
4.2 Розрахунок швидкостоків…….. 8
4.3 Розрахунок колектора зливової каналізації …… 9
4.3.1 Гідрологічний розрахунок колектора…… 9
4.3.2 Гідравлічний розрахунок колектора…….. 14
4.3.3 Приклад розрахунку колектора зливової каналізації……... 15
4.3.4 Поздовжній профіль колектора зливової каналізації…… 19
4.4 Розрахунок водопропускних труб……. 22
4.5 Проєктування дамб обвалування…….. 27
4.5.1 Визначення позначки гребеня дамби…… 27
4.5.2 Проєктування параметрів дамби…… 29
4.5.3 Фільтраційний розрахунок дамб обвалування……. 30
4.5.4 Приклад розрахунку дамби обвалування…….. 32
4.6 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу……. 35
4.6.1 Визначення розрахункового зниження рівня ґрунтових вод……... 36
4.6.2 Визначення середньої потужності водоносного горизонту…… 37
4.6.3 Визначення відстані між дренами-осушувачами……. 37
4.6.4 Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени…….. 38
4.6.5 Визначення пропускної здатності труби й швидкості течії води в трубах…….. 39
4.6.6 Приклад розрахунку горизонтального систематичного дренажу досконалого типу……. 41
4.7 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу……. 45
4.8 Розрахунок вертикального дренажу досконалого типу……..... 47
4.8.1 Приклад розрахунку вертикального дренажу досконалого типу… 48
4.9 Розрахунок стійкості насипу на слабкій основі……... 49
4.9.1 Приклад розрахунку стійкості насипу на слабкій основі…… 50
5 ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ……..... 52
6 САМОСТІЙНА РОБОТА……..... 54
СПИСОК ДЖЕРЕЛ……. 56
ДОДАТКИ…… 57

1 МЕТА ТА ЗАВДАННЯ МЕТОДИЧНИХ РЕКОМЕНДАЦІЙ

Мета виконання розрахунково-графічної роботи, практичних занять і самостійної роботи – закріпити і поглибити відомості, одержані при вивченні дисципліни «Інженерна підготовка в складних містобудівних умовах».

Завданням виконання розрахунково-графічної роботи є допомогти студентам оволодіти навичками проєктування комплексу інженерних заходів щодо захисту міських територій від затоплення та підтоплення та розрахунку необхідних задля цього інженерних споруд.

Розрахунково-графічна робота (далі – РГР) зараховується та вважається допуском до екзамену.

2 СКЛАД ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ

РГР складається з графічної частини і пояснювальної записки. Обсяг графічної частини – чотири аркуші формату А3 та один аркуш формату А1.

Для виконання завдання пункту 4.3 як підоснову приймають розрахунково-графічну роботу, виконану під час вивчання дисципліни «Інженерна підготовка міських територій» (аркуш формату А3). На окремому аркуші формату А1 викреслюють поздовжній профіль колектора зливової каналізації.

Для виконання завдання 4.5 на аркуші формату А3 викреслюють: параметри дамби обвалування з кривою депресії.

Для виконання завдання 4.6, 4.7 на аркушах формату А3 викреслюють: план майданчика в ізогіпсах, схему дрен і траси колектору, розрізи по дренам і колектору.

Приклади зображені в додатку Б (рис. Б.1–Б.4).

Креслення для інших практичних завдань наводять у пояснювальній записці.

3 СКЛАД ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ

У пояснювальній записці наводять розрахункові частини за всіма практичними завданнями, наведеними нижче.

4 РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ВИКОНАННЯ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ

4.1 Гідравлічний розрахунок водовідвідної канави

Визначити пропускну здатність канави за заданою глибиною $h_{кан}$, відомим матеріалом укріплення стінок і ухилом.

Розрахунок зводиться до визначення допустимої глибини води в канаві $h_{кан} - Z$, де Z – запас за деякою заданою умовою або приймаємо рівним *0,2* м.

Визначають площу живого перерізу:

$$\omega = bh + \frac{m_1+m_2}{2}h^2; \tag{4.1}$$

змочений периметр:

$$\chi = b + h\left(\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2}\right); \tag{4.2}$$

і гідравлічний радіус:

$$R = \frac{\omega}{\chi}. \tag{4.3}$$

У цих формулах: ω – площа живого перерізу, м^2;
χ – змочений периметр, м;
R – гідравлічний радіус, м;
b – ширина канави по дну, м;
h – глибина води в канаві, м;
m_1, m_2 – крутість укосів канави.

Гідравлічні елементи потоку визначають із залежностей:

$$V = C\sqrt{Ri} = \frac{R^{2/3}i^{1/2}}{n}, \tag{4.4}$$

$$Q = \omega V, \tag{4.5}$$

де V – швидкість води у канаві, м/с;
C – коефіцієнт Шезі;
i – гідравлічний ухил, тис. частки;
n – коефіцієнт внутрішньої шорсткості, що характеризує поверхні русла, матеріал облицювання, укріплення ложа русла (табл. 4.1);
Q – витрати води у канаві, м^3/с.

Коефіцієнт Шезі знаходять так:

$$C = \frac{1}{n}R^y, \tag{4.6}$$

де R – гідравлічний радіус;
n – коефіцієнт шорсткості.

Показник ступеня y розраховують із співвідношення:

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0{,}10). \tag{4.7}$$

Показник ступеня y можна визначати приблизно:

$$y = 1{,}5\sqrt{n}, \qquad \text{за } R < 1{,}0 \text{ м} \tag{4.8}$$

$$y = 1{,}3\sqrt{n} \qquad \text{за } R > 1{,}0 \text{ м.} \tag{4.9}$$

Таблиця 4.1 – Коефіцієнт внутрішньої шорсткості *n*

Вид стінки	*n*	$\frac{1}{n}$
Винятково гладкі поверхні. Поверхні, покриті емаллю чи глазур'ю	0,009	111,1
Ретельно стругані, добре пригнані дошки. Краща штукатурка з чистого цементу	0,010	100,0
Краща цементна штукатурка. Нові гончарні, чавунні і металеві труби. Добре стругані дошки	0,011	90,9
Нестругані, добре пригнані дошки. Водопровідні труби без помітної інкрустації, чисті ринви, гарне бетонування	0,012	83,3
Тесова кладка, гарна цегельна кладка. Ринви. Трохи забруднені водопровідні труби	0,013	76,9
Забруднені труби. Бетонування каналів у середніх умовах	0,014	71,4
Середня цегельна кладка. Облицювання з тесаного каменю у середніх умовах. Значно забруднені водостоки. Брезент по дерев'яних рейках	0,015	66,7
Гарне бутове мурування. Стара цегельна кладка. Грубе бетонування. Винятково гладка скеля	0,017	58,8
Канали, покриті товстим стійким мулистим шаром. Канали у щільному лесі і щільному дрібному гравії, затягнуті суцільною мулистою плівкою	0,018	55,6
Середнє бутове мурування. Бруківка. Канали, висічені у скелі. Канали у лесі, щільному гравії, щільній землі, затягнуті мулистою плівкою	0,020	50,0
Канали у щільній глині. Канали у лесі, гравії, затягнуті несуцільною мулистою плівкою	0,0225	44,4
Гарна суха кладка. Земляні канали у середніх умовах утримання і ремонту. Ріки у сприятливих умовах (чисте пряме ложе, без обвалів, глибоких вимоїн)	0,025	40,0
Земляні канали у несприятливих умовах утримання і ремонту	0,0275	36,4
Земляні канали у поганих умовах, помітно зарослих травою, з місцевими обвалами укосів	0,030	33,3
Канали у дуже поганих умовах (з неправильним профілем, помітно засмічені каменем і водоростями). Ріки з деякою кількістю каменів і водоростей	0,035	28,6
Канали у винятково поганих умовах (значні вимоїни й обвали, зарослі очерету, густі корені, великі камені у руслі). Ріки із звивистим ложем, невеликою кількістю вимоїн і обмілин	0,040	25,0

4.1.1 Приклад розрахунку водовідвідної канави

Задано переріз канави (рис. 4.1). Поздовжній ухил $i = 0{,}015$. Укріплення – обдернування в стінку. Коефіцієнт шорсткості $n = 0{,}025$ (див. табл. 4.1).

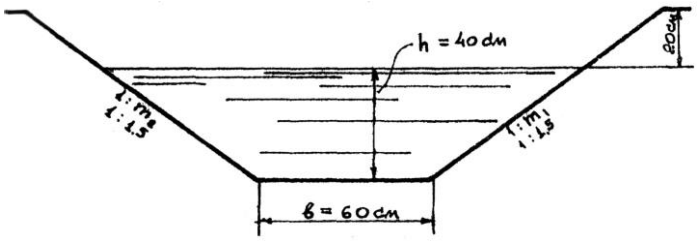

Рисунок 4.1 – Переріз канави

Розв'язання.

1. Визначаємо площу живого перерізу потоку за глибини канави *h = 0,40* м:

$$\omega = 0{,}6 \cdot 0{,}4 + \frac{1{,}5+1{,}5}{2} 0{,}16 = 0{,}48 \text{ м}^2.$$

2. Знаходимо змочений периметр:

$$\chi = 0{,}6 + 0{,}4\left(\sqrt{1+1{,}5^2} + \sqrt{1+1{,}5^2}\right) = 2{,}04 \text{ м}.$$

3. Визначаємо гідравлічний радіус:

$$R = \frac{0{,}48}{2{,}08} = 0{,}236 \text{ м}.$$

4. Розраховуємо показник ступеня *y*:

$$y = 1{,}3\sqrt{n} = 1{,}3\sqrt{0{,}025} = 0{,}205.$$

5. За формулою (4.6) знаходимо коефіцієнт *C* залежно від *R* і *n*:

$$C = 29{,}75.$$

6. Знаходимо швидкість води в канаві:

$$V = 29{,}75\sqrt{0{,}236 \cdot 0{,}015} = 1{,}77 \text{ м/с}.$$

7. Порівнюємо швидкість води у канаві з допустимою швидкістю. За глибини *h = 0,40* м і обдернуванні в стінку допустима швидкість течії дорівнює *1,50* м/с. Необхідно прийняти інший тип укріплення. Приймаємо мощення осколковим каменем. Тоді коефіцієнт шорсткості *n = 0,020*.

8. Повторно знаходимо коефіцієнт *C*:

$$C = 38{,}55.$$

9. Швидкість води в канаві дорівнює:

$$V = 38{,}55\sqrt{0{,}236 \cdot 0{,}015} = 2{,}29 \text{ м/с}.$$

10. Допустима швидкість течії для одиночного мощення на щебені розміром каменя *15* см дорівнює *2,5* м/с. Укріплення обране правильно.

11.Знаходимо витрати води в канаві:

$$Q = 0{,}48 \cdot 2{,}29 = 1{,}10 \text{ м}^3\text{/с}.$$

4.2 Розрахунок швидкостоків

Ширина лотка швидкостоку може бути задана або визначена за умови підтримки необхідної глибини потоку в кінцевій частині підвідного каналу, тобто виходячи з умови підтримки в підвідному каналі рівномірного руху. Якщо ширина й глибина швидкостоку не обмежена та не визначається конструктивними міркуваннями, тоді приймають гідравлічно найвигідніший переріз (далі – ГНП).

Ухил для вхідної ділянки швидкостоку (рис. 4.2) приймають рівним ухилу дна підвідного каналу. Глибину в кінці вхідної частини (на зламі) приймають рівною критичній $h_к$, а при більш ніж дворазового перевищення критичної глибини над нормальною глибиною на водоскаті h_{0_2} глибина на зламі дна дорівнює $h_{зл} = (0{,}7 - 0{,}8)h_к$.

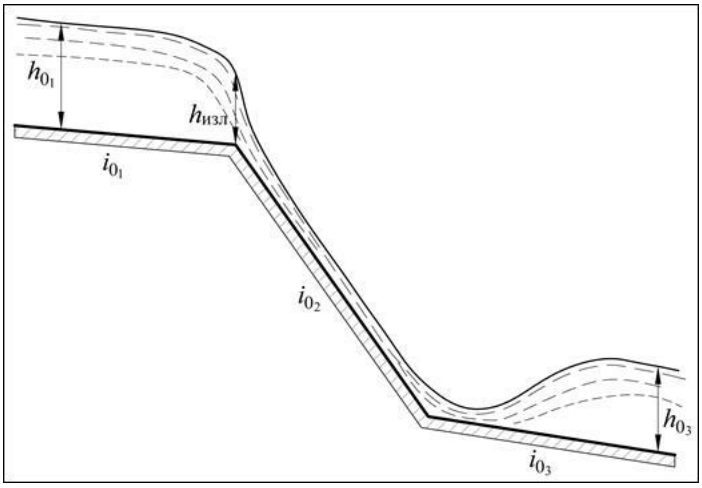

Рисунок 4.2 – Схема швидкостоку з підвідним та відвідним каналами

З техніко-економічних міркувань бетонні швидкостоки влаштовують прямокутного перерізу ($m = 0$).

За високих швидкостях течії на швидкостоці потік захоплює бульбашки повітря, і в результаті цього утворюється водно-повітряна суміш. Це явище (аерація) призводить до збільшення глибин, що необхідно враховувати в

розрахунках. Коефіцієнт шорсткості стінок і дна каналу для аерованого потоку n_a наближено визначають за формулою:

$$n_a = a \cdot n, \tag{4.10}$$

де a – коефіцієнт аерації, залежить від ухилу швидкостоку i_{0_2} .

Коефіцієнт a можна приймати за таблицею 4.2 залежно від ухилу швидкостоку i_{0_2} та гідравлічного радіусу R.

Таблиця 4.2 – Значення коефіцієнта аерації a

Гідравлічний радіус R, м	Ухил швидкостоку i_{0_2}	a	
0,1–0,2	0,2–0,4	більше 0,4	-
0,1–0,3	1,33	1,33	2,0
менше 0,1	1,33	2,0	3,3

Висоту стінок швидкостоку приймають з деяким запасом, наприклад, 25 см, щоб вода не витікала на прилеглу місцевість.

Значення швидкісної характеристики, відповідної допустимої швидкості течії визначають за формулою:

$$W = \frac{V_{\text{доп}}}{\sqrt{i}}. \tag{4.11}$$

Із формули $W = \frac{R^{2/3}}{an}$ знаходять гідравлічний радіус R.

Ширина швидкостоку

$$b = \frac{Q_p}{V_{доп} R}. \tag{4.12}$$

За прямокутного перерізу визначають глибину потоку:

$$h_0 = \frac{bR}{b-2R}. \tag{4.13}$$

4.3 Розрахунок колектора зливової каналізації

4.3.1 Гідрологічний розрахунок колектора

Гідрологічним розрахунком визначають розрахункові витрати на розрахункових ділянках у розрахункових перерізах.

Гідрологічний розрахунок виконують у такому порядку: намічають межі басейну стоку, визначають ухили вулиць і траси колекторів, колектор розбивають на окремі ділянки. Межі ділянок визначають місцями приєднання бічних колекторів і зміни ухилів.

Витрати води, л/с, на ділянках дощової каналізації визначають за методом граничних інтенсивностей за формулою:

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F}{t_r^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m, \qquad (4.14)$$

де z_{mid} – середнє значення коефіцієнта покриву, що характеризує поверхню басейну стоку й залежить від виду поверхні покриття міської території; для водонепроникних покриттів (асфальтобетонних, бетонних, покрівель будинків і споруд) можна прийняти $z_{mid} \approx 0,25$;

A, n – параметри, які потрібно визначати за результатами обробки багаторічних записів самописних дощомірів, зареєстрованих у певному конкретному пункті, або за формулою (4.16);

F – розрахункова площа стоку, га;

t_r – розрахункова тривалість дощу, що дорівнює тривалості протікання води поверхнею, лотками та трубами до розрахункової ділянки, хв;

β – коефіцієнт, що враховує збільшення пропускної здатності ділянок колекторів дощової каналізації, які працюють з підйомом рівня води в колодязях, і становить: $\beta = 1,0$, якщо ухил місцевості i більше ніж 0,03; $\beta = 0,6$–0,8 – в інших випадках;

η – коефіцієнт, що враховує нерівномірність випадання дощу на площі стоку: $\eta = 1,0$ для $F < 500$ га; за $F \geq 500$ га η визначають згідно з таблицею 4.3;

m – коефіцієнт, що враховує тривалість дощу, і приймається: $m = 1,0$ для $t_r > 10$ хв; для $t_r = 2$–10 хв, m визначають за формулою:

$$m = 0,457 \cdot t_r^{0,34}. \qquad (4.15)$$

Таблиця 4.3 – Коефіцієнт η для врахування нерівномірності випадання дощу по площі басейна стоку

Площа стоку F, га	Значення коефіцієнта η
< 500	1,00
500	0,95
1 000	0,9
2 000	0,85
4 000	0,8
6 000	0,7
8 000	0,6
10 000	0,55

За відсутності оброблених даних записів дощомірів параметр A розраховують за формулою:

$$A = q_{20} \cdot 20^n \left(1 + \frac{lg\, P}{lg\, m_r} \right)^{\gamma}, \qquad (4.16)$$

де q_{20} – інтенсивність дощу, л/на 1 га, тривалістю 20 хв для певної місцевості коли P дорівнює одному року (табл. 4.4);

m_r – середня кількість дощів за рік;

n і γ – показники ступеня, що залежать від географічного розташування регіону (табл. 4.4);

P – період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу, який можна визначати залежно від характеру об'єкта каналізування, умов розташування колектора (з урахуванням наслідків, які можуть статися під час дощів, що перевищують розрахункові) і для населених пунктів приймати за таблицями 4.5, 4.6.

Таблиця 4.4 – Значення параметрів γ, q_{20}, m_r і n для населених пунктів України (n_1 для $P \geq 3{,}5$; n_2 для $3{,}5 > P \geq 1{,}4$; n_3 для $1{,}4 > P \geq 0{,}7$; n_4 для $P < 0{,}7$)

Місто	γ	q_{20}	m_r	Місто	γ	q_{20}	m_r
1	2	3	4	5	6	7	8
Закарпаття				Одеська область			
n_1 = 0,74; n_2 = 0,76; n_3 = 0,70; n_4 = 0,63				n_1 = 0,69; n_2 = 0,73; n_3 = 0,75; n_4 = 0,59			
Ужгород	1,54	94,2	122	Одеса	1,82	93,2	98
Прикарпаття				Ізмаїл	1,54	103	60
n_1 = 0,67; n_2 = 0,72; n_3 = 0,73; n_4 = 0,70				Північні області			
Тернопіль	1,82	96,7	183	n_1 = 0,71; n_2 = 0,73; n_3 = 0,69; n_4 = 0,61			
Івано-Франківськ	1,82	112	247	Київ	1,82	104	143
Львів	1,54	109	125	Житомир	1,82	91,4	175
Полтавська, Сумська області				Басейн нижнього Дніпра			
n_1 = 0,70; n_2 = 0,65; n_3 = 0,69; n_4 = 0,64				n_1 = 0,68; n_2 = 0,69; n_3 = 0,70; n_4 = 0,64			
Полтава	1,82	90,6	120	Черкаси	1,82	97,9	119
Західні області України				Кременчук	1,54	91,8	88
n_1 = 0,65; n_2 = 0,71; n_3 = 0,73; n_4 = 0,64				Кропивницький	1,82	88,7	128
Луцьк	1,82	104	161	Дніпро	1,82	79,6	138
Хмельницький	1,82	119	154	Кривий Ріг	1,54	88,7	70
Вінниця	1,54	123	102	Запоріжжя	1,82	91,8	97
Кам'янець-Подільський	1,33	127	80	Північне узбережжя Чорного моря			

Продовження таблиці 4.4

1	2	3	4	5	6	7	8
Нижня течія р. Південний Буг				n_1 = 0,61; n_2 = 0,66; n_3 = 0,73; n_4 = 0,61			
n_1 = 0,56; n_2 = 0,71; n_3 = 0,72; n_4 = 0,63				Херсон	1,54	94,8	60
Миколаїв	2,22	102	115	Басейн р. Сіверський Донець і Приазов'я			
Степовий Крим				n_1 = 0,67; n_2 = 0,66; n_3 = 0,70; n_4 = 0,68			
n_1 = 0,61; n_2 = 0,67; n_3 = 0,69; n_4 = 0,69				Харків	1,54	104	83
Джанкой	2,22	113	130	Ізюм	1,82	94,1	128
Керченський півострів				Луганськ	1,82	104	113
n_1 = 0,60; n_2 = 0,69; n_3 = 0,71; n_4 = 0,71				Донецьк	1,82	108	120
Керч	1,54	127	45	Маріуполь	1,33	93,4	58
Феодосія	1,33	105	42	Бердянськ	1,33	90,7	53
Гірський Крим				Західний Крим			
n_1 = 0,58; n_2 = 0,67; n_3 = 0,65; n_4 = 0,66				n_1 = 0,70; n_2 = 0,72; n_3 = 0,72; n_4 = 0,52			
Сімферополь	2,22	104	160	Євпаторія	1,82	83,8	80
				Севастополь	1,33	83,8	40

Таблиця 4.5 – Період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу *P* для населених пунктів

Умови розташування колектора (табл. 4.6)		Величини періоду *P*, роки, при значеннях інтенсивності дощу q_{20}, л/на 1 га		
Проїзди місцевого значення	Магістральні вулиці	60–80	80–120	понад 120
Сприятливі й середні	Сприятливі	0,33–1	0,5–1	1–2
Несприятливі	Середні	1–1,5	1–2	2–3
Особливо несприятливі	Несприятливі	3–5	3–5	5–10
–	Особливо несприятливі	5–10	5–10	10–20

Розрахункову тривалість дощу t_r приймають такою, що дорівнює сумі часу протікання дощових вод від найвіддаленішої точки кварталу поверхнею та трубами до розрахункового перерізу трубопроводу:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_{mp}, \tag{4.17}$$

де t_{con} – тривалість протікання дощових вод до вуличного лотка, а за наявності дощоприймачів у межах кварталу – до вуличного колектора (час поверхневої концентрації), яку можна визначати розрахунком або приймати від 5 до 10 хв у населених пунктах за відсутності внутрішньоквартальних закритих дощових

мереж, а за їхньої наявності – 3–5 хв (під час розрахунків внутрішньоквартальної каналізаційної мережі – 2–3 хв);

t_{can} – тривалість протікання дощових вод вуличними лотками до дощоприймачів (за відсутності їх у межах кварталу), хв, яку можна визначати за формулою (4.18);

$t_{тр}$ – тривалість протікання дощових вод трубами до розрахункового перерізу, хв, яку можна визначати за формулою (4.19).

Таблиця 4.6 – Фактори, що визначають умови розташування колекторів

Умови розташування колектора	Басейн водозбору колектора			Особливості розташування колектора
	площа, га	рельєф	ухил	
Сприятливі	≤ 150	плаский	≤ 0,005	будь-де
	будь-яка	будь-який	будь-який	у межах до 400 м від вододілу
Середні	>150	плаский	≤ 0,005	будь-де, крім низу схилу
	≤ 150	будь-який	0,005–0,02	тальвег
Несприятливі	>150	будь-який	будь-який	низ схилу
	будь-яка	крутий	> 0,02	тальвег
Особливо несприятливі	будь-яка	будь-який	будь-який	відводить воду із котловини

Тривалість протікання дощових вод вуличними лотками t_{can}, хв, визначають за формулою:

$$t_{can} = 0{,}021 \sum_i \frac{l_{can.i}}{V_{can.i}}, \tag{4.18}$$

де $l_{can.i}$ – довжина i-х ділянок лотків, м;

$V_{can.i}$ – розрахункова швидкість течії води лотком проїзної частини, м/с.

Тривалість протікання дощових вод трубами до розрахункового перерізу $t_{тр}$, хв, визначають за формулою:

$$t_{тр} = 0{,}017 \sum_i \frac{l_{тр.i}}{V_{тр.i}}, \tag{4.19}$$

де $l_{тр.i}$ – довжина i-х ділянок трубопроводу, м;

$V_{тр.i}$ – розрахункова швидкість течії води в трубопроводі, м/с.

Величина l_{can} залежить від розмірів кварталів, місць розташування перших дощоприймачів, категорій вулиць, їхніх поздовжніх ухилів, інтенсивностей руху і становлять 100–250 м. Швидкості течії в лотках V_{can} залежать від розмірів і типів лотків, їхніх поздовжніх ухилів, наповнення тощо. У середньому можна прийняти V_{can} = 0,3–1,0 м/с, а t_{can} = 2–15 хв.

Визначивши витрати зливової води, визначають діаметри колектора для кожної ділянки за таблицями Лукіних .[5].

4.3.2 Гідравлічний розрахунок колектора

Гідравлічним розрахунком визначають швидкість течії води в трубах, гідравлічний ухил, гідравлічний радіус, пропускну здатність колекторів мережі. Умовами розрахунку є самопливний і безнапірний рух води в трубах; робота колекторів під час їхнього розрахункового наповнення; рух води в колекторах, як турбулентного потоку.

Гідравлічні розрахунки мереж водовідведення орієнтовані на те, щоб за відомими максимальними витратами води на ділянках $q_{р.макс}$ (або q_r) підібрати діаметри d, ухили труб i, їхнє наповнення h/d так, щоб швидкості руху потоку стічних рідин V були достатніми для самоочищення труб, а заглиблення труб H були мінімальними, але не менше допустимих величин $H_{доп}$.

Пропускну здатність трубопроводів визначають за формулою:

$$q = \omega V, \tag{4.20}$$

де q – розрахункова витрата стічних вод, м^3/с;

ω – площа перерізу труби, м^2 (табл. 4.7);

V – середня швидкість руху стічних вод, м/с.

Під час гідравлічних розрахунків мереж водовідведення необхідно забезпечити такі граничні обмеження розрахункових параметрів:

– *мінімальні діаметри* труб внутрішньоквартальної мережі – 200 мм, а вуличної – 250 мм;

– *мінімальні швидкості* руху стічних вод в трубах $V_{мін}$ при періоді одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу $P = 0{,}33$ року приймають 0,6 м/с;

– *максимальні швидкості* стічних вод $V_{макс}$ для металевих труб – 10,0 м/с; для неметалевих – 7,0 м/с;

– *максимальне наповнення* труб $h/d_{макс} = 1{,}0$, тому труби з'єднують зазвичай по шелигах;

– *найменші ухили* самопливних трубопроводів $i_{мін}$ потрібно приймати залежно від допустимих мінімальних швидкостей руху стічних вод $V_{мін}$ у разі найбільшого розрахункового наповнення труб $h/d_{макс}$: для труб діаметрами d = 200 мм – $i_{мін}$ = 0,007; як виняток, залежно від місцевих умов для окремих ділянок самопливної мережі допускається приймати ухили 0,005, а у разі застосуванні пластмасових труб – 0,004;

– *мінімальну допустиму глибину закладання* $H_{з.доп}$ лотка трубопроводу для умов України – не менше 0,7 м до верху труби від поверхні землі або планування території.

Таблиця 4.7 – Значення гідравлічних елементів для круглих труб за повного їхнього наповнення

Діаметр труб D, м	Площа перерізу ω, м^2	Гідравлічний радіус $R = \omega/P$	$W_V = V/\sqrt{i}$	$K_Q = q_{пр}/\sqrt{i}$
0,3	0,071	0,075	12,85	0,908
0,4	0,126	0,1	15,55	1,954
0,5	0,196	0,125	18,06	3,546
0,6	0,283	0,15	20,39	5,76
0,7	0,385	0,18	22,6	8,7
0,8	0,503	0,2	24,68	12,41
0,9	0,636	0,22	26,72	17,00
1	0,785	0,25	28,57	22,44
1,1	0,95	0,28	30,49	28,98
1,2	1,131	0,3	32,33	36,56
1,3	1,327	0,32	34,08	45,24
1,4	1,54	0,35	35,79	55,09
1,5	1,767	0,38	37,58	66,41
1,6	2	0,4	39,13	78,65
1,7	2,269	0,42	40,41	91,69
1,8	2,543	0,45	42,27	107,49
1,9	2,385	0,48	44,14	125,14
2	3,14	0,5	45,32	142,37
2,1	3,462	0,52	46,5	160,98
2,2	3,799	0,55	48,3	183,49
2,3	4,153	0,58	49,91	207,28
2,4	4,522	0,6	51,15	231,3
2,5	4,906	0,62	52,78	256

4.3.3 Приклад розрахунку колектора зливової каналізації

Район проєктування – місто Харків (задається викладачем).

Як підоснову приймають розрахунково-графічну роботу, виконану під час вивчання дисципліни «Інженерна підготовка міських територій» (аркуш формату А3). Для запроєктованого колектора К1 окреслюють межі басейну стоку. Колектор розподіляють на ділянки, площу басейну стоку також поділяють на окремі площі для кожної ділянки колектора (рис. 4.3).

Гідрологічний розрахунок колектора:

1. Визначають площі басейнів стоку для кожної ділянки колектора:

$F_1 = 46$ га, $F_2 = 46 + 36{,}8 = 82{,}8$ га, $F_3 = 82{,}8 + 39{,}2 = 132$ га, $F_4 = 132 + 37{,}8 = 169{,}8$ га.

Рисунок 4.3 – План колектора зливової каналізації

Площі басейнів стоку на всіх ділянках не перевищують 500 га, тому η на всіх ділянках дорівнює *1* (табл. 4.3).

2. Для заданого керівником кліматичного району (місто Харків) приймаємо значення параметрів n_1, γ, q, m_r. Визначаємо параметри за таблицею 4.4:

$$n_1 = 0{,}67;\ \gamma = 1{,}54;\ q_{20} = 104;\ m_r = 83.$$

Період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу P, приймаємо за таблицями 4.5, 4.6: $P = 1$.

Середнє значення коефіцієнта покриву z_{mid} приймаємо *0,25*.

Коефіцієнт, що враховує збільшення пропускної здатності ділянок колекторів дощової каналізації β приймаємо *0,7*, якщо ухил місцевості i менше 0,03.

3. Розраховуємо параметр A за формулою (4.16):

$$A = q_{20} \cdot 20^n \left(1 + \frac{lg\, P}{lg\, m_r}\right)^{\gamma} = 104 \cdot 20^{0,67} \left(1 + \frac{lg\, 1}{lg\, 83}\right)^{1.54} = 773{,}97.$$

4. Визначаємо тривалість протікання дощових вод до вуличного лотка t_{con}:

$$t_{con} = 5 \text{ хв}.$$

5. На плані визначаємо довжину лотка $l_{can.}$, що дорівнює *230* м.

Розрахункова швидкість течії лотком проїзної частини V_{can} дорівнює *0,7* м/с.

Знаходимо тривалість протікання дощових вод вуличними лотками t_{can} за формулою (4.18):

$$t_{can} = 0{,}021 \sum_i \frac{l_{can.i}}{V_{can.i}} = 0{,}021 \frac{230}{0{,}7} = 6{,}9 хв.$$

6. Розрахункову швидкість течії води у трубопроводі $V_{тр}$ приймаємо *0,7* м/с. Обчислюємо тривалість протікання дощових вод трубами до розрахункового перерізу $t_{тр}$ за формулою (4.19). Через те, що колектор розподілено на чотири ділянки, тоді й розрахунків $t_{тр}$ має бути для чотирьох ділянок:

- на першій ділянці $t_{тр1} = 0{,}017 \sum_i \frac{l_{тр.i}}{V_{тр.i}} = 0{,}017 \frac{380}{0{,}7} = 9{,}23 хв;$
- на другій ділянці $t_{тр2} = 0{,}017 \frac{380+460}{0{,}7} = 20{,}4 хв;$
- на третій ділянці $t_{тр3} = 0{,}017 \frac{380+460+560}{0{,}7} = 34 хв;$
- на четвертій ділянці $t_{тр4} = 0{,}017 \frac{380+460+560+540}{0{,}7} = 47{,}1 хв.$

7. Знаходимо розрахункову тривалість дощу за формулою (4.17):

– на першій ділянці $t_{r1} = t_{con} + t_{can} + t_{mp1} = 5 + 6{,}9 + 9{,}23 = 21{,}13$ *хв;*
– на другій ділянці $t_{r2} = t_{con} + t_{can} + t_{mp2} = 5 + 6{,}9 + 20{,}4 = 32{,}3$ *хв;*
– на третій ділянці $t_{r3} = t_{con} + t_{can} + t_{mp3} = 5 + 6{,}9 + 34 = 45{,}9$ *хв;*
– на четвертій ділянці $t_{r4} = t_{con} + t_{can} + t_{mp4} = 5 + 6{,}9 + 47{,}1 = 59$ *хв.*

8. Обчислюємо коефіцієнт *m*, що враховує тривалість дощу:

– на першій ділянці $t_r < 10$ хв; тоді *m* розраховуємо за формулою (4.15),

$$m_1 = 0{,}457 \cdot t_{r1}^{0,34} = 0{,}457 \cdot 21{,}13^{0,34} = 1{,}29;$$

– на другій, третій і четвертій ділянках $t_r > 10$ хв, тоді *m* приймаємо рівним *1,0*.

9. Визначаємо розрахункові витрати зливової води за формулою (3.1):

– на першій ділянці:
$$q_{r1} = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F_1}{t_{r1}^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m_1 = \frac{0{,}25 \cdot 773{,}97^{1,2} \cdot 46}{21{,}13^{1,2 \cdot 0,67-0,1}} 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1{,}29 = 3549 л/с;$$
– на другій ділянці:
$$q_{r2} = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F_2}{t_{r2}^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m_2 = \frac{0{,}25 \cdot 773{,}97^{1,2} \cdot 82{,}8}{32{,}3^{1,2 \cdot 0,67-0,1}} 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1 = 3673{,}4 л/с;$$
– на третій ділянці:
$$q_{r3} = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F_3}{t_{r3}^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m_3 = \frac{0{,}25 \cdot 773{,}97^{1,2} \cdot 132}{45{,}9^{1,2 \cdot 0,67-0,1}} 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1 = 4572 л/с;$$
– на четвертій ділянці:
$$q_{r4} = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F_4}{t_{r4}^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m_4 = \frac{0{,}25 \cdot 773{,}97^{1,2} \cdot 169{,}8}{59^{1,2 \cdot 0,67-0,1}} 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1 = 4934 л/с.$$

10. За таблицями Лукіних [5] підбираємо діаметри труб колектора:

– на першій ділянці *d = 1200* мм, швидкість руху води в трубі *V = 3,491* м/с, наповнення в долях – *0,843*, гідравлічний ухил – *i = 0,009*;

– на другій ділянці *d = 1200* мм, швидкість руху води в трубі *V = 3,458* м/с, наповнення в долях – *0,89*, гідравлічний ухил – *i = 0,009*;

– на третій ділянці *d = 1400* мм, швидкість руху води в трубі *V = 3,068* м/с, наповнення в долях – *0,929*, гідравлічний ухил – *i = 0,006*;

– на четвертій ділянці *d = 1400* мм, швидкість руху води в трубі *V = 3,645* м/с, наповнення в долях – *0,823*, гідравлічний ухил – *i = 0,008*.

Гідравлічний розрахунок колектора:

1. Згідно з визначеними діаметрами для кожної ділянки за таблицею 4.7 знаходимо площу живого перерізу труби:

– на першій ділянці $\omega = 1{,}131$ м^2;
– на другій ділянці $\omega = 1{,}131$ м^2;
– на третій ділянці $\omega = 1{,}54$ м^2;
– на четвертій ділянці $\omega = 1{,}54$ м^2.

2. Обчислюємо пропускну здатність труби у разі повного її наповнення й самопливного режиму за формулою (4.20):

– на першій ділянці $q_1 = \omega V = 1{,}131 \cdot 3{,}497 = 3{,}955$ *м*^{3}*/с* $= 3955$ *л/с*;
– на другій ділянці $q_2 = 1{,}131 \cdot 3{,}458 = 3{,}911$ *м*^{3}*/с* $= 3911$ *л/с*;
– на третій ділянці $q_3 = 1{,}54 \cdot 3{,}068 = 4{,}725$ *м*^{3}*/с* $= 4725$ *л/с*;
– на четвертій ділянці $q_4 = 1{,}54 \cdot 3{,}645 = 5{,}613$ *м*^{3}*/с* $= 5613$ *л/с*.

Якщо порівняти розрахункові витрати q_r і пропускну здатність q на кожній ділянці колектора, можна виявити, що пропускна здатність вище розрахункових витрат і розбіжність становить:

– на першій ділянці $\frac{3955-3549}{3955} = 10\%$;
– на другій ділянці $\frac{3911-3673}{3911} = 6\%$;
– на третій ділянці $\frac{4725-4572}{4725} = 3\%$;
– на четвертій ділянці $\frac{5613-4934}{5613} = 12\%$.

Тобто розбіжність не перевищує 15 %, що задовольняє розрахунки.

4.3.4 Поздовжній профіль колектора зливової каналізації

Проєктування в профілі колекторів має на меті встановити позначки лотків труб, ухили й глибину закладення.

Поверхневі води в колектор надходять через дощоприймальні колодязі. Відстань між дощоприймальними колодязями залежить від ухилу вулиці: у разі ухилу вулиці 4 ‰ – 50 м; 4–6 ‰ – 60 м; 6–10 ‰ – 70 м; 10–30 ‰ – 80 м; більше ніж 30 ‰ – 90 м.

Оглядові колодязі встановлюють у місцях повороту траси, зміни діаметрів чи ухилів, приєднання гілок від дощоприймальних колодязів або бічних колекторів, а також на прямих ділянках на відстані: у разі діаметра 0,40 м – 50–60 м; 0,50–0,60 м – 60–70 м; 0,70–1.00 м – 60–80 м; більше ніж 1,2 м – 70–100 м.

Приклад побудови поздовжнього профілю колектора наведено на рисунку 4.4.

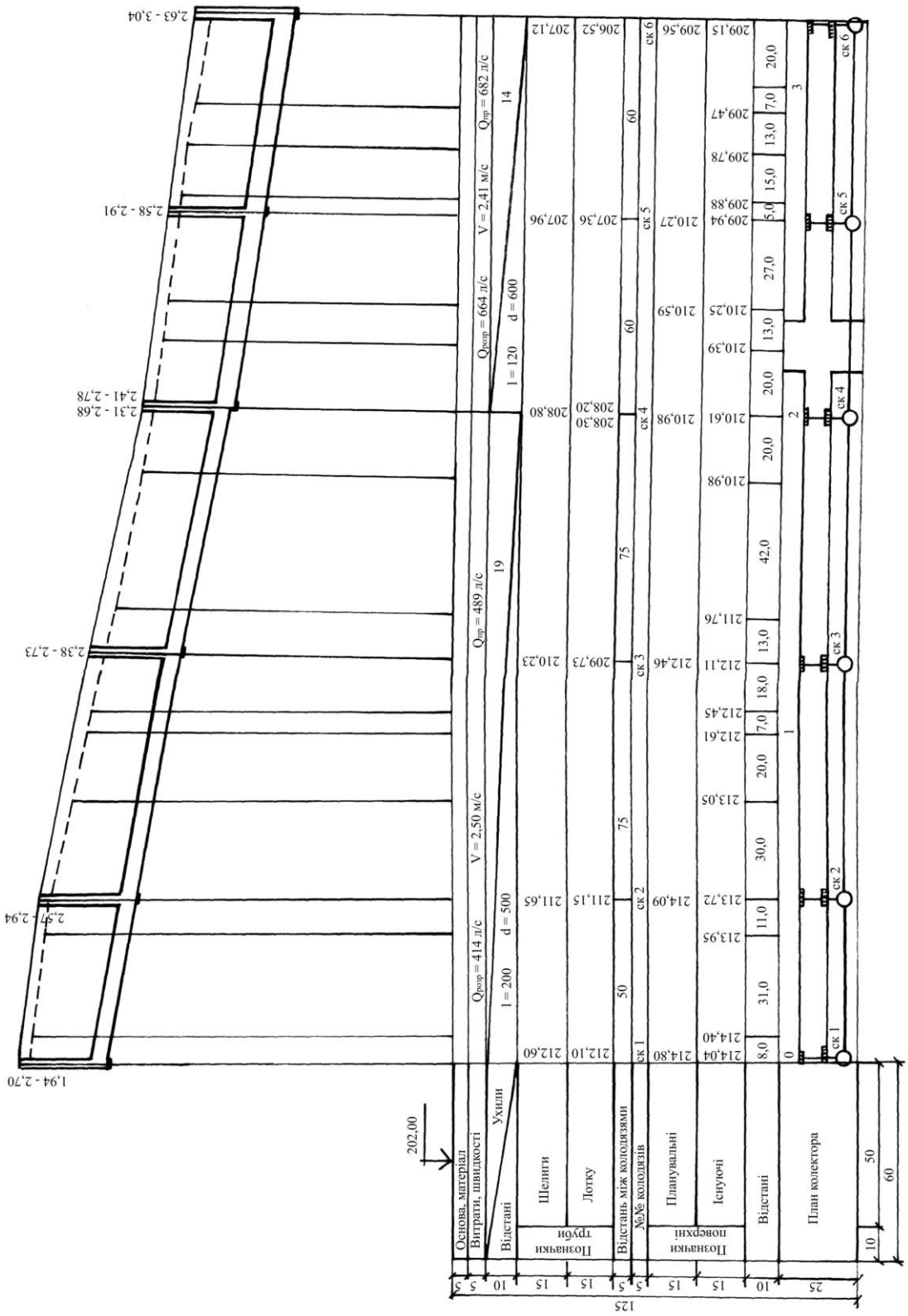

Рисунок 4.4 – Поздовжній профіль колектора зливової каналізації

Порядок побудови поздовжнього профілю колектора зливової каналізації та вимоги щодо його оформлення (поздовжній профіль будують у таких масштабах: горизонтальний – 1:2000, вертикальний – 1:100):

1. Спочатку будують чорний (існуючий) профіль, потім червоний (проєктний) за позначками, що розташовані над колектором. У графі «Відстані» вказують відстані між перехрестями та іншими характерними точками згідно плану міста. У графі «Позначки поверхні існуючі» надписують позначки існуючої поверхні землі, а у графі «Позначки поверхні планувальні» – позначки, що запроєктовані (червоні). Існуючу лінію поверхні показують пунктиром, проєктну – суцільною лінією.

2. У графі «План колектора» викреслюють схематично план проїзної частини вулиці, на якій розміщено колектор, показують перехрещення з іншими вулицями. На проїзній частині розміщують дощоприймальні колодязі. Якщо колодязь потрапляє на перехрестя, тоді його встановлюють за ним або перед перехрещенням. Після цього розміщують оглядові колодязі, які нумерують (ОК1, ОК2 та інші).

3. Будують поздовжній профіль колектора, на якому показують всі оглядові колодязі, з'єднані між собою трубою. Трубу закладають нижче від проєктної лінії поверхні залежно від розрахункової глибини промерзання ґрунту. Діаметр труби показують у масштабі, а діаметри колодязів – схематично. Колектор показують червоним кольором.

4. У графі «№ колодязів» проставляють номери оглядових колодязів.

5. У графі «Відстань між колодязями» надписують відстані між оглядовими колодязями.

6. У графі «Позначки труби – лотка» проставляють позначки лотка колодязя чи труби. Позначка лотка – це найнижча точка на дні колодязя або труби.

7. У графі «Позначки труби – шелиги» надписують позначки шелиги – найвищої точки усередині труби. Позначка шелиги – це позначка лотка плюс діаметр труби.

8. У графі «Ухили/Відстані» зверху надписують ухили труби у промілях, знизу – довжину ділянки труби з цим ухилом у метрах і діаметр труби на цій ділянці в міліметрах.

9. У графі «Витрати, швидкості» показують розрахункові витрати q_r за гідрологічним розрахунком, швидкість води у трубі V і пропускну здатність труби q за гідравлічним розрахунком.

10. У графі «Основа, матеріал» указують, на якій основі вкладають труби і яким матеріалом засипають. Цю графу дозволяється не заповнювати.

Графи з пунктів 4–9 заповнюють червоним кольором.

11. Розраховують робочі позначки, які надписують на профілі зверху над оглядовими колодязями. Нижча позначка – це різниця між існуючою позначкою

поверхні землі й позначкою лотка труби чи колодязя. Верхня позначка – це різниця між проєктною позначкою поверхні й позначкою лотка труби чи колодязя. Робочі позначки надписують червоним кольором.

4.4 Розрахунок водопропускних труб

Пропускну здатність безнапірних труб визначають за формулою:

$$Q = \phi_б \omega_c \sqrt{2g(H - h_c)}; \quad (4.21)$$

– для напівнапірних труб:

$$Q = \phi_п \omega_c \sqrt{2g(H - h_c)}; \quad (4.22)$$

– для напірних труб:

$$Q = \phi_н \omega_{тр} \sqrt{2g\left(H - h_{тр}\right)}, \quad (4.23)$$

де $\varphi_б$, $\varphi_п$, $\varphi_н$ – коефіцієнти витрат ($\varphi_б$ для обтічних оголовків дорівнює 0,95, а для інших – 0,85; $\varphi_п$ = 0,95 для всіх оголовків, крім обтічних; $\varphi_н$ = 0,95–1,0);

ω_c – площа стисненого перерізу, м^2, яка визначається за допомогою графіка (рис. 4.5);

$\omega_{тр}$ – площа поперечного перерізу труби, м^2;

H – глибина води перед трубою, м;

h_c – глибина потоку у стиснутому перерізі, м;

$h_{тр}$ – висота (діаметр) труби, м.

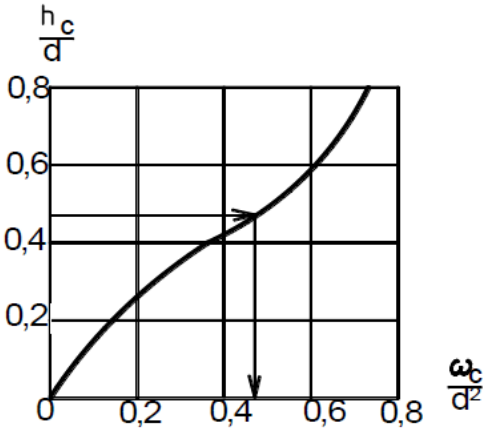

Рисунок 4.5 – Графік для визначення характеристик круглого перерізу

Для прямокутних труб пропускна здатність визначається за формулою

$$Q = 1{,}35 \cdot b \cdot H^{3/2}, \qquad (4.24)$$

де b – ширина прямокутної труби, м.

Розрахована за формулами пропускна здатність труб не повинна відрізнятися від табличної більш ніж на 10 %.

Під час розрахунків можливо користатись таблицями 4.8–4.11, які дозволяють за витратами і глибиною перед трубою підбирати стандартні отвори труб.

Найменшу висоту насипу *біля безнапірних труб* визначають за формулою:

$$H_{min} = h_{тр} + \delta + h_{зас}, \qquad (4.25)$$

де $h_{тр}$ – діаметр круглої або висота прямокутної труби, м;

δ – товщина стінок труби, м (табл. 4.10, 4.11);

$h_{зас}$ – засипка над трубою, яка для автомобільних доріг має бути не меншою ніж 0,5 м.

Таблиця 4.8 – Гідравлічні характеристики прямокутних труб з нормальною вхідною ланкою

Отвір труби $h \times b$	Безнапірний режим								Напівнапірний режим		
	Q_p, м^3/с	Q_H, м^3/с	H, м	$h_{вх}$, м	h_x, м	$h_{сж}$, м	$i_к$	$V_{вих}$, м/с	Q_H, м^3/с	H, м	$V_{вих}$, м/с
1,5 × 2,0	6,75	–	1,97	1,66	1,31	1,11	0,007	4,1	8,25	2,30	4,3
	–	7,5	2,12	–	1,41	1,19	0,007	4,2	13,50	3,99	7,1
2,0 × 2,0	9,00	–	1,97	1,66	1,31	1,11	0,007	4,1	11,00	2,30	4,3
	–	10,00	2,12	–	1,41	1,19	0,007	4,2	18,00	3,99	7,1
3,0 × 2,0	13,50	–	1,97	1,66	1,31	1,11	0,007	4,1	16,50	2,30	4,3
	–	15,00	2,12	–	1,41	1,19	0,007	4,2	27,00	3,99	7,1
2,0 × 3,0	17,00	–	3,01	2,50	2,01	1,70	0,008	5,0	21,00	3,47	5,5
	–	19,00	3,27	–	2,17	1,82	0,008	5,2	23,60	3,99	6,2
3,0 × 3,0	25,50	–	3,01	2,50	2,01	1,70	0,008	5,0	31,50	3,47	5,5
	–	28,50	3,27	–	2,17	1,82	0,008	5,2	35,40	3,99	6,2
4,0 × 3,0	34,00	–	3,01	2,50	2,01	1,70	0,008	5,0	42,00	3,47	5,5
	–	38,00	3,27	–	2,17	1,82	0,008	5,2	47,20	3,99	6,2
5,0 × 3,0	42,50	–	3,01	2,50	2,01	1,70	0,008	5,0	52,50	3,47	5,5
	–	48,00	3,27	–	2,17	1,82	0,008	5,2	59,00	3,99	6,2
6,0 × 3,0	51,00	–	3,01	2,50	2,01	1,70	0,008	5,0	63,00	3,47	5,5
	–	57,00	3,27	–	2,17	1,82	0,008	5,2	70,80	3,99	6,2

Найменшу висоту насипу *біля напівнапірних і напірних труб* визначають за формулою:

$$H_{min} = H + \Delta, \qquad (4.26)$$

де H – рівень підпертої води, м;

Δ – запас над рівнем підпертої води, який приймають 1,0 м.

Таблиця 4.9 – Гідравлічні характеристики типових круглих труб

Тип оголовка	Діаметр отвору, м	Витрата, м^3/с	Глибина води перед трубою, м	Швидкість на виході з труби, м/с
1	2	3	4	5
Безнапірний режим				
Портальний	0,75	0,25	0,41	1,40
		0,40	0,62	1,70
		0,60	0,79	2,00
		0,74	0,90	2,20
Розтрубний з нормальним вхідним кільцем	1,00	1,00	0,94	2,40
		1,70	1,27	2,70
		1,40	1,15	2,70
Розтрубний з конічним вхідним кільцем	1,0	0,60	0,57	1,40
		1,00	0,84	2,40
		1,40	1,03	2,70
		1,70	1,08	2,70
		2,00	1,31	3,30
		2,20	1,39	3,40
	1,25	1,00	0,77	2,20
		1,50	0,95	2,50
		2,00	1,13	2,70
		2,50	1,29	3,00
		2,70	1,37	3,20
		3,00	1,46	3,30
		3,50	1,61	3,50
		3,90	1,74	3,80
	1,50	2,50	1,19	2,90
		2,80	1,27	3,00
		3,00	1,32	3,00
		3,50	1,450	3,20
		3,90	1,54	3,30
		4,30	1,63	3,50
		4,70	1,75	3,70
		5,00	1,81	3,70
		6,00	2,08	4,10
Розтрубний з конічним вхідним кільцем	2,00	3,50	1,26	2,90
		4,00	1,36	3,00
		4,50	1,47	3,20
		5,00	1,55	3,30
		5,50	1,65	3,40
		6,00	1,13	3,50
		6,50	1,81	3,60
		7,00	1,90	3,70
		7,50	1,98	3,80

Продовження таблиці 4.9

1	2	3	4	5
Розтрубний з конічним вхідним кільцем	2,00	8,00	2,06	3,90
		8,50	2,14	4,00
		9,00	2,22	4,10
		9,70	2,32	4,20
		10,00	2,38	4,30
		10,50	2,46	4,30
		11,00	2,54	4,50
		12,50	2,78	4,80
Напівнапірний режим				
Розтрубний з нормальним вхідним кільцем	1,00	1,70	1,27	3,60
		2,30	1,89	4,90
		2,50	2,12	5,30
		2,80	2,54	6,00
	1,25	3,00	1,59	4,10
		3,50	2,00	4,80
		4,00	2,38	5,50
		4,40	2,73	6,00
	1,50	4,70	1,91	4,40
		5,20	2,21	4,90
		5,60	2,42	5,30
		6,00	2,64	5,70
		6,36	2,85	6,00
Напірний режим				
Розтрубний з конічним вхідним кільцем	1,00	3,00	1,66	4,20
		3,50	2,02	5,00
	1,25	5,00	1,96	4,50
		6,00	2,45	5,40
	1,50	7,00	2,24	4,40
		8,00	2,40	5,00
		8,50	2,58	5,30
	2,00	13,50	2,86	4,90
		14,50	3,01	5,10
		16,00	3,11	5,70
		16,50	3,22	5,90

Таблиця 4.10 – Геометричні розміри круглих труб

Отвір d, м	Вхідна ланка		Довжина оголовка М, м	Висота насипу $H_{нас}$, м	Товщина ланки δ, м
	Висота h_{bx}, м	Довжина l_{bx}, м			
1.00	1.20	1.32	1.78	До 4,00	0,0
				4,1–7,0	0,2
1,25	1,50	1,32	2,26	До 4,0	0,12
				4,1–8,0	0,14
				8,1–20	0,18
1,50	1,80	1,32	2,74	До 4,5	0,14
				4,6–9,0	0,16
				9,1–20	0,22
2,00	2,40	1,32	3,66	До 5,0	0,16
				5,1–9,0	0,20
				9,1–20	0,24

Таблиця 4.11 – Геометричні розміри прямокутних труб

Отвір $b \times h$	Вхідне кільце-секція		Довжина оголовка $\frac{l}{l_1}$, м	Висота насипу $H_{нас}$, м	Товщина плити перекриття δ, м
	Висота h_{bx}, м	Довжина l_{bx}, м			
1,5 × 2,0	2,0	3,02	3,20	До 8,0	0,19
	2,5		3,95	8,1–20,0	0,30
2,0 × 2,0	2,0	3,02	3,20	До 8,0	0,22
	2,5		3,95	8,1–20,0	0,37
3,0 × 2,0	2,0	3,02	3,20	До 8,0	0,30
	2,5		3,95	8,1–20,0	0,47
2,0 × 3,0	3,0	3,02	4,70	До 8,0	0,22
	3,5		5,74	8,1–20,0	0,37
3,0 × 3,0	3,0	3,02	4,70	До 8,0	0,30
	3,5		5,74	8,1–20,0	0,47
4,0 × 3,0	3,0	3,02	4,70	До 8,0	0,36
	3,5		5,74	8,1–20,0	0,57
5,0 × 3,0	3,0	3,02	4,70	До 8,0	0,43
	3,5		5,74	8,1–20,0	0,68
6,0 × 3,0	3,0	3,02	4,70	До 8,0	0,50
	3,5		5,74	8,1–20,0	0,76

Довжина труби залежить від висоти насипу $H_{нас}$ біля труби, яку приймають за поздовжнім профілем після його проєктування і повинна бути не менше найменшої висоти насипу біля труби $H_{нас} \geq H_{min}$.

За висоти насипу $H_{нас} \leq 6{,}0$ м довжина труби без оголовків буде дорівнювати:

$$L = \left[\frac{0{,}5B + m(H_{нас} - h_{тр})}{1 + mi_0} + \frac{0{,}5B + m(H_{нас} - h_{тр})}{1 - mi_0} + n\right]\frac{1}{\sin\alpha}, \qquad (4.27)$$

де B – ширина земляного полотна, м;
m – коефіцієнт закладення укосів насипу – 1,5;
$H_{нас}$ – висота насипу біля труби, м;
$h_{тр}$ – діаметр круглої труби, м;
i_0 – ухил труби, приймається рівним похилу лога біля споруди i_c;
n – товщина стінок оголовка, приймається 0,35 м;
α – кут між віссю дороги і труби.

За висоти $H_{нас} > 6{,}0$ м довжина труби:

$$L = \left[\frac{0{,}5B - 1{,}5 + 1{,}75(H_{нас} - h_{тр})}{1 + 1{,}75 i_0} + \frac{0{,}5B - 1{,}5 + 1{,}75(H_{нас} - h_{тр})}{1 - 1{,}75 i_0} + n\right]\frac{1}{\sin\alpha}. \quad (4.28)$$

Повна довжина труби:

$$L_{тр} = L + 2M, \quad (4.29)$$

де M – довжина оголовків (див. табл. 4.10).

4.5 Проєктування дамб обвалування

4.5.1 Визначення позначки гребеня дамби

Елементи глибоководної хвилі визначають за формулами:

$$h_{гл} = 0{,}073 \cdot K_P W \sqrt{\frac{Д}{\lambda_{0ГЛ}}}, \quad (4.30)$$

$$\lambda_{гл} = 0{,}073 \cdot W \sqrt{Д \lambda_{0ГЛ}}, \quad (4.31)$$

$$\lambda_{0ГЛ} = 9 + 19 e^{-\frac{14}{W}}, \quad (4.32)$$

де $h_{гл}$ – висота хвилі на глибокій воді, м;
$Д$ – довжина вітрового розгону, яку приймають за таблицею вихідних даних (табл. А.1 дод. А);
$\lambda_{0ГЛ}$ – відносна довжина хвилі на глибокій воді;
$\lambda_{гл}$ – довжина хвилі на глибокій воді, м;
W – розрахункова швидкість вітру, м/с, виміряна на висоті 10 м (табл. А.1 дод. А);
K_P – коефіцієнт, який враховує підвищену інтенсивність розвитку хвилі на початку розгону, розраховують за формулою:

$$K_P = 1 + e^{-0{,}4\frac{Д}{W}}. \quad (4.34)$$

Висоту h і довжину хвилі λ в заданій точці знаходять за формулами:

$$h = \beta \cdot h_{гл}; \quad (4.35)$$
$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_{гл}, \quad (4.36)$$

де α, β – коефіцієнти, які залежать від відношення $H/\lambda_{гл}$ і визначаються за таблицею 4.12;

H – середня глибина водойми, м (табл. А.1 дод. А).

Висоту накату хвилі на укіс $h_н$ розраховують так:

$$h_н = 2K_ш \frac{h}{m_1} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}}, \quad (4.37)$$

де $K_ш$ – коефіцієнт шорсткості, приймається залежно від типу укріплення укосу за таблицею 4.13;

m_1 – коефіцієнт верхового укосу, визначається за таблицею 4.14 (для дамби висотою 4–7 м).

Таблиця 4.12 – Значення коефіцієнтів α і β

$H/\lambda_{гл}$	α	β	$H/\lambda_{гл}$	α	β
0,01	0,119	0,251	0,26	0,724	0,753
0,02	0,161	0,306	0,28	0,74	0,767
0,03	0,2	0,352	0,3	0,765	0,78
0,04	0,238	0,394	0,35	0,796	0,81
0,05	0,275	0,428	0,4	0,823	0,832
0,06	0,310	0,462	0,45	0,85	0,854
0,07	0,343	0,493	0,5	0,866	0,871
0,08	0,378	0,519	0,6	0,904	0,904
0,09	0,406	0,542	0,65	0,918	0,913
0,1	0,435	0,564	0,7	0,930	0,930
0,12	0,485	0,596	0,75	0,942	0,942
0,14	0,54	0,635	0,8	0,956	0,956
0,16	0,582	0,662	0,85	0,967	0,967
0,18	0,617	0,685	0,9	0,980	0,98
0,2	0,652	0,703	0,95	0,990	0,99
0,22	0,679	0,720	1	1	1
0,24	0,703	0,736	-	-	-

Таблиця 4.13 – Коефіцієнт шорсткості

Тип укріплення схилу	Коефіцієнт шорсткості
Суцільне непроникне покриття (асфальтобетон)	1
Бетонне покриття	0,9
Мостова (кам’яна кладка)	0,75–0,8
Накид: – з кругляка, – з рваного каменю, – з масивів	 0,6–0,65 0,55 0,5

Таблиця 4.14 – Визначення коефіцієнтів верхового та низового укосів

Ґрунт тіла дамби	Коефіцієнти укосу при розрахунковій висоті дамби					
	до 4 м		від 4 до 7м		більше 7 м	
	m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2
Суглинок	2	1,5	2,5	1,75	3	2,25
Лес	2,75	2,25	3,25	2,75	3,75	3
Супісь	2,75	2,25	3	2,5	3,25	2,75
Пісок середньозернистий	2,75	2,25	2,75	2,25	3	2,5
Пісок дрібнозернистий	3	2,5	3,25	2,75	3,5	3
Примітка: m_1 – для мокрого укосу (верхового), m_2 – для сухого укосу (низового).						

Перевищення гребня дамби над розрахунковим рівнем води визначають за формулою:

$$Z = \Delta h + h_н + a, \tag{4.38}$$

де Δh – величина вітрового нагону (табл. А.1 дод. А);

a – запас у висоті споруди, що вимірюється від позначки накату хвилі на укіс, м, приймається залежно від умов експлуатації та класу дамби за таблицею 4.15 (для нормальних умов експлуатації).

Позначку гребеня дамби $Z_г$ обчислюють за формулою:

$$Z_г = Z_в + Z, \tag{4.39}$$

де $Z_в$ – розрахункова позначка води у водоймі, м (табл. А.1 дод. А);

Z – перевищення гребеня дамби над розрахунковим рівнем води, м.

Таблиця 4.15 – Піднесення гребеня дамби, *a,* м

Умови експлуатації	Клас дамби			
	1	2	3	4
Нормальні	1	0,7	0,5	0,4
Надзвичайні	0,7	0,5	0,4	0,3

4.5.2 Проєктування параметрів дамби

Параметри дамби показано на рисунку 4.6.

Визначають висоту дамби в ідеальному перерізі $H_д$:

$$H_д = Z + H_1, \tag{4.40}$$

де H_1 – глибина води перед дамбою (див. табл. А.1 дод. А), м.

Розраховують ширину верхньої частини дамби b:

$$b = 1{,}65\sqrt{H_д}, \text{ але не менше ніж 3 м.} \quad (4.41)$$

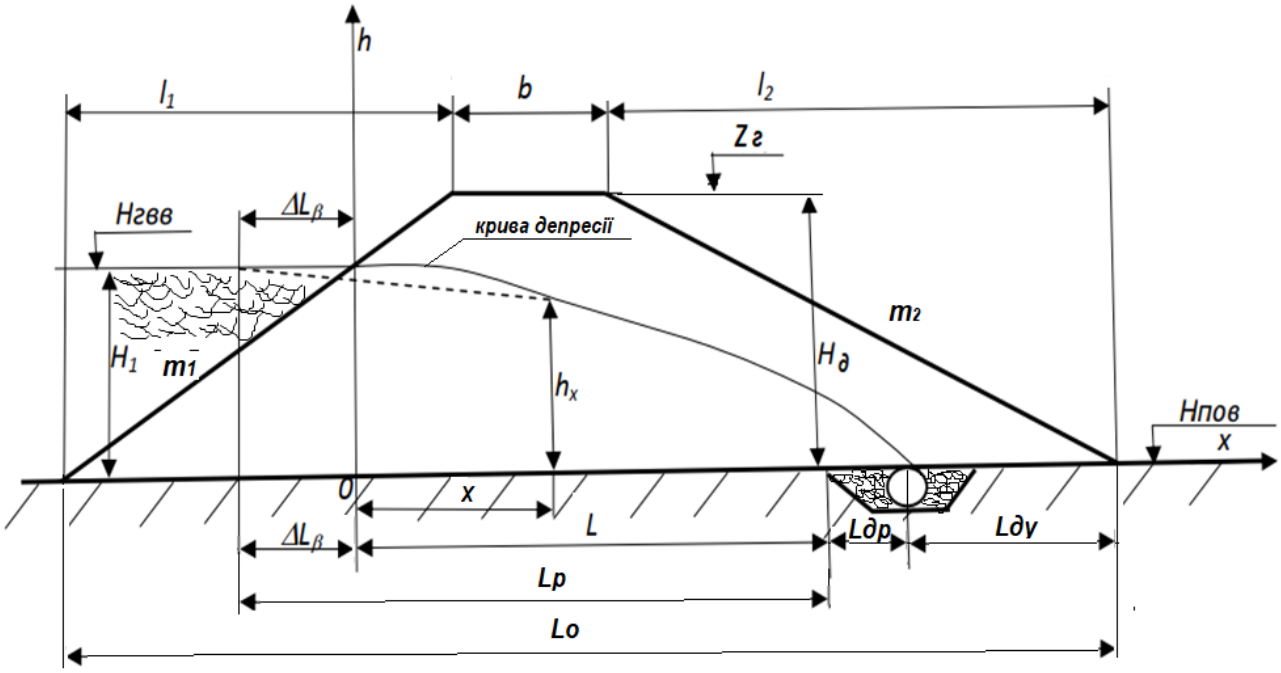

Рисунок 4.6 – Однорідна дамба на водонепроникній основі

Визначають ширину основи дамби L_o:

$$L_o = l_1 + b + l_2, \quad (4.42)$$

де b – ширина верхньої частини дамби (див. формулу 4.41);

l_1 і l_2 – відповідно величини закладання укосів (горизонтальна проекція укоса), які розраховуються за формулами:

$$l_1 = m_1 H_д, \quad (4.43)$$
$$l_2 = m_2 H_д, \quad (4.44)$$

де m_1 та m_2 – коефіцієнти відповідно верхового та низового укосів при розрахунковій висоті дамби $H_д$ (визначаються за таблицею 4.14).

4.5.3 Фільтраційний розрахунок дамб обвалування

Під дією напору водойми на верховий укіс відбувається фільтрація води через дамбу. У результаті частина тіла дамби насичується водою, що фільтрується, верхню вільну поверхню якої називають поверхнею депресії. Лінію перетину цієї поверхні з вертикальною площиною називають депресійною кривою або кривою депресії (рис. 4.6). Нижче кривої депресії фільтраційний потік рухається в порах ґрунту з деякою швидкістю, а ґрунт, насичений водою, знаходиться у зваженому стані, що знижує стійкість укосів. Вище депресійної кривої ґрунт тіла дамби має природну вологість. Параметри фільтраційного

потоку дозволяють встановити раціональні форми та розміри поперечного профілю дамби та її протифільтраційних та дренажних пристроїв, а також уточнити загальну схему дренування тіла та основи дамби.

Далі виконуємо фільтраційний розрахунок однорідної дамби на водонепроникній основі з трубчастим дренажем. Фільтраційний розрахунок дамб виконують для встановлення положення депресійної кривої в тілі дамби і визначення фільтраційних витрат води.

Спочатку визначають розрахунковий параметр L_p:

$$L_P = L + \Delta L_B, \tag{4.45}$$

де L – відстань від точки перетину рівня води з верховим укосом до початку обсипання, м (див. рис. 4.6);

ΔL_B – величина від точки перетину рівня води з верховим укосом до умовної вертикальної роздільної площини початку теоретичної кривої депресії, м (за методом еквівалентного профілю, що спрощує розрахункові формули).

$$L = L_o - H_1 m_1 - L_{др} - L_{ду}; \tag{4.46}$$

де L_o – ширина основи дамби, м (див. формулу 4.42);

H_1 – глибина води перед дамбою, м (див. формулу 4.40);

m_1 – коефіцієнт для верхового укосу (табл. 4.14);

$L_{др}$ – відстань від початку обсипання до осі дрени, м (приймаємо $L_{др}$ = 0,4–0,5 м);

$L_{ду}$ – параметр залягання дрени в тілі дамби, або відстань від осі дренажної труби до межі підошви низового укосу (приймаємо 2–5м).

$$\Delta L_B = \beta_B H_1 \rightleftarrows; \tag{4.47}$$

де β_B – коефіцієнт, який залежить від величини верхового укосу, знаходять його за формулою:

$$\beta_B = \frac{m_1}{2m_1+1}, \tag{4.48}$$

де m_1 – коефіцієнт для верхового укосу (табл. 4.14).

Далі визначають фільтраційні витрати на 1 погонний метр дамби:

$$q = K(\frac{{H_1}^2}{2L_P}), \text{ м}^3\text{/добу}, \tag{4.49}$$

де H_1 – глибина води перед дамбою, м;

K – коефіцієнт фільтрації тіла дамби (табл. 4.16);

L_p – розрахункова величина (за формулою 4.45)

Таблиця 4.16 – Коефіцієнт фільтрації тіла дамби

Ґрунт	Лес	Суглинок	Супісь	Пісок		
				дрібний	середній	крупний
K, м/добу	0,008	0,1–0,2	0,2–0,8	2–5	5–15	15–50

Перераховують відстань від початку обсипання до осі дрени $L_{др}$, яка повинна задовольняти умові:

$$L_{др} \geq 0{,}5\frac{q}{K}, \text{ м.} \quad (4.50)$$

Якщо після розрахунку відстань $L_{др}$ буде менше прийнятого 0,4–0,5 м, тоді залишаємо $L_д = 0{,}4–0{,}5$ *м*, а якщо більше – приймаємо нове значення $L_{др}$.

Далі розраховуємо координати *X* и h_x (див. рис. 4.6) фільтраційної кривої (кривої депресії). Вони є точками, за якими ми можемо побудувати графік зміни фільтрації тіла дамби. Приймаючи значення *X*, розраховують h_x і визначають положення кривої депресії за декількома точками.

Величину h_x обчислюють за формулою:

$$h_x = \sqrt{2\frac{q}{K}(L - X + L_{др})}, \text{ м.} \quad (4.51)$$

Для побудови графіку кривої депресії достатньо 7–10 точок. Для цього відстань $(L + L_д)$ розділяють на 6–9 рівних відрізків і розраховують по-перше X_1 (наприклад, $X_1 = (L + L_{др}) / 7$). Далі $X_2 = 2X_1$, $X_3 = 3X_1$, тощо.

Точки	*X*, м	h_x, м
1	X_1	
2	X_2	
3	X_3	
4	X_4	
…	…	
N	$X_n = L + L_{др}$	$h_n = 0$

4.5.4 Приклад розрахунку дамби обвалування

Вихідні дані	Варіант номер
Швидкість вітру *W*, м/с	17,6
Довжина вітрового розгону *Д*, км	4,4
Середня глибина водойми *H*, м	5
Глибина води перед дамбою, H_1, м	5
Розрахункова позначка води у водоймі, $Z_в$, м	73
Величина вітрового нагону Δh, м	0,43
Клас дамби	2
Тип укріплення верхового укосу	накид з рваного каменю
Тип ґрунту дамби	лес

Визначення позначки гребеня дамби

Визначаємо елементи глибоководної хвилі:

$$\lambda_{0ГЛ} = 9 + 19e^{-\frac{14}{W}} = 9 + 19 \cdot 2{,}718^{-\frac{14}{17{,}6}} = 17.57 \text{ м};$$

$$K_P = 1 + e^{-0{,}4\frac{Д}{W}} = 1 + 2{,}718^{-0{,}4\frac{4{,}4}{17{,}6}} = 1{,}9;$$

$$h_{гл} = 0{,}073 \cdot K_P W \sqrt{\frac{Д}{\lambda_{0ГЛ}}} = 0{,}073 \cdot 1{,}9 \cdot 17{,}6 \sqrt{\frac{4{,}4}{17{,}57}} = 1{,}22 \text{ м};$$

$$\lambda_{гл} = 0{,}073 \cdot W\sqrt{Д\lambda_{0ГЛ}} = 0{,}073 \cdot 17{,}6\sqrt{4{,}4 \cdot 17{,}57} = 11{,}3 \text{ м}.$$

Визначаємо висоту h і довжину хвилі λ у заданій точці:

$$h = \beta \cdot h_{гл} = 0{,}85 \cdot 1{,}22 = 1{,}04 \text{ м}.$$

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_{гл} = 0{,}854 \cdot 11{,}3 = 9{,}65 \text{ м}.$$

Розраховуємо висоту накату хвилі на укіс:

$$h_н = 2K_ш \frac{h}{m_1} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}} = 2 \cdot 0{,}55 \frac{1{,}04}{3{,}25} \sqrt[3]{\frac{9{,}65}{1{,}04}} = 0{,}74 \text{ м}.$$

Визначаємо перевищення гребня дамби над розрахунковим рівнем води:

$$Z = \Delta h + h_н + a = 0{,}43 + 0{,}74 + 0{,}7 = 1{,}87 \text{ м}.$$

Розраховуємо позначку гребеня дамби $Z_г$:

$$Z_г = Z_в + Z = 73 + 1{,}87 = 74{,}87 \text{ м}.$$

Проєктування параметрів дамби

Визначаємо висоту дамби в ідеальному перерізі:

$$H_д = Z + H_1 = 1{,}87 + 5 = 6{,}87 \text{ м}.$$

Розраховуємо ширину верхньої частини дамби:

$$b = 1{,}65\sqrt{H_д} = 1{,}65\sqrt{6{,}87} = 4{,}32 \text{ м}.$$

Визначають ширину основи дамби:

$$L_o = l_1 + b + l_2 = 3{,}25 \cdot 6{,}87 + 4{,}32 + 2{,}75 \cdot 6{,}87 = 45{,}54 \text{ м.}$$

Фільтраційний розрахунок дамби обвалування

$$\beta_B = \frac{m_1}{2m_1+1} = \frac{3{,}25}{6{,}5+1} = 0{,}433.$$
$$\Delta L_B = \beta_B H_1 \Delta L_B = 0{,}433 \cdot 5 = 2{,}17 \text{ м.}$$

Приймаємо $L_{др} = 0{,}4$ *м, а* $L_{ду} = 5$ м.

$$L = L_o - H_1 m_1 - L_{др} - L_{ду} = 45{,}54 - 5 \cdot 3{,}25 - 0{,}4 - 5 = 23{,}89 \text{ м,}$$
$$L_P = L + \Delta L_B = 23{,}89 + 2{,}17 = 26{,}06 \text{ м.}$$

Визначаємо фільтраційні витрати на 1 погонний метр дамби:

$$q = K\left(\frac{{H_1}^2}{2L_P}\right),$$
$$q = 0{,}008\left(\frac{5^2}{2 * 26{,}06}\right) = 0{,}004 \text{ м3/ добу}.$$

Перераховуємо $L_{\text{др}} \geq 0{,}5\frac{q}{K}, = 0{,}5 \cdot 0{,}004 \ / \ 0{,}008 = 0{,}25$ м, що менше прийнятого 0,4 м, тому залишаємо $L_{др} = 0{,}4$ *м*.

Далі, приймаючи значення *X*, розраховуємо $h_x = \sqrt{2\frac{q}{K}\left(L - X + L_{др}\right)}$ і по точках будуємо графік кривої депресії. $X_1 = (23{,}89 + 0{,}4) \ / \ 7 = 3{,}47$ м.

$$h_1 = \sqrt{2\frac{0{,}004}{0{,}008}(23{,}89 - 3{,}47 + 0{,}4)} = 4{,}56 \text{ м.}$$

Аналогічно далі виконують усі інші розрахунки. Результати заносимо у таблицю 4.17.

Таблиця 4.17

Точки	*X*, м	h_x, м
0	$X_0=0$	$h_0=H_1=5$
1	$X_1=3{,}47$	$h_1=4{,}56$
2	$X_2=6{,}94$	$h_2=4{,}17$
3	$X_3=10{,}41$	$h_3=3{,}73$
4	$X_4=13{,}88$	$h_4=3{,}23$
5	$X_5=17{,}35$	$h_5=2{,}63$
6	$X_6=20{,}82$	$h_6=1{,}86$
7	$X_7=24{,}29$	$h_7=0$

4.6 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу

Під час розрахунку систематичного дренажу горизонтального типу необхідно визначити відстань між дренами, положення рівня ґрунтових вод після осушення, приплив ґрунтових вод до дрен і до колектора, діаметри та ухили труб дрен і колектора (рис. 4.7).

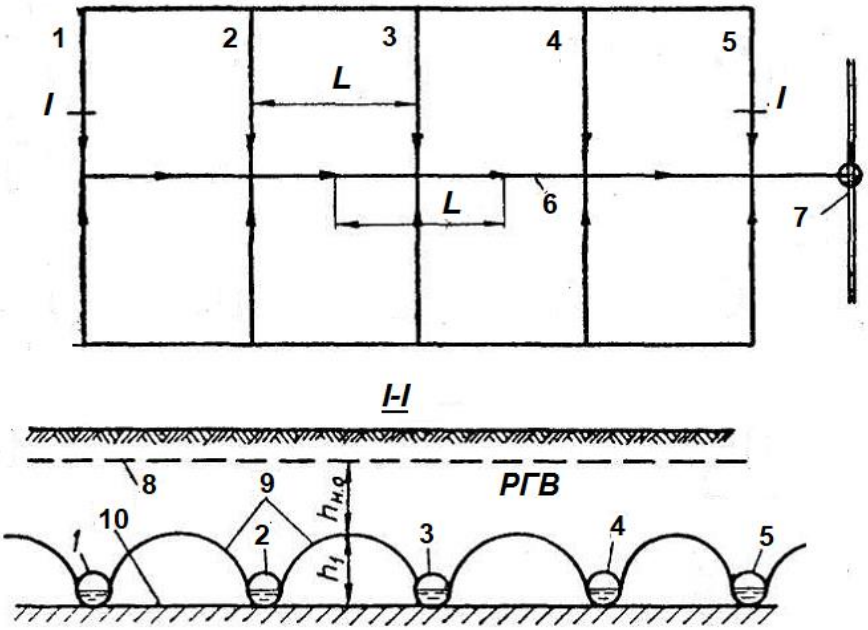

Рисунок 4.7 – Загальна схема осушувальної мережі досконалого систематичного дренажу:
1–5 – дрени-осушувачі; 6 – колектор; 7 – зливостоки; 8 – рівень ґрунтових вод (РГВ) до осушення; 9 – рівень ґрунтових вод при роботі дренажу;
10 – водоупір; $h_{н.о}$ – глибина пониження рівня ґрунтових вод; h_1 – висота шару води над водоупором; L – відстань між дренами

Вихідними даними для проєктування систематичного дренажу є дані інженерних вишукувань по ділянці заданих розмірів. Для цього, по-перше, виконують топографічний план ділянки дренування, виконаний в масштабі 1:1000–1:2000, створений на основі сітки квадратів зі сторонами 50 м × 50 м або 100 м × 100 м. По-друге, для отримання геологічних і гідрогеологічних даних у вершинах квадратів бурять розвідувальні свердловини з відбором зразків ґрунтів та вимірами глибин появи води.

Вихідні дані для виконання учбового завдання по варіантах наведено в таблиці Б.1 додатка Б, а дані інженерних вишукувань по майданчикам – у таблицях Б.2 і Б.3 додатка Б.

Далі, на основі топографічних, геологічних і гідрогеологічних даних по свердловинам будують зображення поверхні водоупора (план майданчику в ізогіпсах). Ізогіпси – це лінії на маркшейдерсько-геологічних планах, які з’єднують точки з однаковим значенням абсолютних висот (аналог

горизонталей, тільки під рівнем земної поверхні). В нашому випадку, ізогіпси – це лінії, які єднають точки з однаковим значенням абсолютних висот поверхні водоупора (глини).

Значення позначки ізогіпси в кожній вершині квадратів (кожній свердловині) визначаємо за формулою:

$$H_{ізог} = H_{чор} - H_{св} + h_{гл}, \quad (4.52)$$

де: $H_{чор}$ – чорна позначка вершини квадрату-гирла свердловини на поверхні землі (рис. 4.8 і дод. Б.2, Б.3);

$H_{св}$ – глибина свердловини (рис. 4.8 і дод. Б.2, Б.3);

$h_{гл}$ – товща глинистого шару ґрунту (рис. 4.8 і дод. Б.2, Б.3).

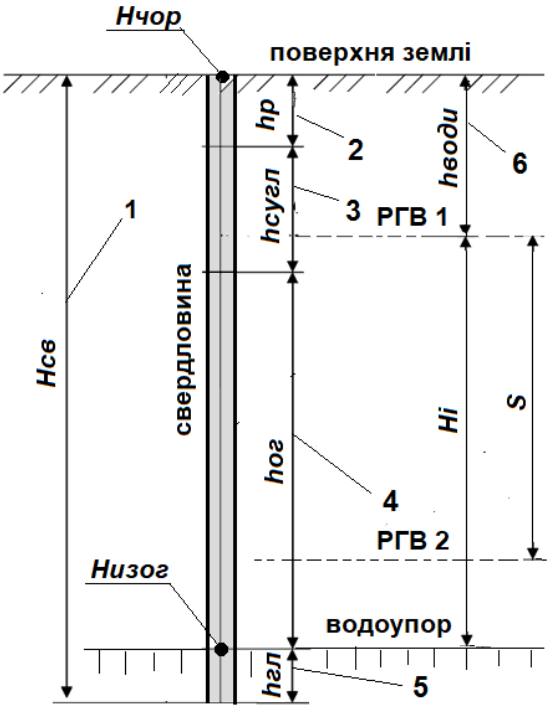

Рисунок 4.8 – Переріз по свердловині:
1 – глибина свердловини; 2 – рослинний шар; 3 – суглинок; 4 – основний ґрунт; 5 – глина; 6 – глибина появи води; РГВ1 і РГВ2 – рівні ґрунтових вод

На рисунках Б.1 і Б.2 додатка Б зображено приклади плану майданчику в ізогіпсах. Крім того, будуємо поздовжні та поперечні розрізи по майданчику, які дозволяють за мінімальними величинами позначок ізогіпс (поперечний розріз) і відповідного ухилу (поздовжній розріз) визначити трасу дренажного колектора (рис. Б.2 дод. Б).

4.6.1 Визначення розрахункового зниження рівня ґрунтових вод

Розрахункове зниження рівня ґрунтових вод S (рис. 4.7) визначають залежно від функціонального використання території, глибини закладання фундаментів

будівель, наявності підвальних приміщень, а також від глибин залягання рівня ґрунтових вод за формулою:

$$S = h_{доп} - h_{води} + 0{,}5, \text{ м}, \tag{4.53}$$

де $h_{доп}$ – допустима мінімальна глибина залягання ґрунтових вод, м, (приймають за таблицею 4.18 у відповідності із заданим функціональним призначенням території, що вказано в таблиці Б.1 дод. Б);

$h_{води}$ – мінімальна глибина появи води від поверхні землі, м (взяти мінімальне значення по свердловинам із таблиці Б.2 або Б.3 дод. Б).

Таблиця 4.18 – Допустима мінімальна глибина залягання рівня ґрунтових вод

Функціональне призначення території забудови	$h_{доп}$, *м*
Багатоповерхова забудова без підвалів	2
Багатоповерхова забудова з підвалами	2,5
Малоповерхова садибна забудова	1,5
Парки, зелені насадження	1
Стадіони, спортивні майданчики, інші площинні споруди	0,5

4.6.2 Визначення середньої потужності водоносного горизонту

Для подальших розрахунків потрібно визначити середню потужність водоносного горизонту H за формулою:

$$H = \frac{\sum H_i}{N}, \tag{4.54}$$

де N – кількість свердловин;

H_i – висота рівня підземних вод над водоупором в i-тій свердловині (рис. 4.8) яку розраховують так:

$$H_i = H_{св} - h_{води} - h_{гл}, \tag{4.55}$$

де $H_{св}$ – глибина свердловини, м (табл. Б.2, Б.3);

$h_{води}$ – глибина появи води від поверхні землі в i-тій свердловині, м (табл. Б.2, Б.3);

$h_{гл}$ – товщина глинистого шару ґрунту, м (табл. Б.2, Б.3).

4.6.3 Визначення відстані між дренами-осушувачами

Відстань між дренами-осушувачами L:

$$L = 2(H - S)\sqrt{\frac{K}{\rho}}, \tag{4.56}$$

де K – коефіцієнт фільтрації ґрунтів, м/добу (визначають за таблицею 4.19 відповідно із заданим типом основного ґрунту за варіантами, що викладені в таблиці Б.1);

ρ – величина інфільтрації поверхневої води, м/добу (табл. 4.19).

Таблиця 4.19 – Середні значення параметрів K і ρ

Ґрунт	K, м/добу	ρ, м/добу
Крупнозернисті піски	50	0,02
Середньозернисті піски	15	0,01
Дрібнозернисті піски	6	0,007
Супіски	0,4	0,002
Суглинки легкі	0,08	0,001

Розміщення дрен-осушувачів у плані проводять після побудови поверхні водоупору в ізолініях і визначення траси колектора.

Знаючи відстань між дренами, викреслюємо схему дрен в плані (див. приклади, наведені в додатку Б на рисунках Б.3 та Б.4) та по схемі визначаємо кількість дрен m.

4.6.4 Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени

У розрахунку передбачається, що з обох боків на 1 м довжини дрени-осушувача надходить вода з прилеглої до неї території шириною смуги $\frac{L}{2} \cdot 2 = L$.

Питомі витрати (приплив) води на 1 м довжини дрени q знаходимо за формулою:

$$q = \rho \cdot L, \text{ м}^3\text{/добу}. \tag{4.57}$$

За довжини дрени $L_д$, визначеної за планом (це ширина ділянки – див. рис. Б.2–Б.5), розрахункові витрати води у дрені $Q_p{}^д$ складають:

$$Q_p{}^д = q \cdot L_д, \text{ м}^3\text{/добу}. \tag{4.58}$$

Розрахункові витрати в колекторі $Q_p{}^к$ складуть:

$$Q_p{}^к = Q_p{}^д \cdot m, \tag{4.59}$$

де m – кількість дрен, що прилягають до колектора.

4.6.5 Визначення пропускної здатності труби й швидкості течії води в трубах

Метою гідравлічного розрахунку систематичного дренажу є визначення діаметрів дренажної труби і колектора. При розрахунку діаметрів дренажних труб слід виходити з умови безнапірного руху води в них, тобто при неповному їх заповненні. Розрахунок перерізу труби проводиться методом послідовних спроб, тобто спочатку визначають розрахункові витрати, потім задаються деяким перерізом з розрахунком пропускної спроможності при повному заповненні труб і надалі перевіряється відповідність прийнятого перерізу розрахунковим витратам. Для нормальної роботи дренажу його водозахоплююча здатність повинна перевищувати його розрахункову витрату.

Подальший розрахунок систематичного дренажу виконують повірочним методом, при якому попередньо задають мінімальні діаметри труб і значення ухилів дренажу, а потім розрахунком перевіряють прийнятність допущень.

Рекомендується для розрахунку першого наближення прийняти мінімальні значення діаметрів труб d і ухилів i:

– для дрен-осушувачів $d = 125$ мм, $i = 0{,}005$;

– для колектора $d = 200$ мм, $i = 0{,}003$.

Для оцінки пропускної здатності Q_n дренажної труби і труби колектора при їх повному заповненні використовують формулу Шезі для розрахунку витрат:

$$Q_n = \omega V, \text{ м}^3/\text{с}, \quad \text{або} \quad Q_n = 86400\omega V, \text{ м}^3/\text{добу}, \tag{4.60}$$

де ω – площа перерізу труби, м^2;

V – швидкість течії води в трубі, м/с.

$$\omega = \pi d^2/4\ , \tag{4.61}$$

де $\pi -$ математична константа, яка дорівнює приблизно 3,14;

d – діаметр труби (дрени або колектора), м.

Розрахункова швидкість води за повного заповнення труб визначається за формулою Шезі:

$$V = C\sqrt{Ri}, \text{ м/с}, \tag{4.62}$$

де R – гідравлічний радіус труби, м ($R = d/4$, d – діаметр труби, м);

i – поздовжній ухил труби, тис. частки;

C – коефіцієнт опору тертя по довжині труби (коефіцієнт Шезі), м^{0,5}/с.

Коефіцієнт Шезі знаходять за формулою М.М. Павловського:

$$\mathrm{C} = \frac{1}{n}R^y, \text{ м}^{0,5}/\text{с}, \tag{4.63}$$

де n – коефіцієнт шорсткості, що характеризує матеріал труби (табл. 4.20);

Таблиця 4.20 – Значення коефіцієнту шорсткості *n* (за Маннінгом)

Типи трубопроводів за матеріалом					
азбестоце-ментні	керамічні	залізобетонні	стальні	труби ПВХ	чавунні
0,011	0,014	0,011	0,012	0,01	0,012

Показник ступеня *y* розраховують із співвідношення:

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75(\sqrt{n} - 0{,}1)\sqrt{R}. \quad (4.64)$$

Далі перевіряємо відповідність прийнятого перерізу умовам необхідних (розрахункових) витрат (для дрени і для колектора):

$$Q_n \geq Q_p\ , \quad (4.65)$$

де Q_n – пропускна здатність при повному заповненні труби, м^3/добу;

Q_p – розрахункові витрати води в дрені (колекторі), м^3/добу.

Якщо ця умова не виконується, то задаємося більшими діаметрами труб і повертаємося до розрахунків за формулами (4.60–4.65) до виконання умови (4.65).

Далі обчислюють відношення розрахункових витрат труб за неповного заповнення до пропускної здатності труб за повного заповнення Q_p / Q_n (для дрени і для колектора).

Перехід від швидкості за повного заповнення труб до швидкості за неповного їхнього заповнення знаходять так:

$$V_1 = V \cdot \eta, \quad (4.66)$$

де V_1 – швидкість за неповного наповнення труб, м/с;

η – перехідний коефіцієнт, що визначає зміну швидкості (визначається за графіком із співвідношення Q_p / Q_n, див. рис. 4.9).

Знайдені швидкості руху води в дренажній мережі не повинні виходити за межі допустимих значень (від 0,2 м/с до 1,2 м/с).

Максимальну глибину заповнення дрен і колектора водою *h* розраховують множенням прийнятих величин відповідних діаметрів на співвідношення витрат:

$$h = d \cdot (Q_p / Q_n), \quad (4.67)$$

де Q_p – розрахункові витрати води в трубі;

Q_n – пропускна здатність труби.

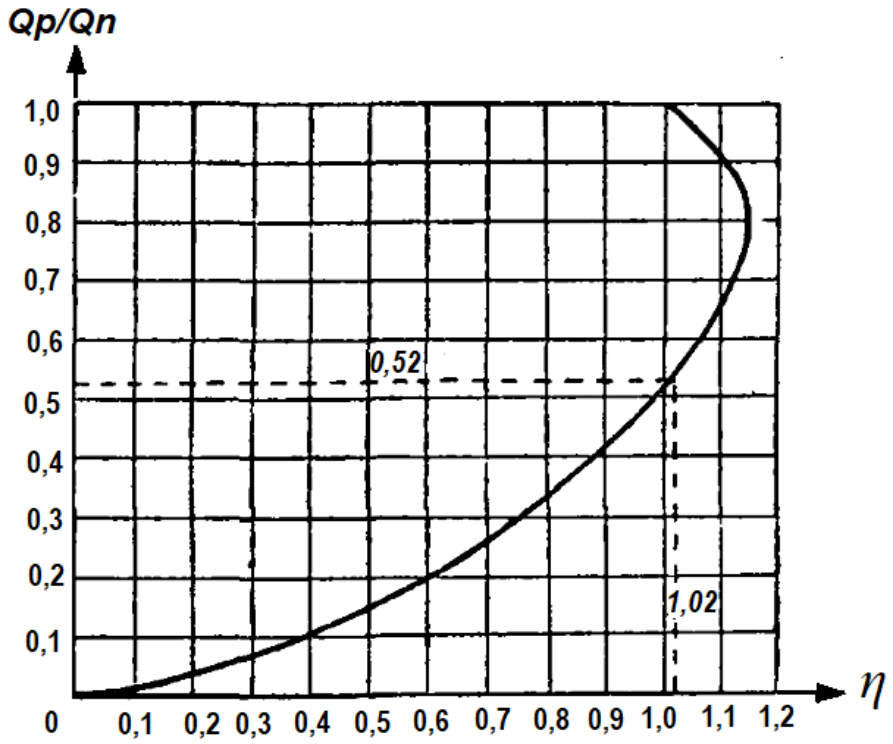

Рисунок 4.9 – Графік для визначення коефіцієнта η

Перевіркою пропускної здатності труб, допустимої швидкості течії в них води за певного рівня заповнення підтверджується правильність попередньо обраних параметрів дренажу.

4.6.6 Приклад розрахунку горизонтального систематичного дренажу досконалого типу

Розмір ділянки – 400 м × 400 м.
Основний вид ґрунту – пісок дрібнозернистий.
Призначення ділянки – парк.
Тип матеріалу дренажних труб – керамічні.
Далі заповнюємо форму таблиці вихідних даних (табл. 4.21).

Визначення розрахункового зниження рівня ґрунтових вод

$$S = h_{доп} - h_{води} + 0{,}5 = 1 - 0{,}15 + 0{,}5 = 1{,}35 \text{ м.}$$

Визначення середньої потужності водоносного горизонту

$$H = \frac{\sum H_i}{N} = \frac{\sum 64{,}29}{15} = 4{,}29 \text{ м.}$$

Таблиця 4.21 – Вихідні дані

Номер свердловини	Глибина свердловини, м	Глибина появи води від поверхні землі, м	Товщина шару ґрунту, м				Існуюча позначка, $H_{чор}$, м	Розрахункові дані, м	
			рослинний шар	суглинок	основний ґрунт	глина		$H_{ізог}$	H_i
1-а	4,11	0,55	0,15	0,2	3,53	0,23	158,8	154,92	3,33
1-г	4,58	0,44	0,18	0,3	3,91	0,19	158,6	154,21	3,95
1-ж	4,65	0,7	0,25	0,25	3,92	0,23	158,3	153,88	3,72
3-а	4,01	0,15	0,1	0,1	3,57	0,24	158,25	154,48	3,62
3-г	5,05	1,35	0,1	0,3	4,42	0,23	158,86	154,04	3,47
3-ж	5,22	1,29	0,05	0,65	4,2	0,32	158,6	153,7	3,61
5-а	5,52	1,06	0,13	0,5	4,73	0,16	159,22	153,86	4,3
5-г	6,4	0,69	0,28	0,1	5,87	0,15	159,8	153,55	5,56
5-ж	6,22	1,01	0,14	0,15	5,8	0,13	159,18	153,09	5,08
7-а	5,41	0,19	0,13	0,5	4,56	0,22	159,68	154,49	5
7-г	5,34	0,46	0,12	0,4	4,69	0,13	159,32	154,11	4,75
7-ж	5,33	0,55	0,15	0,15	4,87	0,16	158,63	153,46	4,62
9-а	5,21	0,53	0,1	0,2	4,73	0,18	159,67	154,64	4,5
9-г	5,24	0,45	0,15	0,25	4,49	0,35	159,21	154,32	4,44
9-ж	4,8	0,23	0,13	0,23	4,21	0,23	158,47	153,9	4,34

Визначення відстані між дренами-осушувачами

$$L = 2(H - S)\sqrt{\frac{K}{\rho}} = 2(4{,}29 - 1{,}35)\sqrt{\frac{6}{0{,}007}} = 172{,}15 \approx 172 \text{ м.}$$

Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени

Визначаємо питомі витрати (приплив) води на 1 м довжини дрени:

$$q = \rho \cdot L = 0{,}007 \cdot 172 = 1{,}2 \text{ м}^3\text{/добу.}$$

За довжини дрени $L_д$, визначеної за планом (ширина ділянки), витрати у дрені складають:

$$Q_р^д = q \cdot L_д = 1{,}2 \cdot\cdot 400 = 480 \text{ м}^3\text{/добу.}$$

Кількість дрен m = 3 (див. рис. Б.5). Тоді витрати в колекторі складуть:

$$Q_р^к = Q_д \cdot m = 480 \cdot\cdot 3 = 1440 \text{ м}^3\text{/добу.}$$

Визначення пропускної здатності труби й швидкості течії води в трубах

Для розрахунку першого наближення приймаємо мінімальні значення діаметрів труб і гідравлічних ухилів:

– для дрен-осушувачів $d = 125$ мм, $i = 0{,}005$;
– для колектора $d = 200$ мм, $i = 0{,}003$.

Розраховуємо гідравлічний радіус R.

Для дрени $R = d/4 = 0{,}125 \ / \ 4 = 0{,}03125$ *м.*
Для колектора $R = d/4 = 0{,}2 \ / \ 4 = 0{,}05$ *м.*

Розраховуємо показник ступеня y:

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\left(\sqrt{n} - 0{,}1\right)\sqrt{R}.$$

Для дрени:

$$y = 2{,}5\sqrt{0{,}014} - 0{,}13 - 0{,}75(\sqrt{0{,}014} - 0{,}1)\sqrt{0{,}03125} = 0{,}163375.$$

Для колектора:

$$y = 2{,}5\sqrt{0{,}014} - 0{,}13 - 0{,}75(\sqrt{0{,}014} - 0{,}1)\sqrt{0{,}05} = 0{,}162731.$$

Розраховуємо коефіцієнт Шезі:

$$C = \frac{1}{n}R^{y}, \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Для цього за таблицею 4.20 приймаємо коефіцієнт шорсткості n = 0,014 (використовуємо керамічні труби для дрен і для колектора).

Для дрени:

$$C = \frac{1}{0{,}014}0{,}03125^{0{,}163375} = 40{,}548 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Для колектора:

$$C = \frac{1}{0{,}014}0{,}05^{0{,}162731} = 43{,}869 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Далі розраховуємо швидкість води за повного заповнення труб:

$$V = C\sqrt{Ri}, \text{ м/с}.$$

Для дрени:

$$V = C\sqrt{Ri} = 40{,}548\sqrt{0{,}03125 \cdot 0{,}005} = 0{,}50685 \text{ м/с.}$$

Для колектора:

$$V = C\sqrt{Ri} = 43{,}869\sqrt{0{,}05 \cdot 0{,}003} = 0{,}5373 \text{ м/с.}$$

Визначаємо ω – площу перерізу труби, $\omega = \pi d^2/4$ м^2.

Для дрени: $\omega = 3{,}14 \cdot 0{,}125^2/4 = 0{,}0123$ м^2.
Для колектора: $\omega = 3{,}14 \cdot 0,2^2/4 = 0{,}0314$ м^2.

Розраховуємо пропускну здатність труб при їх повному заповненні:

$$Q_n = 86400\omega V, \text{ м}^3\text{/добу.}$$

Для дрени: $Q_n = 86400 \cdot 0{,}0123 \cdot 0{,}50685 = 537$ м^3/добу.
Для колектора: $Q_n = 86400 \cdot 0{,}0314 \cdot 0{,}5373 = 1457$ м^3/добу.

Далі перевіряємо відповідність прийнятого перерізу вимогам необхідних (розрахункових) витрат (для дрени і для колектора):

$$Q_n \geq Q_p.$$

Для дрени: $Q_n = 537 \geq Q_p = 480$ м^3/добу.
Для колектора: $Q_n = 1457 \geq Q_p = 1440$ м^3/добу.

Перевіркою пропускної здатності труб підтверджується правильність попередньо обраних параметрів дренажу.

Далі обчислюємо відношення розрахункових витрат труб (при неповному заповненні) до пропускної здатності труб при повному заповненні Q_p / Q_n.

Для дрени: $Q_p / Q_n = 480 / 537 = 0{,}89$.
Для колектора: $Q_p / Q_n = 1440 / 1447 = 0{,}99$.

Визначаємо за графіком (рис. 4.9) перехідний коефіцієнт η із співвідношення Q_p / Q_n. Для дрени $\eta = 1{,}11$. Для колектора $\eta = 1{,}01$.

Визначаємо розрахункову швидкість води за неповного заповнення труб.

$$V_1 = V \cdot \eta, \text{ м/с.}$$

Для дрени: $V_1 = 0{,}50685 \cdot 1{,}11 = 0{,}56$ м/с.
Для колектора. $V_1 = 0{,}5373 \cdot 1{,}01 = 0{,}54$ м/с.

Знайдені швидкості не виходять за межі допустимих значень (від 0, 2 м/с до 1,2 м/с).

Максимальну глибину заповнення дрен і колектору водою розраховують множенням прийнятих величин діаметрів на співвідношення витрат:

Для дрени:

$$h_д = 125 \cdot 0{,}89 = 111{,}0 \text{ мм.}$$

Для колектора.

$$H_к = 200 \cdot 0{,}99 = 198 \text{ мм.}$$

4.7 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу

У разі залягання водоупору понад 5 м від поверхні землі проєктують недосконалий систематичний дренаж.

Дренаж проєктують за принципом перевірочного розрахунку: перевіряють прийняті значення швидкостей і ухилів, діаметрів, пропускну здатність труб, ступінь заповнення труб і отримують ефект водозниження.

Приплив ґрунтових вод до дрени розраховують з урахуванням притоку із зони, розташованої вище глибини закладення дренажу і зони нижче закладення дренажу (рис. 4.10), тобто:

$$q = q_1 + q_2. \tag{4.68}$$

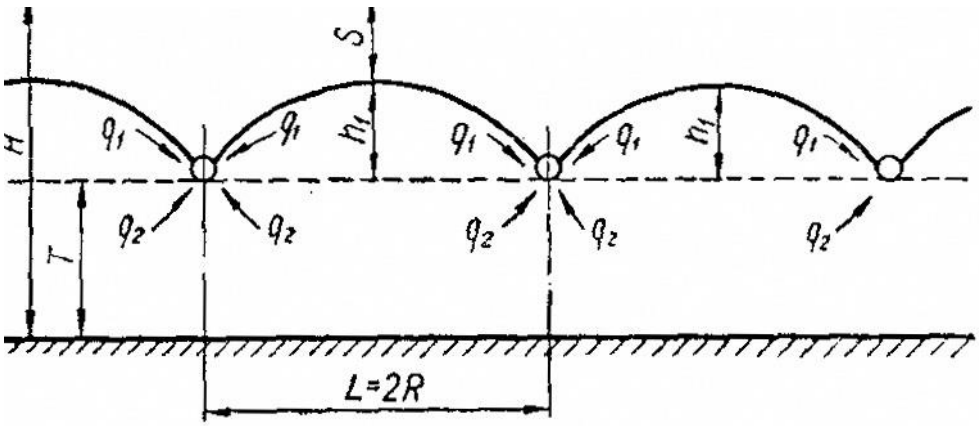

Рисунок 4.10 – Розрахункова схема горизонтального недосконалого систематичного дренажу

Приплив на 1 м дрени:

$$q = K\frac{h_1^2}{2R} + 2K\frac{h_1}{Rn}Tm, \quad (4.69)$$

де K – коефіцієнт фільтрації, м/добу (визначають за таблицею 6.2 у відповідності із заданими ґрунтами);

T – відстань між дренами та водоупором, прийнята рівною 3 м;

R – радіус впливу дренажу, м.

Величину h_1 (див. рис. 4.10), обчислюють так:

$$h_1 = H - T - S, \quad (4.70)$$

де H – середня потужність водоносного горизонту;

S – потрібне зниження рівня ґрунтових вод, м.

Радіус впливу дренажу R розраховують за формулою:

$$R = \frac{h_1}{tg\alpha}, \quad (4.71)$$

де $tg\alpha$ – тангенс кута нахилу депресійної кривої (див. табл. 4.19).

Через те, що лінії струмів довше величини R, тоді для отримання середнього значення довжин струмів застосовують коефіцієнт $n = f(R/T)$, що приймають згідно таблиці 4.22.

Таблиця 4.22 – Значення величини n

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

У зв’язку з тим, що лінії струмів охоплюють не всю площу ґрунту під дренами, вводять поправочний коефіцієнт $m = 0,75$.

Відстань між дренами недосконалого типу буде дорівнювати:

$$L = 2\sqrt{K\frac{h_1^2}{\rho} + 2\frac{Km}{\rho n}Th_1}, \quad (4.72)$$

де ρ – коефіцієнт інфільтрації, який приймають за максимальним значенням:

$$\rho = Ktg^2\alpha(1 + 2\frac{m}{nh_1}T), \quad (4.73)$$

За довжини дрени $L_д$, визначеної за планом, витрати води у дрені будуть такими:

$$Q = q \cdot L_д, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (4.74)$$

Далі проводять перевірочні розрахунки аналогічно пункту 4.66.

4.8 Розрахунок вертикального дренажу досконалого типу

У разі глибокого залягання водоупору та необхідності зниження рівня ґрунтових вод на глибину понад 5–6 м, коли влаштування горизонтального дренажу стає складним і дорогим, застосовують вертикальний дренаж досконалого чи недосконалого типу.

Розрахунок водозниження вертикальним дренажем досконалого типу (рис. 4.11) виконують у такій послідовності:

1. Задаються числом шпар n і вершиною водозниження S.
2. Визначають дальність дії типової дренажної шпари за формулою:

$$R = 2S\sqrt{Hk}, \quad (4.75)$$

або:

$$R = 10S\sqrt{k}, \quad (4.76)$$

де R – дальність дії шпари, м;
S – величина водозниження у шпарі, м;
H – потужність водоносного шару, м;
k – коефіцієнт фільтрації, м/добу.

3. Знаходять радіус «великого колодязя»:

$$r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}, \quad (4.77)$$

де F – площа у межах контуру, м^2.

Для прямокутного контуру значення радіуса визначають за формулою:

$$r_0 = \frac{P}{2\pi}, \quad (4.78)$$

де P – довжина периметру прямокутного контуру, м.

4. Розраховують дебіт однієї шпари, м^3/добу:

$$Q = \frac{\pi k(2H-S)S}{ln\frac{R^n}{nr_0^{n-1}r_ш}}, \quad (4.79)$$

або

$$Q' = \frac{\pi kr(H-S)S}{ln\,R - ln\,r_0}, \quad (4.80)$$

де $r_ш$ – радіус шпари, м.

5. Обчислюють максимальне водозниження для точки, що знаходиться в центрі ділянки, за формулою:

$$y\sqrt{H^2 - \left[\frac{Qn\,ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}{\pi k}\right]_{max}} \tag{4.81}$$

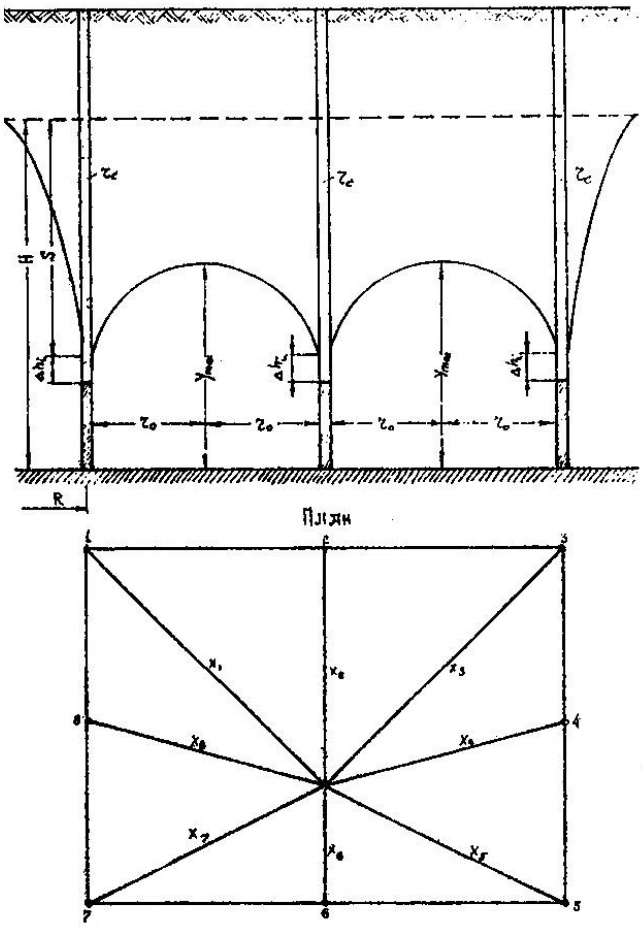

Рисунок 4.11 – Схема для розрахунку вертикального дренажу досконалого типу

6. Якщо знайдене значення y_{max} значно менше чи більше потрібного (розбіжність понад 10 %), виконують перерахунок при новому значенні кількості шпар n.

4.8.1 Приклад розрахунку вертикального дренажу досконалого типу

Визначити кількість вертикальних дрен досконалого типу, необхідних для водозниження на площі *70*x*30* м, маючи такі вихідні дані: висота зниженого водоносного горизонту над водоупором $y_{max} = 5$ м; потужність водоносного шару $H = 8$ м; величина водозниження в шпарі $S = 5$ м; коефіцієнт фільтрації $k = 6$ м/добу; радіус шпари $r_ш = 0{,}05$ м.

Розв'язання.

Задача вирішується способом підбору:

1. Приймаємо попередню кількість вертикальних дрен шпар *n = 10*, залежно від відстані між шпарами *20* м для ділянки з периметром:

$$(30\cdot 2) + (70\cdot 2) = 200 \text{ м.}$$

2. Визначаємо дальність дії шпари:

$$R = 2 \cdot 5\sqrt{6 \cdot 8} \cong 69 \text{ м.}$$

3. Знаходимо радіус «великого колодязя» за формулою:

$$r_0 = \frac{200}{3{,}14\cdot 2} = 31{,}8 \text{ м.}$$

3. Знаходимо дебіт однієї шпари:

$$Q = \frac{3{,}14\cdot 6(2\cdot 8-5)5}{ln\left(\frac{69^{10}}{10(31{,}8)^{9}0{,}05}\right)} = 87{,}1 \text{ м}^3\text{/добу.}$$

4. Визначаємо найбільшу величину водозниження у центрі контуру:

$$y\sqrt{8^2 - \frac{10\cdot 87{,}1}{3{,}14\cdot 6} ln\frac{69}{31{,}8}}_{max} \text{ м.}$$

Задана величина зниженого водоносного горизонту над водоупором y_{max} = *5* м. Розбіжність незначна – приблизно 5 %, тому розрахунок може бути прийнятий.

4.9 Розрахунок стійкості насипу на слабкій основі

У подібних умовах працюють дамби обвалування, дамби на переходах через водотоки, насипи земляного полотна. В такому випадку деформація насипу може відбутись за рахунок вижимання ґрунту з-під насипу в різні боки. Відповідно з дослідженнями Л. К. Юргенсока у всій товщі слабкого ґрунту, що стискується, розвиток пластичних деформацій відбувається у разі питомого тиску:

$$p = \frac{CB}{2H}, \tag{4.82}$$

де *p* – максимальна ордината трикутної епюри тиску, рівновеликої трапецеїдальній епюрі тиску від насипу, кг/см^2;

H – товщина шару слабкого ґрунту, що деформується, м;

B – ширина насипу по низові, м;

C – коефіцієнт зчеплення ґрунту, кг/см^2.

Ця формула справедлива для $H \leq B/4$.

Коефіцієнт стійкості підстилаючого ґрунту проти випирання визначають за формулою:

$$K = \frac{p}{q}, \tag{4.83}$$

де p – гранично допустимий тиск на слабкий ґрунт;

q – питомий тиск насипу на слабкий ґрунт, кг/см^2.

Якщо коефіцієнт стійкості менше 1, тоді можуть бути проведені такі заходи: відсипання насипу з більш легких матеріалів чи зменшення його висоти, якщо це можливо за умовами проєктування; відсипання насипу на основу з накатника; вилучення частини слабкого підстилаючого ґрунту.

4.9.1 Приклад розрахунку стійкості насипу на слабкій основі

Висота насипу *8* м, ширина його по верху *10* м, закладення укосів *1:1,5*. Підстилаючий ґрунт – шар водонасиченого мулистого ґрунту потужністю *3,5* м із зчепленням $C = 0,3$ кг/см^2. Нижче розташована щільна глина. Кут внутрішнього тертя близький до нуля. Об'ємна вага ґрунту насипу $\gamma = 0,0017$ кг/см^3.

Розв'язання.

1. Визначаємо площу перерізу насипу:

$$\omega = \frac{10+(10+2\cdot 1,5\cdot 8)}{2} 8 = 176 \text{ м}^2.$$

2. Трикутник з основою і площею, рівними насипу, повинен мати висоту:

$$H = \frac{2\cdot 176}{34} = 10,35 \text{ м}.$$

3. Гранично допустиме навантаження на підстилаючий ґрунт:

$$p = \frac{0,3\cdot 3400}{2\cdot 350} = 1,46 \text{ кг/см}^2.$$

4. Питомий тиск насипу складе (по осі насипу):

$$q = 10,35 \cdot 100 \cdot 0,0017 = 1,76 \text{ кг/см}^2.$$

5. Коефіцієнт стійкості підстилаючого ґрунту проти випирання:

$$K = \frac{1{,}46}{1{,}76} = 0{,}83.$$

Коефіцієнт стійкості насипу менше 1 м, тому буде вижимання з-під насипу слабкого ґрунту. Розглянемо варіанти забезпечення стійкості насипу.

Зменшення висоти насипу.

За коефіцієнта стійкості *К = 1,5* тиск на підстилаючий ґрунт не повинен перевищувати величини:

$$p = \frac{1{,}46}{1{,}50} = 0{,}97 \text{ кг/см}^2.$$

Це відповідає вазі стовпа ґрунту висотою:

$$h = \frac{0{,}97}{0{,}0017} = 5{,}7 \text{ м}.$$

Ця висота є висотою трикутника рівновеликого трапецоїдного насипу і має з ним рівні основи. Зіставляємо рівняння для площ трикутника і насипу:

$$\frac{10 + 10 + 2 \cdot 1{,}5x}{2} x = \frac{5{,}7(10 + 2 \cdot 1{,}5x)}{2},$$

де x – висота насипу.

У результаті перетворення рівняння отримаємо квадратне рівняння $3x^2 + 2{,}9x - 57 = 0$, вирішуючи яке, одержуємо $x = 3{,}90$ м.

Таким чином, для забезпечення стійкості насипу висота його має бути зменшена на *4,10* м, тобто більше ніж удвічі.

У випадку відсипання насипу на накатник граничне навантаження, що витримує основа, буде:

$$p = \frac{2CB}{H} = \frac{2 \cdot 0{,}3 \cdot 1700}{350} = 2{,}9 \text{ кг/см}^2.$$

Коефіцієнт стійкості:

$$K = \frac{2{,}90}{1{,}73} = 1{,}68 \approx 1{,}50 \text{ кг/см}^2.$$

Визначаємо, наскільки має бути зменшена товщина шару слабкого ґрунту, щоб коефіцієнт стійкості був 1,50.

Граничне навантаження, що витримує основний шар ґрунту, має бути:

$$p = 1{,}5(p_i + 0{,}0017h_i) = 1{,}5(1{,}76 + 0{,}0017h_i),$$

де h_i – товщина шару насипу, що буде відсипаний для компенсації вилученого шару мулистого ґрунту за умови збереження постійності робочої позначки насипу.

Звідси:

$$p = \frac{CB}{H}, \qquad H_i = H - h_i = 350 - h_i,$$

де H – товщина шару ґрунту, м;

H_i – товщина шару слабкого ґрунту, що залишається під насипом.

Прирівнюючи значення

$$1{,}5(1{,}76 + 0{,}0017h_i) = \frac{CB}{H},$$

і перетворюючи, одержуємо рівняння $0{,}17h_i^2 + 116{,}5h_i - 27600 = 0$.

Вирішуючи це рівняння, отримаємо $h_i = 1{,}86$ м.

Таким чином, необхідно вилучити не набагато більше половини товщини шару слабкого ґрунту.

5 ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ

Таблиця 5.1 – Розподіл часу за темами практичних занять

Тема	Зміст (план)	Кільк. ауд. годин	
		денна форма	заочна форма
1	2	3	4
Змістовий модуль 1 Інженерний захист територій від шкідливої дії			
Тема 1 Гідравлічний розрахунок водовідвідної канави	1. Визначання пропускної здатності канави. 2. Визначення глибину наповнення канави, підбір типу укріплення	2	1
Тема 2 Розрахунок швидкостоків	1. Розрахунок ширини швидкостоку. 2. Визначення глибини потоку	1	
Тема 3 Розрахунок колектора зливової каналізації	1. . Гідрологічний розрахунок колектора зливової каналізації. 2. Гідравлічний розрахунок колектора зливової каналізації 3. Побудова поздовжнього профілю колектора зливової каналізації	3	1
Тема 4 Розрахунок водопропускних труб	1. Визначення пропускної здатності труб. 2. Визначення найменшої висоти насипу над трубами. 3. Визначення довжини труб	1	1

Продовження таблиці 5.1

1	2	3	4
Тема 5 Проєктування дамб обвалування	1. Визначення позначки гребеня дамби. 2. Проєктування параметрів дамби 3. Фільтраційний розрахунок дамб обвалування	2	1
Тема 6 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу	1. Визначення розрахункового пониження рівня ґрунтових вод. 2. Визначення середньої потужності водоносного горизонту 3. Визначення відстані між дренами-осушувачами 4. Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени 5. Визначення пропускної здатності труби і швидкості течії води в трубах	2	1
Тема 7 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу	1. Визначення розрахункового пониження рівня ґрунтових вод. 2. Визначення середньої потужності водоносного горизонту 3. Визначення відстані між дренами-осушувачами 4. Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени 5. Визначення пропускної здатності труби і швидкості течії води в трубах	2	
Тема 8 Розрахунок вертикального дренажу досконалого типу	1. Визначення кількості вертикальних дрен досконалого типу	2	
Змістовий модуль 2 Інженерна підготовка територій із небезпечними фізико-геологічними явищами			
Тема 9 Розрахунок стійкості насипу на слабкій основі	1. Визначення площі перерізу насипу. 2. Визначення гранично допустимого навантаження на підстилаючий ґрунт. 3. Визначення коефіцієнту стійкості підстилаючого ґрунту проти випирання	2	1
Разом		**17**	**6**

6 САМОСТІЙНА РОБОТА

Таблиця 6.1 – Розподіл балів за темами самостійної роботи

Види завдань та засоби контролю (тестування, контрольні роботи, індивідуальні завдання тощо)	Розподіл балів	
	денна форма	заочна форма
1	2	3
Змістовий модуль 1 Інженерний захист територій від шкідливої дії води	**15**	**15**
Практичне завдання № 1 Гідравлічний розрахунок водовідвідної канави (графічне завдання, розрахунки)	0,5	0,5
Практичне завдання № 2 Розрахунок швидкостоків (графічне завдання, розрахунки)	0,5	0,5
Практичне завдання № 3 Розрахунок колектора зливової каналізації (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Практичне завдання № 4 Розрахунок водопропускних труб (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Практичне завдання № 5 Проєктування дамб обвалування (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Практичне завдання № 6 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Практичне завдання № 7 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Практичне завдання № 8 Розрахунок вертикального дренажу досконалого типу (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Завдання до самостійної роботи № 1. Виконати розрахунок водовідвідної канави	1	1
Завдання до самостійної роботи № 2. Виконати розрахунок швидкостоку	1	1
Завдання до самостійної роботи № 3. Виконати розрахунок колектора зливової каналізації і побудувати поздовжній профіль колектора	1	1
Завдання до самостійної роботи № 4. Виконати розрахунок водопропускних труб	1	1
Завдання до самостійної роботи № 5. Виконати розрахунок дамби обвалування	1	1
Завдання до самостійної роботи № 6. Виконати розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу	1	1
Завдання до самостійної роботи № 7. Виконати розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу	1	1
Завдання до самостійної роботи № 8. Виконати розрахунок вертикального дренажу досконалого типу	1	1
Змістовий модуль 2 Інженерна підготовка територій із небезпечними фізико-геологічними явищами	**15**	**15**
Практичне завдання № 9 Розрахунок стійкості насипу на слабкій основі (графічне завдання, розрахунки)	1	1

Продовження таблиці 6.1

1	2	3
Завдання до самостійної роботи № 9. Виконати розрахунок стійкості насипу на слабкій основі	2	2
Завдання до самостійної роботи № 10. Проаналізувати методи освоєння заболочених територій	1	1
Завдання до самостійної роботи № 11. Проаналізувати методи освоєння посушливих районів	1	1
Завдання до самостійної роботи № 12. Проаналізувати заходи боротьби з ярами	2	2
Завдання до самостійної роботи № 13. Проаналізувати заходи боротьби із зсувами	2	2
Завдання до самостійної роботи № 14. Проаналізувати методи усунення карстових явищ	1	1
Завдання до самостійної роботи № 15. Проаналізувати заходи боротьби з просадками і пливунами	1	1
Завдання до самостійної роботи № 16. Проаналізувати особливості інженерної підготовки територій у гірській місцевості	2	2
Завдання до самостійної роботи № 17. Проаналізувати особливості освоєння територій із сейсмічними явищами	2	2
Змістовий модуль 3 Інженерна підготовка порушених територій	**10**	**10**
Завдання до самостійної роботи № 18. Проаналізувати практику реалізації проєктів відновлення порушених територій у міському будівництві	5	5
Завдання до самостійної роботи № 19. Проаналізувати заходи при будівництві та експлуатації будівель і споруд на підроблюваних територіях	5	5
Індивідуальне завдання (РГР)	**30**	**30**
Підготовка розрахункової частини	10	10
Графічна частина та захист РГР	20	20
Підсумковий контроль – екзамен	**30**	**30**
Теоретичне питання 1	10	10
Теоретичне питання 2	10	10
Теоретичне питання 3	10	10
Всього за модулем	**100**	**100**

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Линник І. Е. Інженерна підготовка територій населених місць: навч. посібник / І. Е. Линник. – Харків : ХНАМГ, 2004. – 337 с.

2. Проєктування міських територій : підручник : [у 2 ч.] / [за ред. І. Е. Линник, О. В. Завального] ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019. – Ч. ІІ. – 544 с. (серія «Міське будівництво та господарство»).

3. Гайко Ю. І. Проєктування технології земляних робіт під час забудови рекультивованих територій : навч. посібник / Ю. І. Гайко, В. П. Воронін. – Київ: НМК ВО, 1993. – 98 с..

4. Планування і забудова територій : ДБН Б.2.2–12:2019. – Чинний від 2019-09-01. – Київ : Мінрегіон України, 2019. – 208 с. – (Державні будівельні норми України).

5. Лукиных А. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского / А. А. Лукиных, Н. А. Лукиных. – М. : Стройиздат, 1974. – 156 с.

6. Справочник по проєктированию инженерной подготовки застраиваемых территорий / Под ред. В. С. Нищука. – Киев : Будівельник, 1983. – 192 с.

7. Цифровий репозиторій ХНУМГ [Електронний ресурс]. – Режим доступу : http://eprints.kname.edu.ua.

ДОДАТОК А

Вихідні дані для проєктування дамб обвалування

Таблиця А.1 – Вихідні дані для проєктування дамб обвалування

Вихідні дані	Варіанти											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Швидкість вітру *W*, м/с	16	16,3	16,7	17	17,3	17,6	18	18,3	18,6	19	19,3	19,6
Довжина вітрового розгону *Д*, км	2	4	4,1	4,2	4,3	4,4	4,5	4,6	4,7	4,8	4,9	5
Середня глибина водойми Н, м	4	4,2	4,4	4,6	4,8	5	5,2	5,4	5,6	5,8	6	6,2
Глибина води перед дамбою H_1 , м	3,9	4	4,1	4,2	4,3	4,4	4,5	4,6	4,7	4,8	4,9	5,0
Розрахун-кова позначка води у водоймі, $Z_в$, м	70,5	71	71,5	72	72,5	73	73,5	74	74,5	75	75,5	76
Величина вітрового нагону Δh, м	0,3	0,33	0,36	0,38	0,4	0,43	0,46	0,5	0,52	0,55	0,57	0,6
Клас дамби	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Тип укріплення верхового укосу	накид з брукового каменю					накид із рваного каменю				бруківка (кам’яна кладка)		
Тип ґрунту дамби	суглинок					лес				супісь		

Продовження таблиці А.1

Вихідні дані	Варіанти										
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Швидкість вітру *W*, м/с	20	20,2	20,2	20,4	20,6	20,7	20,9	21	21,2	21,4	21,6
Довжина вітрового розгону *Д*, км	5,1	5,2	5,3	5,4	5,5	5,6	5,7	5,8	5,9	6	6,5
Середня глибина водойми Н, м	6,4	6,7	7,0	7,3	7,5	7,7	8,0	8,2	8,4	8,6	8,8
Глибина води перед дамбою H_1 , м	5,2	5,4	5,6	5,8	6,0	6,2	6,4	6,6	6,8	7,0	7,2
Розрахункова позначка води у водоймі, $Z_в$, м	76,5	77	77,5	78	78,5	79	79,5	80	80,5	81	81,5
Величина вітрового нагону Δh, м	0,62	0,64	0,66	0,68	0,7	0,73	0,76	0,8	0,83	0,87	0,9
Клас дамби	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3
Тип укріплення верхового укосу	накид із масивів			бетонне			асфальтобетонне		бруківка (кам’яна кладка)		
Тип ґрунту дамби	суглинок			пісок середньозернистий			пісок мілкозернистий		лес		

ДОДАТОК Б

Вихідні дані для проєктування дренажних систем

Таблиця Б.1 – Вихідні дані для проєктування дренажних систем по варіантах

Варі-ант	Вихідні дані				
	Номер май-дан-чика	Тип основного ґрунту	Функціональне призначення майданчика	Розміри майданчи-ка, м	Тип матеріа-лу дре-нажних труб
1	1	Пісок дрібнозернистий	Багатоповерхова забудова без підвалів	500 × 400	кера-мічні
2		Пісок середньозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
3		Пісок дрібнозернистий	Малоповерхова садибна забудова		
4		Супісок	Парк	500 × 350	
5		Супісок	Спортивний майданчик		
6	2	Пісок середньозернистий	Багатоповерхова забудова без підвалів	500 × 300	азбес-тоце-ментні
7		Пісок дрібнозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
8		Пісок дрібнозернистий	Малоповерхова садибна забудова		
9		Супісок	Парк	400 × 400	
10		Суглинок легкий	Спортивний майданчик		
11	1	Супісок	Багатоповерхова забудова без підвалів	450 × 400	кера-мічні
12		Пісок дрібнозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
13		Супісок	Малоповерхова садибна забудова		
14		Пісок дрібнозернистий	Парк	400 × 350	
15		Суглинок легкий	Спортивний майданчик		
16	2	Пісок дрібнозернистий	Багатоповерхова забудова без підвалів	450 × 350	азбес-тоце-ментні
17		Пісок середньозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
18		Супісок	Малоповерхова садибна забудова		
19		Суглинок легкий	Парк	400 × 300	
20		Супісок	Спортивний майданчик		
21	1	Пісок середньозернистий	Багатоповерхова забудова без підвалів	450 × 300	кера-мічні
22		Пісок крупнозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
23		Пісок середньозернистий	Малоповерхова садибна забудова		
24		Пісок дрібнозернистий	Парк	500 × 400	
25		Суглинок легкий	Спортивний майданчик		

Таблиця Б.2 – Майданчик №1. Дані інженерно-геологічних вишукувань

Номер свердловини	Глибина свердловини, $H_{св}$, м	Глибина появи води від поверхні землі, $h_{води}$, м	Товщина шару ґрунту, м				Існуюча позначка, $H_{чор}$, м
			рослинний шар, $h_р$	суглинок, hсугл	основний ґрунт, hог	рослинний шар, $h_р$	
1-а	4,12	0,65	0,15	0,20	3,52	0,25	158,8
1-г	4,59	0,55	0,18	0,30	3,91	0,20	158,6
1-ж	4,62	0,80	0,25	0,25	3,87	0,25	158,3
1-к	4,92	1,3	0,15	0,40	4,07	0,30	158,1
3-а	4,02	0,25	0,10	0,10	3,57	0,25	158,25
3-г	5,07	1,45	0,16	0,30	4,37	0,24	158,86
3-ж	5,32	1,34	0,05	0,65	4,30	0,32	158,6
3-к	5,82	0,86	0,18	0,70	4,59	0,35	158,64
5-а	5,53	1,17	0,12	0,30	4,93	0,18	159,22
5-г	6,42	0,81	0,28	0,10	5,89	0,15	159,8
5-ж	6,21	1,01	0,14	0,15	5,79	0,13	159,18
5-к	6,25	0,66	0,12	0,10	5,81	0,22	158,87
7-а	5,40	0,30	0,13	0,05	5,09	0,13	159,68
7-г	5,35	0,62	0,12	0,40	4,71	0,12	159,32
7-ж	5,35	0,63	0,15	0,15	4,91	0,14	158,63
7-к	6,04	1,24	0,10	0,20	5,58	0,16	159,14
9-а	5,22	0,55	0,15	0,25	4,64	0,18	159,67
9-г	5,23	0,45	0,12	0,23	4,53	0,35	159,21
9-ж	4,80	0,35	0,22	0,10	4,33	0,15	158,47
9-к	5,70	0,60	0,25	0,30	5,05	0,10	159,11

Таблиця Б.3 – Майданчик №2. Дані інженерно-геологічних вишукувань

Номер свердловини	Глибина свердловини, $H_{св}$, м	Глибина появи води від поверхні землі, $h_{води}$, м	Товщина шару ґрунту, м				Існуюча позначка, $H_{чор}$, м
			рослинний шар, $h_р$	суглинок, hсугл	основний ґрунт, hог	рослинний шар, $h_р$	
1-а	4,11	0,55	0,15	0,2	3,53	0,23	158,6
1-г	4,58	0,44	0,18	0,3	3,91	0,19	158,4
1-ж	4,65	0,7	0,25	0,25	3,92	0,23	158,1
1-к	4,95	1,25	0,17	0,42	4,04	0,32	157,9
3-а	4,01	0,15	0,1	0,1	3,57	0,24	158,05
3-г	5,05	1,35	0,1	0,3	4,42	0,23	158,66
3-ж	5,22	1,29	0,05	0,65	4,20	0,32	158,4
3-к	5,85	0,84	0,2	0,54	4,73	0,38	158,44
5-а	5,52	1,06	0,13	0,5	4,73	0,16	159,02
5-г	6,4	0,69	0,28	0,1	5,87	0,15	159,6
5-ж	6,22	1,01	0,14	0,15	5,80	0,13	158,98
5-к	6,3	0,58	0,14	0,18	5,62	0,36	158,67
7-а	5,41	0,19	0,13	0,5	4,56	0,22	159,48
7-г	5,34	0,46	0,12	0,4	4,69	0,13	159,12
7-ж	5,33	0,55	0,15	0,15	4,87	0,16	158,43
7-к	6,1	0,95	0,2	0,28	5,41	0,21	158,94
9-а	5,21	0,53	0,1	0,2	4,73	0,18	159,47
9-г	5,24	0,45	0,15	0,25	4,49	0,35	159,01
9-ж	4,8	0,23	0,13	0,23	4,21	0,23	158,27
9-к	5,55	0,55	0,25	0,35	4,83	0,12	158,91

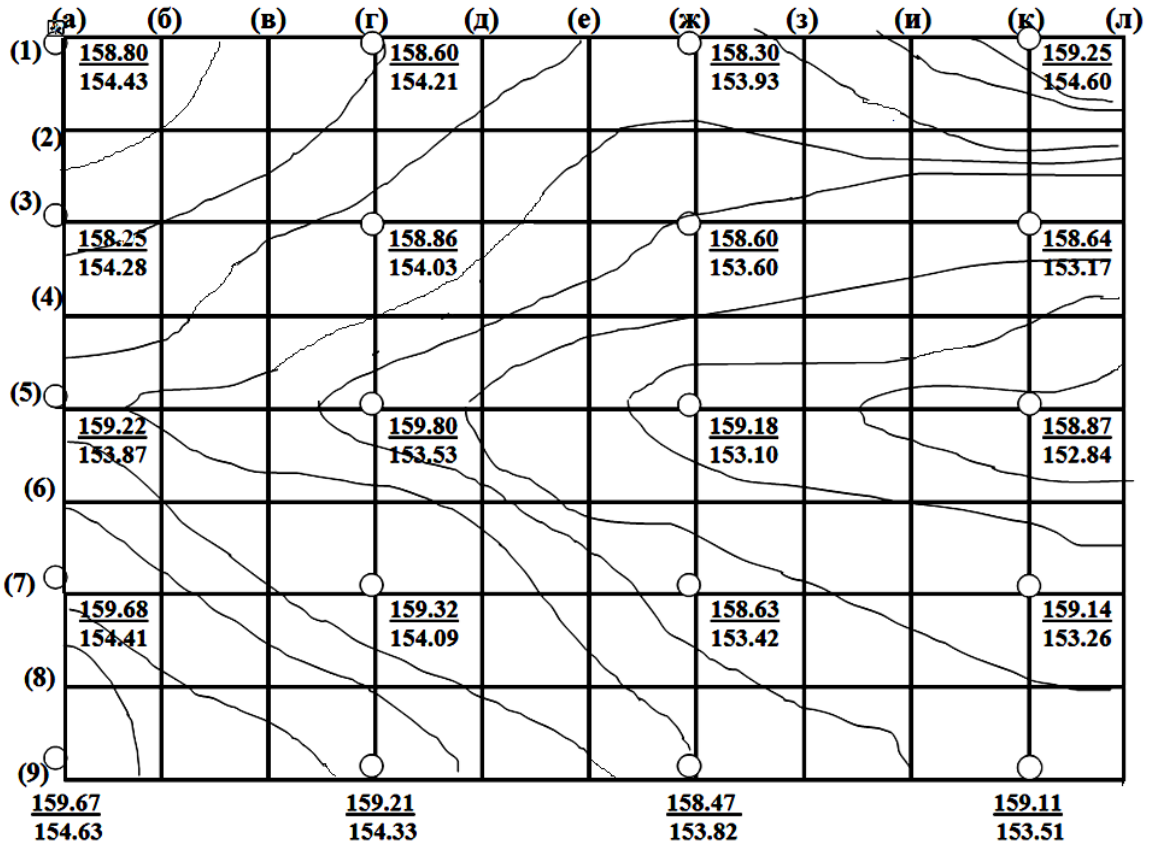

Рисунок Б.1 – План майданчика в ізогіпсах (приклад 1)

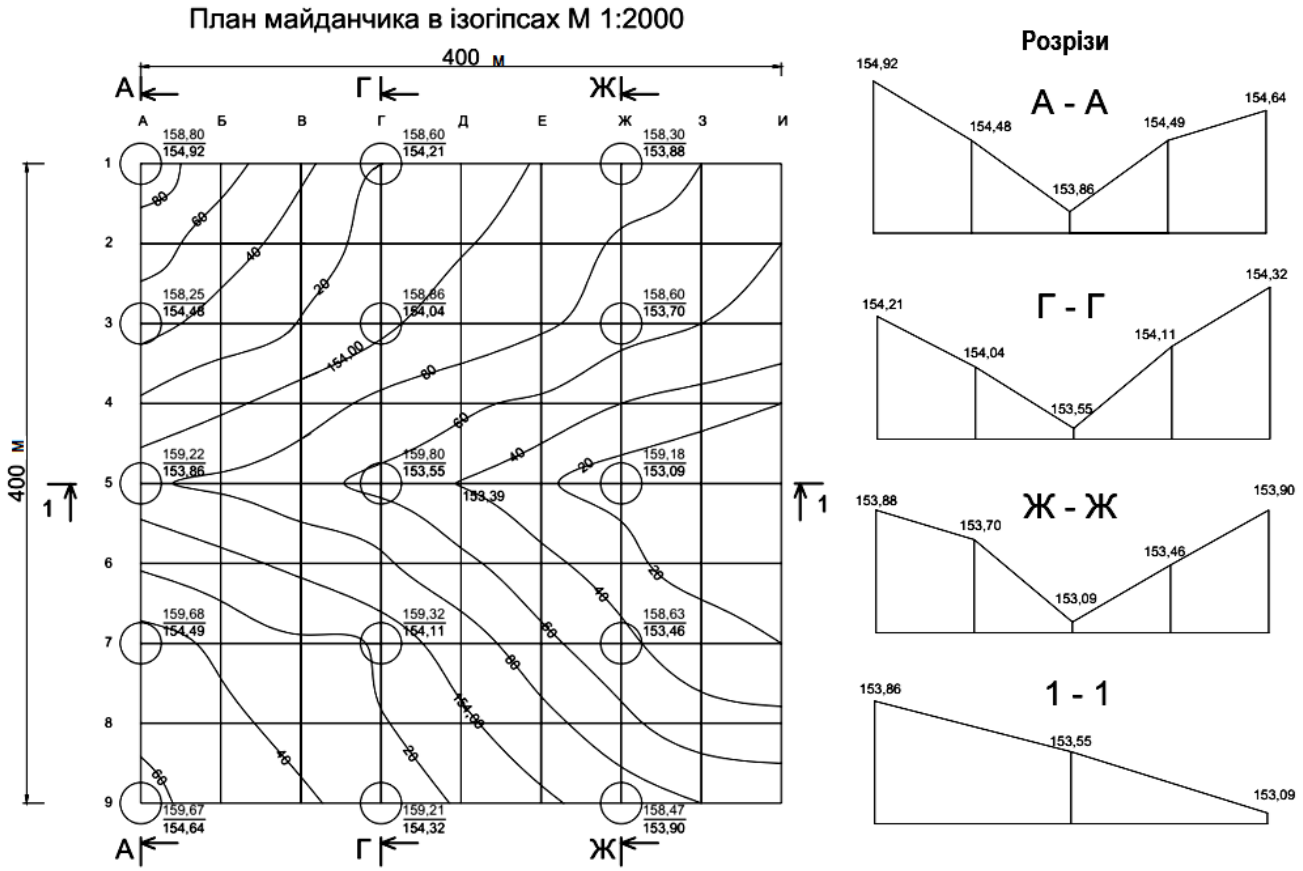

Рисунок Б.2 – План майданчика в ізогіпсах з розрізами (приклад 2)

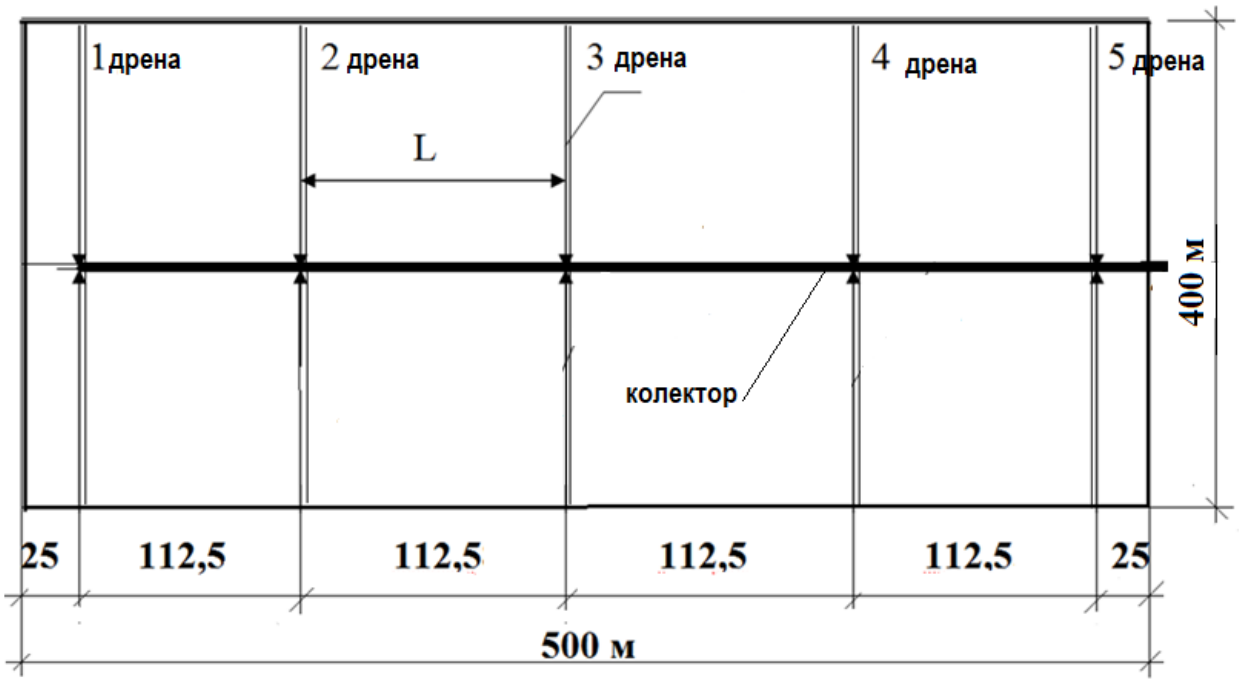

Рисунок Б.3 – Схема дрен в плані (приклад 1)

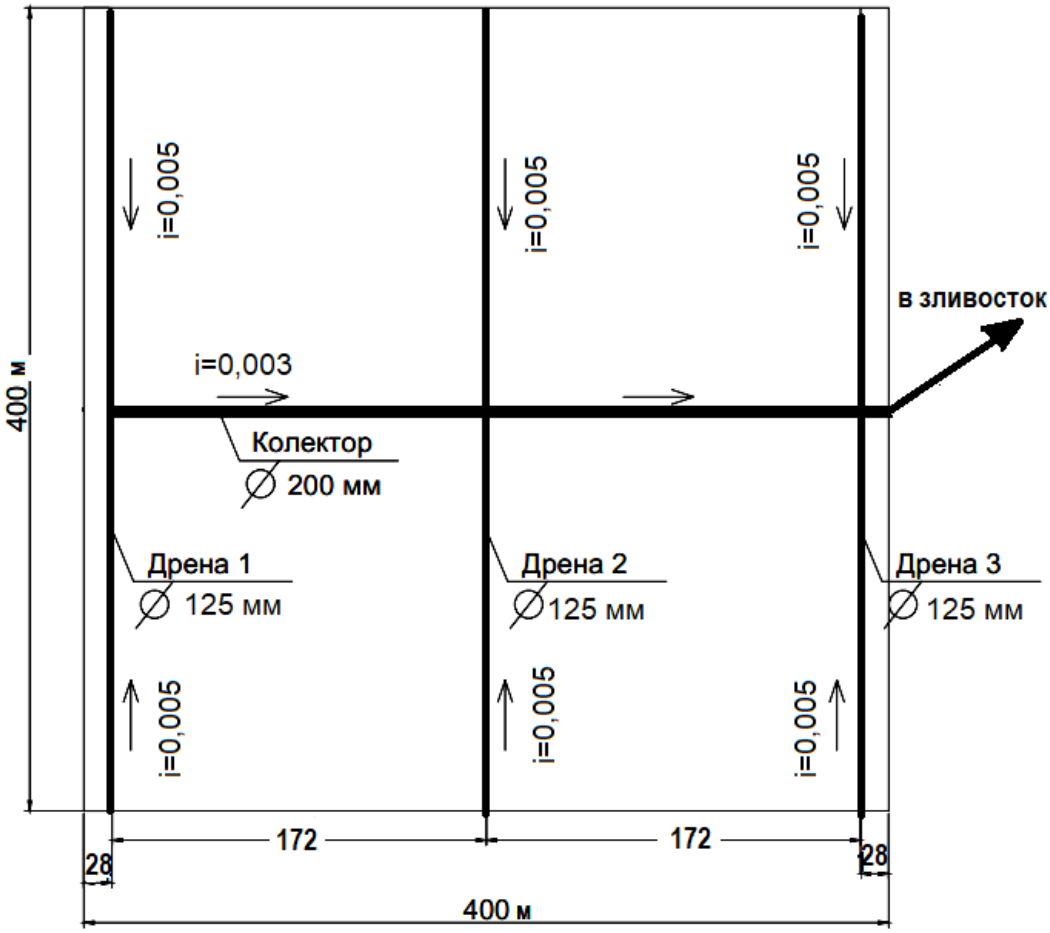

Рисунок Б.4 – Схема дрен в плані (приклад 2)

Виробничо-практичне видання

Методичні рекомендації
до організації самостійної роботи, проведення практичних занять, виконання розрахунково-графічної роботи
з навчальної дисципліни

«ІНЖЕНЕРНА ПІДГОТОВКА В СКЛАДНИХ МІСТОБУДІВНИХ УМОВАХ»

(для здобувачів другого (магістерського рівня вищої освіти всіх форм навчання галузі знань 19 – Архітектура та будівництво зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Міське будівництво та господарство»)

Укладачі: **ЛИННИК** Ірина Едуардівна,
ГАЙКО Юрій Іванович

Відповідальний за випуск *О. В. Завальний*
За авторською редакцією
Комп’ютерне верстання

План 2022, поз. 93М

Підп. до друку 14.06.2022. Формат 60 × 84/16.
Електронне видання. Ум. друк. арк. 3,72.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб’єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.