

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування
Кафедра міського будівництва та господарства

03-04-116М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять та самостійної роботи з дисципліни
«Інженерний захист урбанізованих територій»
для здобувачів вищої освіти другого (*магістерського*) рівня
за освітньо-професійною програмою «Охорона праці»
спеціальності 263 «Цивільна безпека» усіх форм навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою
з якості ННІБА
Протокол № 8 від 29.05.2025 р.

Рівне – 2025

Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи з дисципліни **«Інженерний захист урбанізованих територій»** для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня за освітньо-професійною програмою «Охорона праці» спеціальності 263 «Цивільна безпека» усіх форм навчання [Електронне видання] / Ліпянін В. А. – Рівне : НУВГП, 2025. – 29 с.

Укладач: Ліпянін В. А., доцент кафедри міського будівництва та господарства, кандидат технічних наук.

Відповідальний за випуск: Кочкар'єв Д. В., завідувач кафедри міського будівництва та господарства, доктор технічних наук.

Керівник групи забезпечення
ОПП «Охорона праці»

Кухнюк О. М.

© В. А. Ліпянін, 2025
© НУВГП, 2025

Зміст

	Вступ	4
1.	Загальні відомості про дренажні системи.	5
2.	Захист від підтоплення та затоплення населених пунктів промислових та будівельних майданчиків	6
2.1.	Аналіз причин, які породжують затоплення, підтоплення та заболочення територій	6
2.2.	Проектування інженерних заходів для захисту територій від підтоплення, затоплення та заболочення	6
3.	Типи, системи та конструкції захисних дренажів, їх призначення, правила проектування та розрахунки	7
3.1.	Проектування та розрахунки головного дренажу	7
3.1.1.	Призначення і порядок проектування головного дренажу	7
3.1.2.	Розрахунок головного горизонтального дренажу	8
3.1.3.	Приклад розрахунку головного горизонтального дренажу	12
3.2.	Призначення, проектування та розрахунок берегового дренажу	14
3.2.1.	Прогноз підняття рівня ґрунтових вод при підпорі води в річці	14
3.2.2.	Порядок проектування та розрахунку горизонтального берегового дренажу	15
3.2.3.	Проектування та розрахунки вертикального берегового дренажу	18
3.3.	Проектування та розрахунки кільцевого вертикального дренажу	22
	Додатки	27
	Список літератури	29

ВСТУП

Інженерний захист урбанізованих територій включає в себе заходи, спрямовані на трансформацію, модифікацію та поліпшення природних умов, а також на обмеження фізико-геологічних процесів, які можуть впливати на розвиток території міст.

Будівництво нових міст і житлових районів у вже існуючих містах відбувається на спеціально відведених для цього ділянках. Вибір території для забудови залежить від багатьох факторів, що ускладнює цю задачу. При цьому враховуються вимоги промисловості та транспорту, архітектурно-планувальні та санітарно-гігієнічні умови, а також можливості інженерного обладнання та благоустрою урбанізованих територій.

Крім того, важливим аспектом, що характеризує урбанізовану територію, є природні умови, такі як рельєф, геологічні та гідрогеологічні характеристики, водні ресурси, а також наявність і активність фізико-геологічних процесів, таких як зсуви та яри.

Дослідження природних умов дозволяє провести інженерну та містобудівельну оцінку території, визначити їх придатність для будівництва.

Зазвичай, будівництво розпочинається після проведення попередньої інженерної підготовки та заходів інженерного захисту території, обсяг яких залежить від природних умов та містобудівельних вимог. Для територій із сприятливими природними умовами, які підходять для будівництва, не потрібні складні та масштабні інженерні заходи. Натомість, несприятливі природні умови (такі як зсуви, рельєф, високий рівень підземних вод, затоплення внаслідок паводків тощо) значно ускладнюють інженерну підготовку. Тому при проектуванні та реалізації інженерних заходів із захисту та підготовки територій усі рішення повинні бути обґрунтовані з точки зору технічної та економічної доцільності.

1. Загальні відомості про дренажні системи

Однією з природних умов, що призводять до підтоплення, є підземні води. При високому рівні вони ускладнюють будівництво та експлуатацію споруд, а також погіршують санітарні умови на урбанізованих територіях. Виходячи на поверхню або наближаючись до неї, вони сприяють утворенню заболочених ділянок або боліт. Надмірна вологість знижує несучу здатність ґрунту, що є важливим фактором при проектуванні та зведенні будівель і споруд.

Завданнями інженерного захисту в умовах підтоплення території є:

- зниження рівня ґрунтових вод;
- осушення територій;
- захист міських будівель і споруд від підтоплення.

Ці завдання вирішуються шляхом створення дренажних систем у поєднанні з вертикальним плануванням міської території та організації відведення поверхневих вод

Дренажні системи використовуються при інженерному захисті для благоустрою територій з ярами та зсувними схилами, а також для захисту урбанізованих територій від підтоплення водами річок і водосховищ, особливо під час підвищення рівня води, викликаного підняттям рівня ґрунтових вод (РГВ). Спеціальні дренажні системи встановлюються під час будівництва міських вулиць і доріг, підземних тунелів, глибоких споруд, підпірних стінок на набережних та в інших випадках. Визначення найбільш допустимого рівня підземних вод ґрунтується на необхідній глибині відносно поверхні ґрунту, що залежить від призначення підтопленої території та проектаних або існуючих будівель і споруд.

Найменша допустима глибина від поверхні до найвищого рівня підземних вод називається **нормою осушення**.

У загальному вигляді мінімальна норма осушення становить:

- для сельбищних територій з капітальною забудовою – 2 м, а в разі наявності підвальних приміщень – 3...4 м;
- для територій парків та стадіонів – 1 м.

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

Підтоплення – це підняття рівня ґрунтових вод до поверхні, перевищуючи встановлену норму осушення, що викликане різними факторами або окремими причинами.

Затоплення – це покриття поверхні ґрунту водяним шаром під час повені, паводків або внаслідок будівництва водопровідних споруд на річці.

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

Підтоплення та заболочування територій викликані як природними, так і антропогенними факторами.

Природні причини включають: а) формування верховодки; б) підвищення рівня ґрунтових вод; в) підняття капілярної води від напірних підземних вод.

Антропогенні фактори можуть виникати внаслідок: а) погіршення умов відведення зливових і тало-дощових вод під час будівництва; б) підтоплення територій діючих промислових підприємств і населених пунктів через ускладнення стоку поверхневих вод та недотримання вимог нормальної експлуатації водних комунікацій; в) будівництва водосховищ і каналів у населених і промислових зонах.

У цьому розділі студент має проаналізувати природно-кліматичні умови регіону, визначити причини, що спричиняють підтоплення території, обґрунтувати прийняті рішення та надати детальний опис ситуації.

2.2. Проектування інженерних заходів для захисту територій від підтоплення, затоплення та заболочення

Підвищення рівня ґрунтових вод призводить до виникнення вологи в підвальних приміщеннях і тунелях, а також до заболочування низинних ділянок. Окрім того, змінюються фізичні характеристики ґрунтів, що призводить до зменшення допустимих навантажень на них, а також до просідання будівель і пошкодження підземних комунікацій, таких як каналізація, водопровід, телефонні та електричні мережі. У випадку значного підйому ґрунтових вод необхідно вжити

спеціальних заходів для боротьби з підтопленням території, які слід поділити на профілактичні (попереджувальні) та захисні.

Профілактичні заходи спрямовані на зменшення підживлення ґрунтових вод або міграції вологи до підземних контурів будівель. Лінійні споруди, які перетинають потік ґрунтових вод, рекомендується розміщувати уздовж напрямку їхнього руху, щоб зменшити вплив на підйом рівня ґрунтових вод. Забороняються втрати води з водопровідно-каналізаційних систем, водозливів, басейнів для зрошення, градинень, водойм, відстійників та інших об'єктів.

До профілактичних заходів також належить збереження, розчищення та поглиблення балок, струмків. Для зниження рівня ґрунтових вод рекомендується висаджувати дерева та кущі у вигляді смуг зелених насаджень.

Для запобігання конденсації водяних парів і надходженню вологи внаслідок температурних коливань в основі будівель і споруд використовують ущільнення ґрунтів під час зворотного засипання та вентиляційний дренаж. До заходів захисту належать: підвищення рівня території шляхом намітання ґрунту або його відсіпання з резервів; індивідуальний захист окремих будівель і споруд (гідроізоляція, пристінний, пластовий та контурний дренаж); зменшення притоку ґрунтових вод з боку шляхом будівництва головних берегових каналів або дренажних систем.

3. Типи, системи та конструкції захисних дренажів, їх призначення, правила проектування та розрахунки

3.1. Проектування та розрахунки головного дренажу

3.1.1. Призначення і порядок проектування головного дренажу

Головний дренаж призначений для зменшення рівня ґрунтових вод, які надходять на захищену територію з прилеглих схилів. Зазвичай він складається з горизонтальної дренажної системи, розташованої вздовж верхньої межі населеного пункту, та колектора, що транспортує воду до водоприймача.

При близькому заляганні водоупору (5...6 м) проектується досконалий дренаж, який розташовується безпосередньо на водоупорі.

Якщо ж потужність водовмісних порід більша, головний дренаж проектується як недосконалий або висячий.

Головний дренаж має кілька переваг у порівнянні з систематичним:

- а) під час його встановлення територія, що потребує захисту, зайнята лише земляними роботами;
- б) він забезпечує рівномірне зниження рівня ґрунтових вод;
- в) зменшена довжина дренажних ліній призводить до зниження будівельних витрат.

3.1.2. Розрахунок головного горизонтального дренажу

Розрахунки горизонтального дренажу проводяться для визначення витрат дренажу та підбору діаметрів труб.

Вибір типу головного дренажу — однолінійного або двохлінійного, досконалого чи недосконалого — залежить від глибини залягання водоупору та водонепроникності верхнього (розрахункового) шару порід. Також визначається схема розміщення дренажу на топографічному плані.

Якщо територія, що прилягає з нагірної сторони, складається з легкопроникних ґрунтів, то під час розрахунку горизонтального дренажу враховується інфільтрація поверхневих вод.

Радіус впливу дрени встановлюється за формулами:

$$R = \frac{h_1}{\operatorname{tg} \alpha}, \text{ м} \quad (3.1)$$

при наявності інфільтрації:

$$R = h_1 \cdot \sqrt{\frac{k_d}{p}}, \text{ м} \quad (3.2)$$

де: $\operatorname{tg} \alpha$ — величина кута нахилу депресійної кривої, його значення приймаємо в залежності від механічного складу ґрунту;

p — величина інфільтрації поверхневої води, значення приймаються за табл. 1 додатку 2;

k_d — коефіцієнт фільтрації, м/добу;

h_1 — напір води над дреною.

Питому витрату води на 1 п.м. встановлюють використовуючи розрахункові залежності (рис. 3.1.):

- при відсутності інфільтрації:

$$q_{imp} = q_1 + q_2 = k_d \cdot \frac{h_1^2}{2 \cdot R} + k_d \cdot \frac{h_1}{n \cdot R} \cdot m \cdot h_d, \quad (3.3)$$

- при наявності інфільтрації поверхневої води:

$$q_{imp}^p = k_d \cdot \frac{h_1^2}{2 \cdot R_p} + k_d \cdot \frac{h_1}{n \cdot R_p} \cdot m \cdot h_d + p \cdot \frac{R_p}{2}, \quad (3.4)$$

де q_1 – притік води з верхнього шару, $\mathcal{M}^3/\text{добу}$;

q_2 – притік води з нижнього шару, $\mathcal{M}^3/\text{добу}$.

Рівняння (3.4) має зміст якщо: $\frac{p \cdot R_p}{2} \geq 0,1 \cdot k_d \cdot \frac{h_1^2}{2 R_p}$, тобто у ви-

падку коли інфільтраційний потік складає не менше 10% від бокового. Якщо умова не виконується, то слід користуватись формулою (3.3).

Якщо дренаж досконалий, то притік води буде тільки зверху, тому підживлення з нижнього шару не буде, а повна витрата знаходиться як:

$$q_{imp} = q_1. \quad (3.5)$$

Параметр n в формулах 3.3 і 3.4 враховує збільшення довжини ліній току порівняно з величиною R за рахунок їх криволінійної форми. Для знаходження значення цього параметру використовують функцію $n = f(R/h_d)$ і приймають його значення за таблицею 2 додатку 2.

У зв'язку з тим, що лінії току охоплюють не всю площу ґрунту під дренами, то зменшення притоку враховується коефіцієнтом m значення якого при фільтраційних розрахунках приймається $m = 0,75$.

Повний притік до дрени незалежно від типів водного живлення та розташування дрена відносно водоупору знаходиться за залежністю:

$$Q_{imp} = q_{imp} \cdot L_d. \quad (3.6)$$

При розрахунках діаметрів дренажних труб слід виходити з умови безнапірного руху води в них, тобто при неповному їх заповненні. Глибину води в дрени при безнапірному русі, приймаємо рівною:

$$d_w = (0,7...0,9) \cdot d .$$

При розрахунку діаметру дрени приймаємо, що при роботі повним поперечним перерізом витрата води Q_{col} , а при неповному Q_w . Швидкість руху води в дрени відповідно V_{col} і V_w .

Витрата води при заданому діаметрі труби знаходиться за формулою Шезі:

$$Q_{col} = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot i_d} = k_Q \sqrt{i_d} , \quad (3.7)$$

де k_Q – модуль витрати значення якого виражене через діаметр, при $n = 0,013$ має вигляд:

$$k_Q = 24 \cdot d^{8/3} ; M/c . \quad (3.8)$$

Залежно від діаметру труб значення витратної характеристики можна приймати за таблицею 3 додатка 2.

Коефіцієнт неповноти витрати знаходиться, як відношення:

$$A = \frac{Q_{imp}}{Q_{col}} = \frac{Q_{imp}}{k_Q \sqrt{i_d}} , \quad (3.9)$$

і його значення є функцією $A = f_1(d_w/d)$, а коефіцієнт неповноти швидкості:

$$B = \frac{V_w}{V_{col}} = f_2\left(\frac{d_w}{d}\right) \quad (3.10)$$

$$v_w = B \cdot v_{col} , \text{ при повному } v_{col} = \frac{4 \cdot Q_{col}}{\pi \cdot d^2} .$$

Для нормальної роботи дренажу, його водозахоплююча здатність q_{dw} повинна перевищувати його розрахункову витрату q_{imp} .

$$q_{dw} > q_{imp} . \quad (3.11)$$

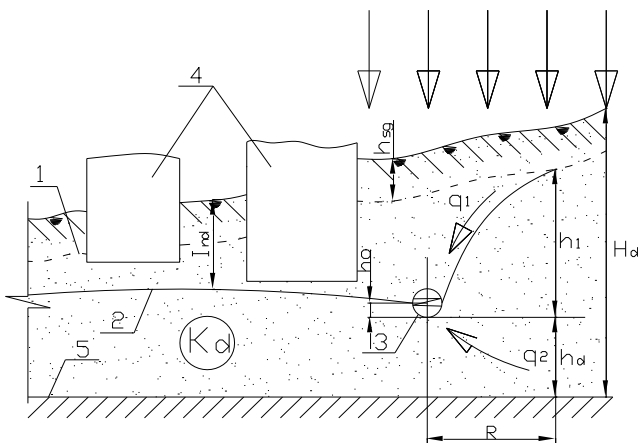


Рис. 3.1. Схема до розрахунку головного горизонтального дренажу.

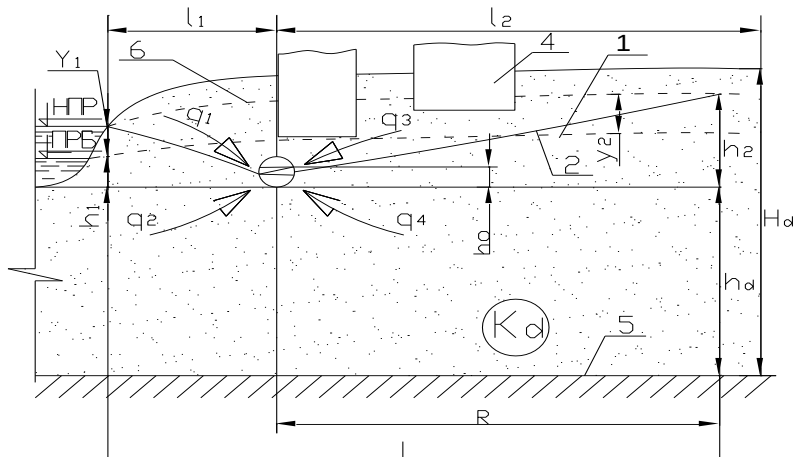


Рис. 3.3. Розрахункова схема берегового горизонтального дренажу.

1 – початкове положення РГВ; 2- депресійна крива РГВ після будівництва дренажу; 3 – дрена; 4 – підземний контур будівлі;
5 – водоупор; 6 – положення РГВ при підпорі води в річці.

Водозахоплююча здатність дрени – кількість води, яка може профільтрувати з ґрунту в 1 п.м. дрени без руйнування структури ґрунту та її значення знаходиться за формулою:

$$q_{dw} = 15,5 \cdot d \cdot \sqrt{k_d}, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (3.12)$$

Допустима швидкість фільтрації води при виході із ґрунту встановлюється за формулою С.К.Абрамова

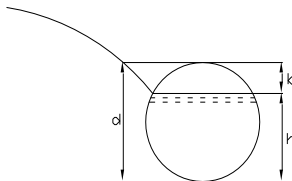


Рис. 3.2. Схема до розрахунку висоти виклинювання депресійної кривої.

$$v_{lim} = 65^3 \cdot \sqrt{k_d}, \text{ м/добу}. \quad (3.13)$$

Перевірка висоти виклинювання депресійної кривої при вході в дренажну трубу проводиться шляхом перевірки виконання умови:

$$h + a \leq d, \quad (3.14)$$

$$h + a = 0,5 \cdot \frac{q_{limp}}{k_d}. \quad (3.15)$$

3.1.3. Приклад розрахунку головного горизонтального дренажу

Для захисту територій з житловими будинками, які мають підвальні приміщення, від підтоплення ґрунтовими водами використовують головний горизонтальний дренаж.

Вихідні дані: територія розміщується на схилі де є корінні породи (глини) покриті четвертинними відкладеннями у вигляді пісків та супісків потужністю $H_d=17,0$ м, з коефіцієнтом фільтрації $k_d=10$ м/добу. Підземні води залягають на глибині $hg_0=0,5$ м. Довжина контуру території, що захищається складає $L_d=500$ м. Необхідне зниження рівня ґрунтових вод $h_1=3,0$ м. Розрахункове значення норми осушення $I_{nd}=4,0$ м.

Розрахункову схему наведено на рис.3.1.

Необхідно встановити: витрати дренажу, діаметр та ухил дрени.

Порядок розрахунку дренажу:

1). Використовуючи формулу (3.2) визначаємо радіус впливу дрени:

$$R_p = h_1 \cdot \sqrt{\frac{k_d}{p}} = 3,0 \cdot \sqrt{\frac{10}{0,001}} = 300 \text{ м}.$$

2). За формулою (3.4) витрата води на 1 п.м. дрени визначається:

$$q_{imp} = 10 \cdot \frac{3,0^2}{2 \cdot 300} + 10 \cdot \frac{3,0}{300 \cdot 1,18} \cdot 0,75 \cdot 10 + 0,001 \cdot \frac{300}{2} = 0,94, \text{ м}^3/\text{добу} \cdot \text{1 м.п.}$$

3). Витрата води на всю довжину дрени буде рівною:

$$Q_{imp} = q_{imp} \cdot L_d = 0,94 \cdot 500 = 470 \text{ м}^3/\text{добу} = 5,4 \text{ л/с}.$$

4). Приймаємо діаметр труби $d=150 \text{ мм}$ та ухил $i_d=0,002$.

5). За таблицею 3, додаток 2 знаходимо значення параметрів k_Q залежно від прийнятого діаметру дрени:

$$Q_{col} = k_Q \cdot \sqrt{i_d} = 152 \cdot \sqrt{0,002} = 6,84 \text{ л/с}.$$

Коефіцієнт, що враховує зменшення витрати при роботі дренажу неповним поперечним перерізом дорівнює:

$$A = \frac{Q_{imp}}{Q_{col}} = \frac{5,4}{6,84} = 0,79.$$

Значення $A=0,79$ згідно таблиці 4, додатку 2 відповідає $d_w/d=0,80$; $B=1,16$.

6). Швидкість води в дрені при її заповненні:

$$V_{col} = Q_{col} / \omega_{col} = 4 \cdot Q_{col} / \pi \cdot d^2 = 4 \cdot 0,00684 / 3,14 \cdot 0,15^2 = 0,39 \text{ м/с},$$

$$V_{\omega} = V_{col} \cdot B = 1,16 \cdot 0,39 \text{ м/с}.$$

Значення розрахункової швидкості води в трубах порівнюється з допустимою нерозмиваючою V_{adm} , значення якої для трубчастих дрен слід приймати рівним $V_{adm}=1,5 \text{ м/с}$.

Критична замулююча швидкість води в дренах $V_{cr}=0,3 \text{ м/с}$. Якщо виконується умова $V_{adm}=1,5 \text{ м/с} \geq V_{\omega}=0,45 \text{ м/с} \geq V_{cr}=0,3 \text{ м/с}$, то це свідчить про те, що ухил дрени визначено вірно.

7). Водозахватна здатність дрени визначається за формулою (3.12)

$$q_{dw} = 15,5 \cdot 0,15 \cdot \sqrt{10} = 7,3 \text{ м}^3/\text{добу}$$

і його значення відповідає нерівності:

$$q_{dw} = 7,3 \geq q_{imp} = 0,94 \text{ м}^3/\text{добу}, \text{ тобто умова виконується.}$$

8). Проводиться перевірка висоти вклинювання РГВ при глибокому заляганні водоупору:

$$h + a = 0,5 \cdot q_{imp} / k_d = 0,5 \cdot 0,94 / 10 = 0,047 \text{ м}.$$

Порівнюючи значення $h + a < d$, бачимо, що умова виконується, а це означає, що діаметр дрени та її ухил підбрано вірно.

9). Допустима швидкість фільтрації води при виході з ґрунту, значення якої знаходиться за формулою (3.13), значно перевищує коефіцієнт фільтрації $k_d = 10 \text{ м/добу}$.

$$v_{lim} = 65 \cdot \sqrt[3]{10} = 140 \text{ м/добу}.$$

3.2. Призначення, проектування та розрахунок берегового дренажу

3.2.1. Прогноз підняття рівня ґрунтових вод при підпорі води в річці

Після створення водосховища на річці, в її руслі здійснюється підняття рівня до НІПР, а це своєю чергу, веде до підняття рівня ґрунтових вод на прилеглий території. При заляганні водоупору на глибині h_d від дна річки прогноз висоти підняття РГВ виконується за формулою:

$$y_2 = \sqrt{(h_2 + h_d)^2 - (h_1 + h_d)^2 + (h_1 + y_1 + h_d)^2} - (h_2 + h_d). \quad (3.16)$$

З урахуванням інфільтраційних опадів в ґрунт, час підняття РГВ згідно умовних позначень, наведених на рис.3.3., можна визначити за формулою:

$$t = \frac{2 \cdot L \cdot \beta \cdot h_2}{k_d \cdot y_5 \cdot (h_2 + y_5)}, \quad \text{дб} \quad (3.17)$$

де y_5 – середнє значення підняття РГВ, яке знаходиться як

$$y_5 = \frac{y_1 + y_2}{2}, \quad \text{м}.$$

3.2.2. Порядок проектування та розрахунку горизонтального берегового дренажу

Для проектування берегової дренажної системи на плані необхідно визначити її розташування відносно рівня води у водосховищі або річці. Відстань дренажу від урізу води (l_1) слід визначати шляхом техніко-економічного порівняння різних варіантів. Суть цього процесу полягає в тому, що при різній відстані дренажу від урізу води спостерігається різна величина фільтраційного потоку з боку водосховища. Величина фільтраційного потоку також залежить від глибини закладання дренажу, тому для визначення відстані дренажу від рівня води розрахунки виконуються шляхом підбору, для чого використовуються відповідні рівняння:

$$\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)} = \frac{(h_1 + y_1)}{2 \cdot l_1} + \frac{m \cdot h_d}{n \cdot l_1} . \quad (3.18)$$

Таким чином величину $\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)}$ знаходять при різних значеннях l_1 , тобто

$$\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)} = f(l_1) . \quad (3.19)$$

Горизонтальний береговий дренаж проектується для визначення розташування дрени в плані, обчислення загальної витрати води, що надходить до дрени, а також для визначення діаметра і ухилу дрени.

Оскільки ми розглядатимемо порядок розрахунку берегового дренажу як вирішення конкретної задачі, для цього скористаємося основними вихідними даними, які були використані під час розрахунків головного дренажу: $H_d = 17$ м; $k_d = 10$ м/добу; $ln_d = 4,0$ м, а також додаткові дані:

- глибина води в річці до підпору води в ній $h_1 = 1,0$ м;
- підняття рівня води до НІР на висоту $y_1 = 5,0$ м;
- відстань від осі дрени до водоупору $h_d = 12,0$ м;
- $h_2 = 2,0$ м; $L_d = 500$ м.

Порядок розрахунку дренажу:

1. Використовуючи залежність (3.16) прогнозуємо висоту підняття РГВ:

$$y_2 = \sqrt{(2,0+12,0)^2 - (1,0+12,0)^2 + (1,0+5,0+12,0)^2} - (2,0+12,0) = 4,7 \text{ м},$$

а також час стабілізації рівня ґрунтових вод після його підпору за формулою (3.17).

$$y_s = \frac{5,0+4,7}{2} = 4,85 \text{ м}; \quad L = R + l_1 = 200 + 50 = 250 \text{ м};$$

$$t = \frac{2 \cdot 250^2 \cdot 0,10 \cdot 2,0}{10 \cdot 4,85 \cdot (2,0 + 4,85)} = 75 \text{ дiб}.$$

Для розрахунку часу необхідно знайти радіус впливу берегової дрени, для чого використовується залежність (3.2)

$$R_p = 2,0 \cdot \sqrt{\frac{10}{0,001}} = 200 \text{ м}.$$

2. Визначається положення дрени, для чого використовується залежність (3.18), а результати розрахунків зводяться в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1

Значення $\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)}$ при різних величинах l_1 .

$l_1, \text{ м}$	10	20	30	40	50	60	80
$\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)}$	0,8760	0,438	0,318	0,219	0,175	0,146	0,110

Використовуючи дані таблиці 3.1, будемо графік залежності (рис. 3.4) згідно формули (3.19), по якому в місці перелому кривої знаходимо, що l_1 має значення рівне 50 м.

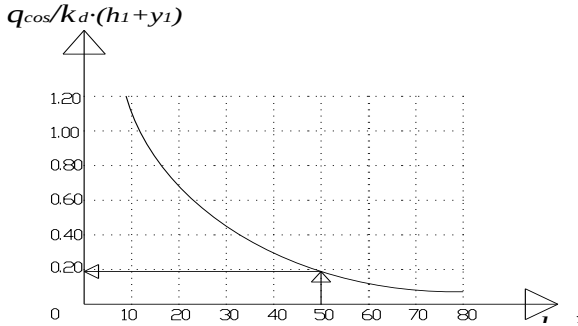


Рис. 3.4. Графік для встановлення відстані дрени від урізу води.

3. Знаходять відстань l_2 до кінця ділянки, де необхідно забезпечити норму осушення I_{nd} (рис. 3.3)

$$l_3 = \frac{(H_d - I_{nd})^2 \cdot R_p}{h_2^2} = \frac{(17,0 - 4,0)^2 \cdot 200}{2,0^2} = 8450 \text{ м}.$$

Ширина ділянки, що захищається повинна бути менша від l_2 .

4. Загальний фільтраційний потік води до дрени знаходиться як:

$$q_{imp} = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 ; \quad R_p / h_d = 16,7 ;$$

$$\begin{aligned} q_{imp} &= k_d \cdot \frac{(h_1 + y_1)^2}{2 \cdot l_1} + k_d \cdot \frac{h_1 + y_1}{n \cdot l_1} \cdot m \cdot h_d + k_d \cdot \frac{h_2^2}{2 \cdot R_p} + k_d \cdot \frac{h_2}{n \cdot R_p} \cdot m \cdot h_d + P \cdot \frac{R_p}{2} = \\ &= 10 \cdot \frac{(1,0 + 5,0)^2}{2 \cdot 50} + 10 \cdot \frac{1,0 + 5,0}{1,16 \cdot 50} \cdot 0,75 \cdot 12 + 10 \cdot \frac{2,0^2}{2 \cdot 200} + 10 \cdot \frac{2,0}{1,16 \cdot 200} \cdot 0,75 \cdot 12 + \\ &+ 0,001 \cdot \frac{200}{2} = 3,60 + 9,32 + 0,10 + 0,78 + 0,10 = 13,9 \text{ м}^3 / \text{добу}. \end{aligned}$$

Притік води на всю довжину дрени буде рівним:

$$Q_{imp} = q_{imp} \cdot L_d = 13,9 \cdot 500 = 6950 \text{ м}^3 / \text{добу} = 80 \text{ л/с}.$$

Наступний розрахунок берегового горизонтального дренажу, що включає визначення діаметра дренажної системи та перевірку її пропускної здатності при заданому ухилі, є аналогічним до розрахунку головного дренажу. Тому ми посилаємося на формули (3.7...3.15) без проведення додаткових розрахунків.

3.2.3. Проектування та розрахунки вертикального берегового дренажу

Вертикальний дренаж складається з ряду колодязів, розташованих вздовж берега річки або водосховища в одну або дві лінії. Береговий дренаж перехоплює потік ґрунтових інфільтраційних вод з боку водосховища, а також потік ґрунтових вод, що надходять з нагірної частини, виконуючи в такому випадку функцію головного дренажу.

На практиці береговий дренаж вертикального типу найчастіше проектується досконалим для умов безнапірного інфільтраційного потоку ґрунтових вод. Розрахунок вертикальних дрен полягає в знаходженні витрати, притікаючої до дрени та до всієї системи, і в знаходженні відстані між дренами, при якій на території, що захищається буде забезпечене необхідне зниження РГВ, а також знаходження місця положення дрени I_1 .

Розглянемо порядок розрахунку вертикального берегового дренажу, вирішуючи задачу з наступними вихідними даними: верхній шар ґрунту потужністю $H_d = 17,0$ м складено середньозернистими пісками з коефіцієнтом фільтрації $k_d = 10$ м/добу. На території населеного пункту слід забезпечити положення РГВ на глибині $I_{nd} = 4,0$ м. До захисту території від підтоплення береговим дренажем ґрунтові води знаходились на глибині $h_{so} = 0,5$ м. Радіус дрени приймається рівним $r = 0,2$ м, довжина фільтру складає $l_f = 3,0$ м; $h_1 = 15,0$ м. Довжина берегової лінії на якій проектується дренаж складає $L_d = 600$ м.

Береговий дренаж проектується на відстані $I_1 = 20$ м від урізу води у водосховищі.

Вихідні дані подані в символах згідно розрахункової схеми на рис. 3.5. Розрахунок вертикального берегового дренажу слід виконувати в наступному порядку:

1. Радіус впливу дрени знаходять за формулою:

$$R = 2 \cdot S \cdot \sqrt{k_d \cdot h_2} \quad , \quad (3.20)$$

де S – необхідне зниження РГВ між дренами, m :

$$S = H_d - h_{s_0} - h_0 = 17,0 - 0,5 - 10,0 = 6,5 \text{ м} \quad (3.21)$$

$$R = 2 \cdot 6,5 \cdot \sqrt{10,0 \cdot 13,0} \approx 150 \text{ м}.$$

2. Питомий приплив води до дрени розраховується за формулою:

$$q_{imp} = q_1 + q_2 = k_d \cdot \frac{h_1^2 - h_0^2}{2 \cdot l_1} + k_d \cdot \frac{h_1^2 - h_0^2}{2 \cdot R} \quad ,$$

Після спрощення розрахункова залежність має вигляд:

$$q_{imp} = \frac{k_d \cdot (h_1^2 - h_2^2) + 2 \cdot q_2 \cdot R}{2 \cdot l_1} \quad , \text{ м}^3/\partial\partial\partial\text{бу} \quad (3.22)$$

$$h_2 = H_d - I_{nd} = 17,0 - 4,0 = 13,0 \text{ м}$$

$$q_2 = k_d \cdot \frac{h_2^2 - h_0^2}{2 \cdot R} = 10,0 \cdot \frac{13,0^2 - 10,0^2}{2 \cdot 150} = 2,3 \text{ м}^3/\partial\partial\partial\text{бу}$$

$$q_{imp} = \frac{10,0 \cdot (15,0^2 - 13,0^2) + 2 \cdot 2,3 \cdot 150}{2 \cdot 20} = 31,20 \text{ м}^3/\partial\partial\partial\text{бу}.$$

3. Відстань між вертикальними дренами знаходиться підбором з емпіричної залежності:

$$a_d \cdot \ln \frac{a_d}{\pi \cdot r} = \left[h_1^2 - h_0^2 - \frac{2 \cdot l_1}{k_d} \cdot (q_{imp} - q_2) \right] \cdot \frac{\pi \cdot k_d}{2 \cdot g} \quad (3.23)$$

$$a_d \cdot \ln \frac{a_d}{3,14 \cdot 0,2} = \left[15,0^2 - 10,0^2 - \frac{2 \cdot 20}{10,0} \cdot (31,20 - 2,3) \right] \cdot \frac{3,14 \cdot 10,0}{2 \cdot 9,81}.$$

Оскільки при значенні $l_1 = 20 \text{ м}$ дане рівняння не має розв'язку через те, що вираз, взятий в дужки набирає від'ємного значення, тому задаючись новим значенням $l_1 = 10 \text{ м}$ розрахунки повторюються.

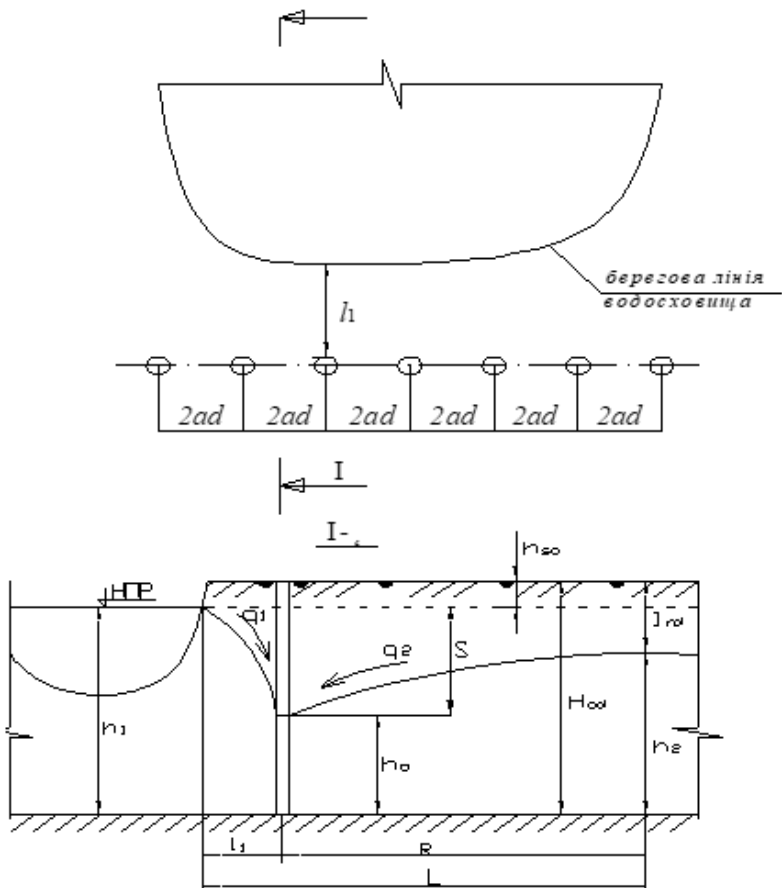


Рис. 3.5. Розрахункова схема берегового вертикального дренажу.

$$a_d \cdot \ln \frac{a_d}{\pi \cdot r} = \left[13,0^2 - 10,0^2 - \frac{2 \cdot 10,0}{10,0} \cdot (31,20 - 4,3) \right] \cdot \frac{3,14 \cdot 10,0}{2 \cdot 9,81}$$

$$a_d \cdot \ln \frac{a_d}{3,14 \cdot 0,2} = 24,3; \text{ Звідки } a_d = 10,0 \text{ м і } 2 \cdot a_d = 20,0 \text{ м.}$$

4. Знаходимо повну витрату кожної дрени, для чого використовуємо рівняння:

$$Q_{imp} = \pi \cdot k_d \cdot \frac{h_1^2 - h_0^2 + \frac{2 \cdot q_2 \cdot l_1}{k_d}}{\frac{\pi \cdot l_1}{a_d} + \ln \frac{a_d}{\pi \cdot r}}; \quad (3.24)$$

$$Q_{imp} = 3,14 \cdot 10,0 \cdot \frac{13,0^2 - 10,0^2 + \frac{2 \cdot 43 \cdot 10,0}{10,0}}{\frac{3,14 \cdot 10,0}{10,0} + \ln \frac{10,0}{3,14 \cdot 10,0}} = 413 \text{ м}^3/\text{добу};$$

або на 1 погонний метр: $q'_{imp} = \frac{Q_{imp}}{2 \cdot a_d} = \frac{413}{20} = 20,65 \text{ м}^3/\text{добу}.$

Оскільки при порівнянні не виконується умова: $q_{imp} \leq q'_{imp}$

$$q_{imp} = 31,20 > q'_{imp} = 20,65 \text{ м}^3/\text{добу},$$

то слід зменшити відстань між вертикальними дренами і визначити величину питомого припливу q''_{imp} при $a_d = 6,0 \text{ м}.$

$$q''_{imp} = \frac{Q_{imp}}{2 \cdot a_d} = \frac{413}{2 \cdot 6,0} = 34,4 \text{ м}^3/\text{добу}$$

$$q''_{imp} = 34,4 > q_{imp} = 31,20 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

5. За рівнянням

$$y_0 = \sqrt{h_1^2 - \frac{Q_{imp}}{\pi \cdot k_d} \cdot \left(\frac{\pi \cdot l_1}{a_d} - \ln 2 \right) + \frac{2 \cdot q_2 \cdot l_1}{k_d}}; \quad (3.25)$$

визначається глибина притоку ґрунтових вод посередині між сусідніми колодязями в поздовжньому розрізі:

$$y_0 = \sqrt{13,0^2 - \frac{413}{3,14 \cdot 10,0} \cdot \left(\frac{3,14 \cdot 10,0}{6,0} - \ln 2 \right) + \frac{2 \cdot 2,3 \cdot 10,0}{10,0}} = 10,86 \text{ м}.$$

Як підтверджують результати розрахунків, при даних параметрах вертикального дренажу на території, що захищається, РГВ буде знаходитись нижче необхідної норми осушення.

6. Знаходимо захватну здатність вертикальної дрени за формулою:

$$q_{dw} = \pi \cdot d_f \cdot l_f \cdot V_{\text{lim}}, \quad (3.26)$$

де d_f , l_f – відповідно, зовнішній діаметр та довжина фільтру в м.

Допустиму швидкість фільтрації води на межі між ґрунтом та фільтром знаходимо за формулою (3.13)

$$V_{\text{lim}} = 65 \cdot \sqrt[3]{10} = 140 \text{ м}^3/\text{добу}$$

$$q_{dw} = 3,14 \cdot 0,5 \cdot 3,0 \cdot 140 = 659 \text{ м}^3/\text{добу}$$

тобто $q_{dw} > Q_{\text{imp}} = 413 \text{ м}^3/\text{добу}$, що свідчить про те, що параметри фільтру і його конструкція цілком задовольняє заданій умові.

7. Загальний притік води до дренажної системи, який необхідно відкачати, дорівнює:

$$Q_{\text{col}} = q_{\text{imp}} \cdot L_d = 31,2 \cdot 600 = 18720 \text{ м}^3/\text{добу}, \text{ або } Q_{\text{col}} = 216,7 \text{ л/с}.$$

3.3. Проектування та розрахунки кільцевого вертикального дренажу

Кільцеві вертикальні дренажі створюються для захисту невеликих територій від підтоплення безнапірними ґрунтовими водами.

Основна задача проектування кільцевого дренажу полягає в розміщенні ряду колодязів по контуру осушуваної території.

У кільцевих вертикальних дренажах колодязі функціонують як досконалі дренажні елементи.

Розрахунок дренажної системи включає визначення витрат води окремого колодязя та всієї системи в цілому, а також оцінку водозабірної здатності кожної свердловини.

Вихідні дані для розрахунку кільцевого дренажу використовуються ті ж, що й при розрахунках вертикального берегового дренажу. Розміри ділянки яка захищається становлять 40×60 м (див. рис. 3.6).

Порядок розрахунку кільцевого дренажу:

1. Визначається глибина води в центрі дії вертикальних дрен:

$$y_d = H_d - I_{nd} = 17,0 - 6,0 = 11,0 \text{ м};$$

2. Радіус круга, території, що захищається дорівнює:

$$x_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{2400}{3,14}} = 27,6 \text{ м},$$

де: A - площа ділянки в м^2 .

Радіус впливу дрена приймаємо аналогічно задачі наведеній в п. 3.2.2.

3. Приблизна витрата кільцевого дренажу знаходиться за формулою:

$$Q_{imp} = \frac{\pi \cdot k_d \cdot S \cdot (2 \cdot H_s - S)}{\ln R - \ln x_0} = \frac{3,14 \cdot 10,0 \cdot 3,5 \cdot (2 \cdot 16,5 - 3,5)}{\ln 80 - \ln 27,6} = 3058 \text{ м}^3/\text{добу}$$

$$H_x = H_d - h_{so} = 17,0 - 0,5 = 16,5 \text{ м}.$$

4. Використовуючи формулу захватної здатності свердловини, визначається кількість колодязів n , виходячи з виконання таких двох умов:

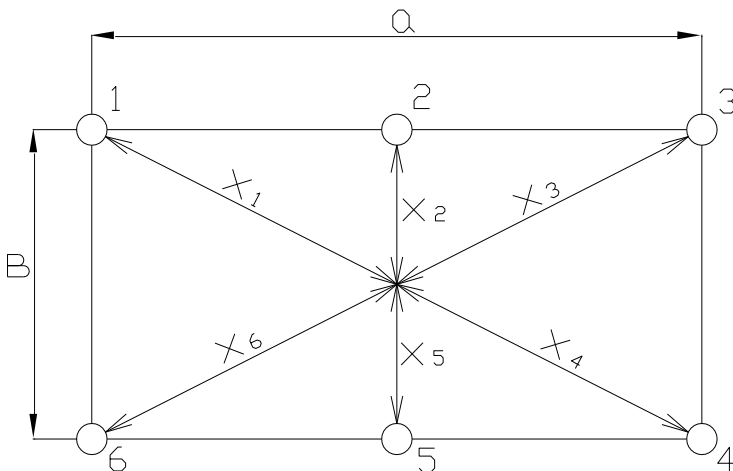


Рис. 3.6. План цеху, що захищається.

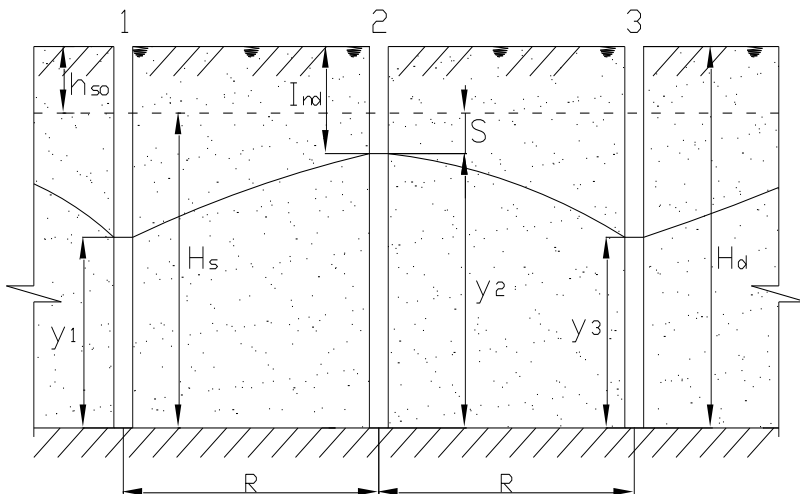


Рис.3.7. Положення депресійної кривої на межі цеху, що захищається.

$$q_{dw} \cdot n > Q_{imp} \text{ і } q_{dw} \cdot (n-2) < Q_{imp}.$$

Величина q_{dw} змінюється від кількості колодязів по периметру. Так для $n = 10$:

$$q_{dw}^n = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot y_n \cdot V_{lim} = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,2 \cdot 8,5 \cdot 140,0 = 1495 \text{ м}^3/\text{добу};$$

$$y_w = \sqrt{y_n^2 - \frac{Q_{imp}}{\pi \cdot k_d \cdot n} \cdot \ln \frac{x_0}{r}} = \sqrt{11,0^2 - \frac{3058}{3,14 \cdot 10,0 \cdot 10,0} \cdot \ln \frac{27,6}{0,2}} = 8,5 \text{ м};$$

при $(n-2) = 8$ шт.

$$q_{dw}^{(n-2)} = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,2 \cdot 7,8 \cdot 140,0 = 1372 \text{ м}^3/\text{добу};$$

$$y_{(n-2)} = \sqrt{11,0^2 - \frac{3058}{3,14 \cdot 10,0 \cdot 8,0} \cdot \ln \frac{27,6}{0,2}} = 7,8 \text{ м}.$$

Тепер перевіряється прийнята кількість вертикальних свердловин $n=10$, за такими умовами:

$$q_{dw}^n \cdot n = 1495 \cdot 10 = 14950 > 3058 \text{ м}^3/\text{добу},$$

$$q_{dw}^{(n-2)} \cdot (n-2) = 1372 \cdot 8 = 10976 > Q_{imp} \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Умова не виконується, тому приймаємо кількість свердловин $n=6$:

$$q_{dw}^n \cdot n = 1108 \cdot 6 = 6648 > 3058 \text{ м}^3/\text{добу},$$

$$q_{dw}^{(n-2)} \cdot (n-2) = 176 \cdot 4 = 704 < 3058 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Розподіляється кількість свердловин по контуру цеху (рис 3.6).

5. Уточнюється витрата води за формулою:

$$Q_{imp} = \pi \cdot k_d \cdot \frac{(2 \cdot H_s - S) \cdot S}{\ln R - \ln \sqrt[n]{x_1 \cdot x_2 \cdot \dots \cdot x_n}},$$

Для цього знаходиться відстань від центру ділянки до окремих колодязів

$x_1 = x_3 = x_4 = x_6 = 36,0 \text{ м}; x_2 = x_5 = 20,0 \text{ м};$ тоді:

$$Q'_{imp} = 3,14 \cdot 10,0 \cdot \frac{(2 \cdot 16,5 - 3,5) \cdot 3,5}{\ln 80 - \ln \sqrt[6]{36 \cdot 20 \cdot 36 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 36}} = 3450 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

6. Підраховується положення РГВ по групах колодязів, які знаходяться в однакових умовах. Так для колодязя 1 який розташований симетрично з свердловинами 3, 4, 6 знаходиться глибина залягання РГВ, яка буде однаковою для інших свердловин:

$$\begin{aligned} y_1 &= \sqrt{H_l^2 - \frac{Q_{yt}}{\pi \cdot k_d} \cdot (\ln R - \ln \sqrt[n]{x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \cdot \dots \cdot x_n})} = \\ &= \sqrt{16,5^2 - \frac{3450}{3,14 \cdot 10,0} \cdot (\ln 80 - \ln \sqrt[6]{36 \cdot 20 \cdot 36 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 36})} = 10,5 \text{ м}. \end{aligned}$$

7. Перевіряється захватна здатність колодязя:

$$q_{dw} = 2 \cdot 314 \cdot 0,2 \cdot 10,5 \cdot 140 = 18480 \text{ м}^3/\text{добу} \gg 575 \text{ м}^3/\text{добу},$$

де: $575 = \frac{3450}{6}$ - середня витрата свердловини;

$$y_2 = \sqrt{16,5^2 - \frac{3450}{3,14 \cdot 10,0} \cdot (\ln 80 - \ln \sqrt[6]{36 \cdot 20 \cdot \dots})} = 10,9 \text{ м}.$$

Положення депресійної кривої РГВ, яка була побудована за даними вертикальних свердловин, представлено на рисунку 3.7.

Після завершення розділу 3 студент має зробити висновки щодо ефективності різних видів дренажу для захисту територій, а також оцінити їх параметри та запроєктувати в плані.

Додаток 1
Таблиця 1

Дані для проектування дренажів різного типу

Сума двох останніх цифр шифру	№ планшету	Головний дренаж		Береговий дренаж			Розрахункова схема дренажу
		Глибина закладання дрени d_d , м	Необхідне зниження РГВ h_l , м	Тип дренажу	h_l/h_o	Глибина закладання дрени d_d , м	
0	5	5,0	-	горизонтальний	1,0/-	7,0	Кільцевий
1	4	-	5,5	Вертикальний	-/5,0	-	Придамовий
2	3	-	4,0	Вертикальний	-/4,0	-	Придамовий
3	2	5,5	-	Горизонтальний	1,5/-	8,0	Кільцевий
4	1	6,0	-	Горизонтальний	2,0/-	7,5	Придамовий
5	1	-	5,0	Вертикальний	-/6,0	-	Кільцевий
6	2	5,0	-	Горизонтальний	1,0/-	6,5	Придамовий
7	3	6,0	-	Горизонтальний	1,5/-	6,0	Кільцевий
8	4	-	4,0	Горизонтальний	2,0/-	5,5	Кільцевий
9	5	-	5,0	Вертикальний	-/6,0	-	Придамовий

Додаток 2

Таблиця 1

Значення величини кута нахилу депресійної кривої і величини інфільтраційного потоку

Механічний склад ґрунту	крупнозернистий пісок	піски	супіски	суглинки	глини
$tg \alpha$	0,003...0,005	0,005...0,02	0,02...0,05	0,05...0,10	0,10...0,15
ρ в м/добу	0,001...0,002	0,0005...0,001	0,0001...0,0007	0,0001...0,0005	-
Δh , м	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5

Таблиця 2

Значення величини коефіцієнту n

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

Таблиця 3

Значення витратної характеристики

d , мм	100	125	150	200	250	300	350	400
k_0 , л/с	51	94	152	328	600	955	1450	2084

Таблиця 4

Значення коефіцієнтів A і B

d_w/d	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1,0
A	0,025	0,10	0,20	0,35	0,50	0,65	0,83	1,00	1,07	1,10	1,00
B	0,35	0,55	0,75	0,95	1,05	1,10	1,15	1,16	1,15	1,10	1,00

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. К. : Мінрегіонбуд України, 2019. 177 с.
2. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва. Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014.
3. ДБН В.1.1-24-2009. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів. Основи проектування. К. : Мінрегіонбуд України, 2010. 108 с.
4. ДБН В.1.1-25-2009. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення. К. : Мінрегіонбуд України, 2010. 52 с.
5. ДСТУ-НБ В.1.1-38:2016. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення. Київ : Мінрегіон України, 2016. 198 с.
6. Проектування міських територій : підручник, ч. 2. / В. М. Бабаєв та ін. Харків : ХНУМГ, 2019. 544 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/17398/>
6. Ліпянін В. А., Стародуб І. В. Інженерна підготовка та благоустрій міських територій : навчальний посібник. Рівне : НУВГП, 2015. 296 с. URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/9771/>
7. Ніщук В. С. Інженерний захист та освоєння територій. Довідник. К. : Основа, 2000. 341 с.