

В.І. Доценко, В.В. Коваленко, Л.М. Рудаков, Т.І. Ткачук

# **РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ДРЕНАЖУ НА ЗРОШУВАЛЬНИХ СИСТЕМАХ**

## **Навчальний посібник**

Для студентів вищих навчальних закладів,  
які навчаються за спеціальностями 192 «Будівництво та цивільна інженерія»,  
194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» та  
183 «Технології захисту навколишнього середовища»

Дніпро – 2018  
ДДАЕУ

**УДК 631.626:626.86**

**P 79**

*Рекомендовано вченою радою Дніпровського державного аграрно-економічного університету (протокол № 6 від 26 квітня 2018 р.)*

**Рецензенти:**

**Гринюк В.І.**, директор регіонального проектно-вишукувального інституту «Дніпродіпровдгосп»,

**Євграшкіна Г.П.** доктор географічних наук, професор кафедри гідро-метеорології та геології ДНУ ім. Олесь Гончара,

**Орлінська О.В.** доктор геологічних наук, професор, завідувач кафедри експлуатації гідромеліоративних систем та технології будівництва ДДАЕУ.

**Доценко В.І., Коваленко В.В., Рудаков Л.М., Ткачук Т.І.**

**P 79** Розрахунок і проектування дренажу на зрошувальних системах: Навчальний посібник. – Дніпро: ДДАЕУ, 2018. – 270 с.

Розглянуто загальні принципи розрахунку і проектування дренажу на зрошуваних землях. Акцентується увага на вишукувальних роботах та методах гідрогеологічних прогнозів. Наводиться інформація про сучасну конструкцію дренажних систем (горизонтальних, вертикальних та комбінованих).

Матеріал рекомендовано для студентів, що навчаються за спеціальностями 192 «Будівництво та цивільна інженерія» 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» 183 «Технології захисту навколишнього середовища» освітніх ступенів «бакалавр» і «магістр», буде корисним також для фахівців проектних і наукових організацій.

**УДК 631.626:626.86**

**ISBN 978-617-7068-28-9**

© В.І. Доценко, В.В. Коваленко, Л.М. Рудаков, Ткачук Т.І.

© Дніпровський державний аграрно-економічний університет, 2018

# ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1. ОСНОВНІ ВИХІДНІ ДАНІ І ВИШУКУВАННЯ ДЛЯ ПРОГНОЗУ ГІДРОГЕОЛОГІЧНО-МЕЛІОРАТИВНОГО СТАНУ І РОЗРАХУНКУ ДРЕНАЖУ НА ЗРОШУВАНИХ ЗЕМЛЯХ .....	8
1.1. Фільтраційні властивості ґрунтів.....	9
1.2. Визначення коефіцієнта фільтрації водоносних порід методом дослідної відкачки із свердловин.....	14
1.3. Визначення коефіцієнту фільтрації ґрунту методом наливу води в шурф.....	19
1.4. Методи лабораторного визначення коефіцієнта фільтрації .....	22
1.5. Визначення коефіцієнта фільтрації ґрунтів за емпіричними формулами .....	23
1.6. Інфільтраційне живлення ґрунтових вод.....	23
1.7. Критична глибина залягання ґрунтових вод.....	28
<i>Запитання для самоконтролю .....</i>	<i>29</i>
2. ПРОГНОЗУВАННЯ ГІДРОГЕОЛОГІЧНО-МЕЛІОРАТИВНОГО СТАНУ НА ЗРОШУВАНОМУ МАСИВІ.....	31
2.1. Види гідрогеологічних прогнозів на гідромеліоративних системах та вимоги до них .....	32
2.2. Методи прогнозу за гідрогеологічною аналогією .....	33
2.3. Балансові методи.....	37
2.3.1. Рівняння водного балансу зрошуваної території .....	37
2.3.2. Визначення терміну, за який рівень ґрунтових вод досягне критичної глибини .....	41
2.3.3. Сольовий баланс .....	42
2.4. Методи математичного моделювання .....	47
2.4.1. Диференціальні рівняння динаміки рівня ґрунтових вод .....	51
2.4.2. Формування граничних умов конкретних задач .....	53
2.5. Аналітичні методи.....	54
2.5.1. Розрахунок підвищення рівня ґрунтових вод при зрошення в умовно однорідному пласті на водоупорі .....	54
2.5.2. Розрахунок підйому ґрунтових вод на зрошуваних територіях в неоднорідних пластах.....	76
2.5.3. Методи врахування складних природних і меліоративних умов в розрахункових схемах прогнозу.....	83
2.5.4. Наближена оцінка можливості утворення верховодки при зрошенні .....	89
2.6. Розрахунок сольового режиму (прогноз засолення ґрунту зони аерації) .....	90
2.7. Прогноз мінералізації дренажного стоку .....	91
2.8. Характеристика сприятливого меліоративного режиму .....	98
<i>Запитання для самоконтролю .....</i>	<i>99</i>
3. ГОРИЗОНТАЛЬНИЙ ДРЕНАЖ.....	101
3.1. Конструкція горизонтального дренажу.....	101
3.2. Розрахунок параметрів горизонтального систематичного дренажу .....	108

3.3. Дренажні труби .....	129
3.4. Гідравлічний розрахунок закритих дрен і колекторів.....	137
3.5. Захисні фільтруючі матеріали та конструкція дренажних фільтрів.....	144
3.6. Розрахунок фільтраційної обсіпки горизонтального дренажу .....	148
3.7. Розрахунок берегових дрен .....	161
3.8. Розрахунок головних дрен.....	170
3.9. Споруди на системі горизонтального дренажу.....	174
3.10. Дренажні насосні станції .....	178
3.11. Побудова поздовжнього профілю і поперечного перерізу горизонтальної дрени .....	180
<i>Запитання для самоконтролю .....</i>	<b>185</b>
<b>4. ВЕРТИКАЛЬНИЙ ДРЕНАЖ .....</b>	<b>187</b>
4.1. Конструкція вертикального дренажу.....	187
4.2. Розрахунок параметрів систематичного вертикального дренажу .....	192
4.3. Розрахунок лінійних систем вертикального дренажу .....	203
4.4. Розрахунок обсіпки для свердловин вертикального дренажу .....	208
4.5. Насосно-силове обладнання для свердловин вертикального дренажу .....	215
<i>Запитання для самоконтролю .....</i>	<b>221</b>
<b>5. КОМБІНОВАНИЙ ДРЕНАЖ .....</b>	<b>222</b>
5.1. Умови застосування і конструкція комбінованого дренажу.....	222
5.2. Розрахунок параметрів комбінованого дренажу .....	222
<i>Запитання для самоконтролю .....</i>	<b>229</b>
<b>6. КОНТРОЛЬ РЕЖИМУ ГРУНТОВИХ ВОД .....</b>	<b>230</b>
<i>Запитання для самоконтролю .....</i>	<b>231</b>
<b>РЕКОМЕНДОВАНА ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРА .....</b>	<b>232</b>

## ВСТУП

Дренажна мережа призначена для прийому і відводу надлишкових вод з території зрошуваних і прилеглих до них земель, а також населених пунктів.

За слабкої природної дренажності штучний дренаж повинен підсилювати дренажність території, бути економічним, підтримувати нормальну екологічну обстановку, а також створювати і зберігати умови для гарантованого аграрного виробництва.

Будівництво дренажу позитивно відбивається на природних умовах району, покращує гідрогеолого-меліоративний стан, що складається в процесі зрошення, створюючи при цьому нові сприятливі для рослин умови. Дренаж сприяє створенню певного мікроклімату в зоні аерації, надаючи можливість збільшувати тривалість вегетаційного періоду і змінювати глибину активного кореневмісного шару ґрунту.

Отже, залежно від ґрунтово-меліоративних і гідрогеологічних умов території можна виділити такі основні завдання дренажу:

- пониження і підтримання рівнів ґрунтових вод на заданих глибинах, що виключають можливість вторинного засолення ґрунту або реставрації сольового горизонту після проведення капітальних та експлуатаційних промивок;
- забезпечення безперебійного відводу ґрунтових слабкомінералізованих і прісних вод в басейни-накопичувачі, з метою подальшого їх використання для зрошення;
- забезпечення безперебійного відводу мінералізованих дренажних вод за межі дренажної території;
- розсолення ґрунтів і ґрунтових вод в період освоєння або промивок;
- підтримання сприятливого сольового режиму, щоб попередити вторинне засолення ґрунту в експлуатаційний період;
- захист зрошуваних і прилеглих масивів, а також населених пунктів або інших об'єктів від підтоплення з боку водосховищ, каналів чи найближчих зрошуваних масивів.

На зрошуваних землях застосовують горизонтальний, вертикальний або комбінований дренаж.

**Горизонтальний дренаж** може бути відкритим або закритим. *Відкритий дренаж* складається з глибоких каналів, що проходять у виїмках, а *закритий* з труб, прокладених на певній глибині, які приймають ґрунтові води і транспортують їх за допомогою колектору до водоприймача.

Горизонтальний дренаж є основним типом на зрошуваних землях. Його проєктують при геологічній будові водоносних шарів, що складені в основному супіщаними і суглинистими алювіальними відкладеннями з відносно низькими коефіцієнтами фільтрації (від 0,1 до 1,0 м/добу), в яких можуть

бути і окремі добре виражені прошарки піщаних і гравійно-піщаних відкладень невеликої потужності (до 3-5 м). В цьому випадку і при наявності нижнього більш проникного піщаного шару ефективність горизонтального дренажу підвищується.

**Вертикальний дренаж** застосовують при дренаванні ґрунтів провідністю більше 100 м<sup>2</sup>/добу і у випадках, коли слабопровідні ґрунти підстиляють пласти з напірними водами. Водовмісними породами в зоні вертикального дренажу на зрошувальних системах України в більшості випадків є дрібно- і середньозернисті пліоценові піски з коефіцієнтом фільтрації 12 м/добу і значно рідше гравійно-піщані відкладення (Крим), що мають коефіцієнт фільтрації 15-20 м/добу.

**Комбінований дренаж** проектують, як правило, при двошаровій або багат шаровій будові водоносного пласта, коли верхній слабоводопроникний шар потужністю до 15 м підстиляється добреводопроникним пластом потужністю не менше 15 м. При більш глибокому заляганні водоносних шарів, як правило, застосовують вертикальний дренаж.

Залежно від природних умов території, на якій передбачають дренаж, за розміщенням в плані необхідно застосовувати такі типи дренажу:

- **систематичний** – горизонтальний дренаж чи свердловини вертикального дренажу, рівномірно розташовані на всій дренажній території;
- **вибірковий** – горизонтальний дренаж чи свердловини, розташовані на окремих ділянках зрошуваних земель з незадовільним меліоративним станом. Як правило, його приурочують до понижених елементів рельєфу, наприклад, *яружно-балочний дренаж*;
- **лінійний** – дрени чи свердловини розташовані по фронту живлення підземними ґрунтовими водами для їх перехоплення і відведення за межі дренажної території.

Дренаж розрізняють за часом роботи: постійний і тимчасовий:

- **постійний** дренаж влаштовують для підтримання необхідного водно-сольового режиму ґрунтів зони аерації, а також рівнів ґрунтових вод на заданих відмітках протягом всього періоду служби його окремих елементів;
- **тимчасовий** дренаж функціонує тільки протягом якогось певного проміжку часу, після чого – або демонтується, або він саморуйнується. Такий дренаж влаштовують для водопониження в котлованах при будівництві насосних станцій, великих гідротехнічних споруд, підземних комунікацій і т.д., а також на період капітальних промивок засоленних земель.

Залежно від ступеня розкриття водоносних пластів і по відношенню до водоупору горизонтальний і вертикальний дренаж поділяють на досконалий і недосконалий.

Дрени, що прорізають всю товщу водоносного пласта і розташовані на водоупорі, називають **досконалыми**, а ті, що розкривають водоносний пласт частково – **недосконалыми** або **висячими**.

Залежно від поставлених завдань дренаж може бути трьох типів: розсолюючий, профілактичний і огороджувальний.

Призначення **розсолюючого дренажу** – забезпечити відведення сольового розчину за межі ділянки під час капітальних або експлуатаційних промивок, а також підтримання оптимального сольового режиму ґрунту в експлуатаційний період роботи дренажу.

**Профілактичний дренаж** в основному призначений для підтримання потрібного рівня ґрунтових вод на відмітках нижче критичних і сумісно з прийнятим режимом зрошення повинен забезпечувати сприятливий режим вологості в зоні аерації, а в населених пунктах потрібну норму осушення.

**Огороджувальний (відсічний) дренаж** влаштовують для захисту зрошуваних та прилеглих ділянок, а також населених пунктів від підтоплення і перехоплення ґрунтових вод, що надходять з прилеглих територій або водойм.

При певних умовах дренаж може виконувати дві функції (розсолюючу і профілактичну, розсолюючу і відсічну), а іноді і всі три.

Запропонований навчальний посібник складається із шести розділів, в яких розглядаються основні вихідні дані для прогнозування гідрогеолого-меліоративного стану, розрахунку і проектування дренажу; акцент зроблено на визначенні фільтраційних властивостей ґрунту, на методах проведення гідрогеологічних прогнозів на меліорованих землях, які є основою в розрахунках дренажів. Видання містять відомості про умови застосування, конструкції і розрахунок параметрів під час проектування. Один з розділів присвячений контролю режиму ґрунтових вод і аналізу роботи запроектованого дренажу на зрошувальних системах та прилеглих до них земель.

Матеріал з розрахунку і проектування дренажу супроводжується вправами, які дають можливість більш точно зрозуміти методики розрахунку і проектування дренажів. Навчальний посібник розроблений на підставі нових ДСТУ, ДБН та інші нормативні документи.

# 1. ОСНОВНІ ВИХІДНІ ДАНІ І ВИШУКУВАННЯ ДЛЯ ПРОГНОЗУ ГІДРОГЕОЛОГО- МЕЛІОРАТИВНОГО СТАНУ І РОЗРАХУНКУ ДРЕНАЖУ НА ЗРОШУВАНИХ ЗЕМЛЯХ

Під час прогнозування гідрогеолого-меліоративного стану і розрахунку дренажу на зрошуваних землях особливу увагу приділяють питанням отримання достовірних даних про ґрунтові і господарські умови району досліджень.

Підставою для отримання вихідних даних з геологічної будови, гідрогеологічних і ґрунтових умовах є матеріали польових вишукувань, включаючи і відомості про динаміку ґрунтових вод за останні 1–2 роки.

В аналізі господарських умов використовують плани землекористування, топографічні зйомки землевпорядкування або плани проектних організацій, проектів запроектованої раніше в господарстві зрошувальної мережі, а також необхідні матеріали в управліннях водного і аграрного сектору, статистичних органах.

Найбільш детально в геологічному, гідрогеологічному і ґрунтовому відношенні вивчають верхню (2–30 м) товщу порід, де найбільш активно відбуваються процеси водного і сольового обмінів.

До складу вихідних даних зазвичай входять додаткові відомості:

- спеціалізація господарства на найближчу перспективу;
- склад культур на полях запроектованої ділянки дренажу та їх врожайність;
- існуючий режим зрошення сільськогосподарських культур;
- схема існуючої зрошувальної мережі і технічні характеристики застосованої дощувальної техніки;
- приблизні строки настання фаз розвитку основних сільськогосподарських культур, а також строки, кількість і види застосовуваних хімічних добрив, отрутохімікатів і гербіцидів;
- основні метеорологічні фактори за останні 15–20 років.

На підставі матеріалів геологічних вишукувань минулих років, комплексної інженерно-геологічної зйомки, вивчення геолого-генетичних комплексів і літологічних різновидів порід, що залягають над регіональним водоупором, складають характерні розрізи і карти, наводять результати досліджень фізико-механічних властивостей ґрунту, характеризують їх просадочні властивості.

За результатами польових вишукувань і досліджень в складі проекту повинні бути представлені карти гідроізогіпс і п'єзоізогіпс, глибин залягання

першого від поверхні водоносного горизонту, мінералізації і хімічного складу ґрунтових вод, гідрохімічних параметрів водовміщуючої товщі до регіонального водоупору.

Із врахуванням даних геологічних і гідрологічних вишукувань здійснюють гідрологічно-меліоративне районування території, виконують прогнозно-обчислення рівневого і гідрохімічного режимів ґрунтових вод.

Після обробки результатів польових ґрунтових вишукувань і лабораторних аналізів складають ґрунтово-меліоративні карти, карти засоленості порід зони аерації; виконують сольові прогнози і розраховують критичну глибину залягання рівня ґрунтових вод.

## 1.1. Фільтраційні властивості ґрунтів

Фільтраційні властивості ґрунтів на конкретних ділянках території, зазвичай, визначають за даними дослідно-фільтраційних і лабораторних робіт, а також за емпіричними, формулами встановленими для окремих типів ґрунтів.

**Коефіцієнт фільтрації ґрунту і материнської породи** – коефіцієнт пропорційності в рівнянні Дарсі, значення якого залежить від шпаруватості структури ґрунту, густини і в'язкості фільтруючої рідини, характеризує ступінь проникності (водопроникності) ґрунту і материнської породи, яка залежить від розмірів міжпорових проміжків у зернистих породах і ширини тріщин у скельних гірських породах. Значення коефіцієнта фільтрації ґрунту дорівнює швидкості ламінарної фільтрації рідини через ґрунт в умовах, коли напірний градієнт дорівнює одиниці,

$$k = \frac{\rho \cdot g \cdot v \cdot L}{\Delta p} = \frac{Q \cdot L}{F \cdot \Delta p} \rho \cdot g, \quad (1.1)$$

де  $\rho$  – густина рідини;

$g$  – прискорення вільного падіння;

$v$  – швидкість фільтрації;

$Q$  – витрата рідини;

$L$  – довжина пористого тіла;

$F$  – площа фільтрації;

$\Delta p$  – перепад тиску.

Коефіцієнт фільтрації має розмірність швидкості і виражається в метрах за добу, метрах за годину, метрах за секунду або сантиметрах за секунду. Коефіцієнт фільтрації може бути виражений і як витрата, відповідно, тоді його можна охарактеризувати як кількість води, що проходить за одиницю часу через поперечний перетин пористого середовища, що дорівнює одиниці; за напірного градієнта він також дорівнює одиниці.

Коефіцієнт фільтрації залежить не лише від властивостей пористого середовища, але й від фізичного стану фільтруючої рідини.

Коефіцієнт фільтрації широко використовується в розв'язанні найрізноманітніших гідрогеологічних задач, коли об'єктом вивчення є рух однорідних за своїми властивостями підземних вод. При вивченні умов руху різнорідних рідин (вода – нафта) або підземних вод глибоких водоносних горизонтів, що характеризуються газонасиченістю, підвищеною температурою, високою мінералізацією та зміною цих властивостей, використання коефіцієнта фільтрації може призвести в розрахунках до значних похибок. Наприклад, коефіцієнт фільтрації однієї й тієї ж гірської породи може набувати різних значень, що залежить від того, що фільтрується: прісна вода або ropa, нафта або газ. У таких випадках для характеристики фільтраційних властивостей гірських порід використовується *коефіцієнт проникності*.

Коефіцієнти фільтрації є основними характеристиками як у прогнозах гідрогеолого-меліоративного стану, так і в розрахунку і проектуванні дренажу на зрошуваних землях. Методи проведення робіт з визначення коефіцієнтів фільтрації, як окремих горизонтів, так і водоносної товщі, в цілому достатньо повно висвітлені в спеціальній літературі [4, 25, 38, 47].

Усі методи дослідно-фільтраційних робіт і відповідної обробки їх результатів для визначення гідрогеологічних параметрів можна умовно розділити:

- за пробними відкачками води зі свердловин:
  - за сталого (стаціонарного) режиму;
  - за несталого (нестационарного) режиму;
  - за відновленням рівня води у свердловині після відкачки;
- методами наливу води в шурф:
  - проф. А.К. Болдирева;
  - М.Я. Денисова–М.М. Біндемана;
  - проф. Є.О. Замаріна.
- за допомогою прибору М.С. Несторова;
- лабораторними методами;
- за емпіричними формулами:
  - Газена;
  - Крюгера;
  - Замаріна;
  - Цункера;
  - Заурберя.

**Коефіцієнт гідросмкості** в зоні аерації  $\mu$  виражає *дефіцит насичення*  $\mu_n$  (за підвищення рівня ґрунтових вод) або *коефіцієнт водовіддачі*  $\mu_e$  – у разі зниження рівня.

Коефіцієнти  $\mu_n$  і  $\mu_e$  визначають за формулами:

$$\mu_n = \Theta_{ПВ} - \Theta_e, \quad (1.2)$$

$$\mu_e = \Theta_{ПВ} - \Theta_{МВ} \quad (1.3)$$

де  $\Theta_{ПВ}$  – повна вологоємність ґрунту, частка від одиниці;

$\Theta_{MB}$  – максимальна молекулярна вологоємкість, частка від одиниці;

$\Theta_e$  – природна вологість ґрунту, частка від одиниці.

*Повна вологоємкість* – це максимальний вміст води в породі за повного насичення її пор.

*Максимальна молекулярна вологоємкість* – це найбільша кількість гігроскопичної та плівкової води, яка утримується лише силами молекулярного тяжіння часточок породи.

*Природна вологість* – це вміст води в породі за природних умов, який виражається відношенням маси води в породі до маси породи після її висушування при температурі 105–110 °С.

Величину  $\Theta_{ДВ}$ ,  $\Theta_{MB}$  і  $\Theta_e$  визначають лабораторними методами в об'ємному виразі. Коефіцієнт водовіддачі  $\mu_e$  можна розрахувати також за даними режимних гідрогеологічних спостережень і дослідних відкачок [47]. Для гідрогеологічних прогнозів частіше приймають коефіцієнт водовіддачі.

***Водовіддача ґрунту і материнських гірських порід*** – здатність насичених водою ґрунтів і гірських порід віддавати воду шляхом вільного стікання під впливом сили тяжіння чи в результаті відкачування. Механізм водовіддачі визначається співвідношенням капілярних сил і сил, що долають їх дію (гравітація або зовнішній тиск). Оцінюється відсотковим відношенням об'єму води, що вільно витікає зі зразка породи, до об'єму цього зразка; кількістю води (л), що витікає з 1 м<sup>3</sup> породи (питома водовіддача), а також коефіцієнтом, який визначається як різниця між повною і максимальною молекулярною вологоємкістю (1.3).

У ґрунтах визначають *коефіцієнт гравітаційної водовіддачі*  $\mu$ , який відображає запаси води, що віддаються шляхом вільного її стікання під впливом сили тяжіння та *коефіцієнт пружної водовіддачі*  $\mu^*$ , який відповідає пружним запасам підземних вод і визначається за даними дослідних відпомпунвань.

Коефіцієнт гравітаційної водовіддачі застосовується частіше для безнапірних водоносних горизонтів, а коефіцієнт пружної водовіддачі застосовують для напірних.

Водовіддача ґрунту зростає зі збільшенням крупності частинок порід, відкритої пористості, тріщинуватості і збільшенням гідрофобності порід.

*Коефіцієнт гравітаційної водовіддачі*  $\mu$  визначається за залежністю:

$$\mu = \frac{\Delta W}{\Delta V}, \quad (1.4)$$

де  $\Delta W$  – об'єм рідини, яка може бути отримана зі зразка породи шляхом вільного стікання;

$\Delta V$  – об'єм зразка, або «осушений об'єм». *Осушений об'єм* – поняття умовне, оскільки частина вологи завжди залишається в породі.

Коефіцієнт пружної водовіддачі ґрунту  $\mu^*$  визначається за формулою

$$\mu^* = \rho \cdot \beta^* \cdot m, \quad (1.5)$$

де  $\rho$  – щільність рідини;

$\beta^*$  – коефіцієнт пружної ємкості порід;

$m$  – потужність водоносного горизонту.

За умови, що для води  $\rho = 1$

$$\mu^* = \beta^* \cdot m. \quad (1.6)$$

«Пружна ємкість» ґрунту – це здатність ґрунту поглинати, утримувати та віддавати деяку кількість рідини за рахунок пружних властивостей рідини та породи. Чисельно коефіцієнт пружної ємкості гірської породи становить:

піски –  $\beta^* \approx 0,5 \div 5,0 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$ ;

супіски і суглинки –  $\beta^* \approx 10^{-3} \div 10^{-4} \text{ м}^{-1}$ ;

тріщинуваті породи –  $\beta^* \approx 10^{-5} \div 10^{-6} \text{ м}^{-1}$ .

За відсутності даних дослідно-фільтраційних і дослідно-спостережних робіт для розглянутої території, а також результатів лабораторних визначень для попередніх прогнозів підтоплення можна користуватись орієнтовними значеннями гідрогеологічних параметрів, наведеними в табл. 1.1.

Важливою характеристикою фільтраційних властивостей ґрунту є **водопровідність пласта**, яку визначають як добуток коефіцієнта фільтрації і потужності водоносного горизонту,

$$T = km, \quad (1.7)$$

де  $k$  – коефіцієнт фільтрації водоносного пласта, м/добу;

$m$  – потужність цього шару, м;

У більшості випадків спостерігається неоднорідність водоносного пласта, тому необхідно враховувати шаровий склад водоносної товщі. Величина  $T$  може узагальнено враховувати нерізку вертикальну неоднорідність пласта:

$$T = \sum_{i=1}^n k_i m_i, \quad (1.8)$$

де  $k_i$  – коефіцієнт фільтрації  $i$ -го шару водоносної товщі, м/добу;

$m_i$  – потужність цього шару, м;

$n$  – кількість різнорідних шарів у розрізі водоносної товщі.

Формула (1.8) застосовується, якщо співвідношення максимального і мінімального коефіцієнтів фільтрації не перевищує 10–20.

**Коефіцієнт рівнопровідності  $a$**  враховує фільтраційні властивості безнапірного водоносного горизонту і властивості ґрунту утримувати воду

$$a = \frac{T}{\mu}, \quad (1.9)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт водовіддачі (гідроємкості).

**Таблиця 1.1 – Типові характеристики фільтраційних властивостей ґрунтів**

Типи ґрунтів	Коефіцієнт		Висота капілярного підняття $H_k$ , м
	фільтрації, $K$ , м/добу	водовіддачі $\mu$ (гідроємкості), частка одиниці	
Глини: важкі щільні легкі піщанисті	$10^{-5}$ $(1-10)10^{-4}$	$10^{-3}$ $(1-10)10^{-3}$	5 4–5
Суглинки алювіальні: мулисті важкі середні легкі	0,01–0,05 0,05–0,10 0,10–0,30 0,30–0,60	0,01 0,01–0,02 0,02–0,03 0,03–0,05	3,5–4,0 3,0–3,5 2,0–3,0 1,5–2,0
Суглинки лесовидні важкі середні легкі	0,1– 0,3 0,3–0,5 0,5–1,0	0,02–0,03 0,03–0,05 0,05–0,07	3,0–3,5 2,0–3,0 1,5–2,0
Супіски	0,8–1,5	0,07–0,12	1,2–1,5
Піски: тонкозернисті пилюваті дрібнозернисті середньозернисті крупнозернисті гравійні з галькою	1–3 3–10 10–15 15–30 30–100	0,10–0,15 0,15–0,20 0,20–0,25 0,25–0,30 0,30–0,35	1,00–1,20 0,35–1,00 0,15–0,35 0,02–0,14 -
Піщаники: на глиняному цементі на карбонатному цементі	3–6 3–6	0,02–0,03 $(1-5) 10^{-3}$	- -
Вапняки: тріщинуваті закарстовані дуже закарстовані	1–10 50–150 150	$(8-30)10^{-3}$ 0,01–0,05 0,05–0,15	- - -

Для напірних водоносних горизонтів застосовується аналог – **коефіцієнт *n*'єзопровідності**, який визначає характер розвитку процесу пружного режиму фільтрації у часі, має таку ж саму розмірність, як і коефіцієнт водопровідності

$$a_n = \frac{T}{\mu^*}, \quad (1.10)$$

де  $\mu^*$  – коефіцієнт пружної водовіддачі.

## 1.2. Визначення коефіцієнта фільтрації водоносних порід методом дослідної відкачки зі свердловин

Під час пробної відкачки можна визначити коефіцієнти фільтрації окремого водоносного шару або всієї водоносної товщі, коефіцієнти рівнопрвідності для безнапірних водоносних горизонтів і коефіцієнти п'єзопрвідності для напірних. Залежно від режиму фільтрації розрізняють відкачки:

- за при *сталого (стаціонарного) режиму*, коли гідродинамічні характеристики фільтраційного потоку (напори, швидкості, витрати) практично не змінюються у часі;
- за *несталого (нестационарного) режиму*, коли гідродинамічні характеристики фільтраційного потоку змінюються за часом.

В окремих випадках під час відкачки може виникнути *квазісталий (квазі-стаціонарний) режим*, тобто несталий режим, коли розподіл напорів та інших гідродинамічних характеристик у потоці близький до сталого; депресійні криві рівня води, що створюються відкачкою за такого режиму, переміщуються паралельно один одному.

У разі сталого режиму відкачки заданому постійному значенню витрати (або пониження) відповідають стабілізовані пониження (або витрата).

Відкачки в умовах несталого режиму доцільно здійснювати за постійних:

- дебіту і змінних у часі динамічних рівнях;
- динамічного рівня і змінних у часі витратах.

Перша схема найбільш придатна у випадках проведення відкачок глибинними насосами; друга – для відкачок шланговими насосами «нахрап», а також досліджень самовиливних свердловин.

У вишукуваннях для гідротехнічного будівництва зазвичай використовують два основних види відкачок:

- *кущові відкачки* здійснюють у складних гідрогеологічних умовах і для важливих об'єктів;
- *одиначні відкачки* – в простих гідрогеологічних умовах і переважно на ранніх стадіях досліджень.

Місцезнаходження пунктів досліджень, кількість відкачок і технологія їх проведення (кількість і розташування спостережних свердловин, тривалість відкачок) визначаються проектом виробництва робіт залежно від призначення досліджень з урахуванням інженерно-геологічних і гідрологічних властивостей водоносних горизонтів.

Перед кожною дослідною відкачкою проводять *пробне відкачування (прокачування)* для отримання приблизної характеристики водопроникності досліджуваного водоносного горизонту. Пробна відкачка, як правило, є короткочасною: в умовах вишукувань для гідротехнічного будівництва її зазвичай

проводять протягом 6–8 год за одного максимально можливого пониження. Після пробної відкачки обов'язково проводять спостереження за відновленням рівня води в свердловині до статичного положення.

Грунтуючись на результатах пробної відкачки, наближено розраховують значення коефіцієнта фільтрації, водопровідності, п'єзопровідності або рівнопровідності, а також вносять корективи в схему проведення дослідної відкачки, уточнюють значення можливих дебітів і понижень, відстані від спостережних свердловин до центральної і т.п. Щоб уникнути порушення будови пухких порід навколо свердловини, пробна відкачка повинна починатися з невеликого пониження, яке поступово збільшується до максимально можливого.

Прокачування слугує також для очищення тріщин і пор від глинистих часток у скельних породах та утворення природного фільтра з великих фракцій в пухких породах. Перед прокачуванням у скельних і напівскельних породах для очищення свердловини від шламів і глинистого матеріалу може застосовуватися свабірування.

Дослідні відкачування з одиночних свердловин (крім спостережних) застосовують у вивченні водопроникності більш-менш однорідних за розташуванням порід. Вивчаючи розріз за глибиною в одній і тій же свердловині можна проводити два-три відкачування на різних інтервалах глибини. Відкачування, що проводяться послідовно по всій глибині свердловини в міру її поглиблення, називають *зональними*. Вони є основним методом вивчення водопроникності тріщинуватих скельних порід в умовах ламінарного режиму і зазвичай проводяться в п'ятиметрових зонах. Результати зональних відкачок, що дають поінтервально характеристику порід розрізу, використовують для обґрунтування проєктів дренажних заходів і протифільтраційних завіс.

Одиночні відкачування є найбільш поширеним видом гідрогеологічних досліджень, їх виконують на всіх стадіях проєктування.

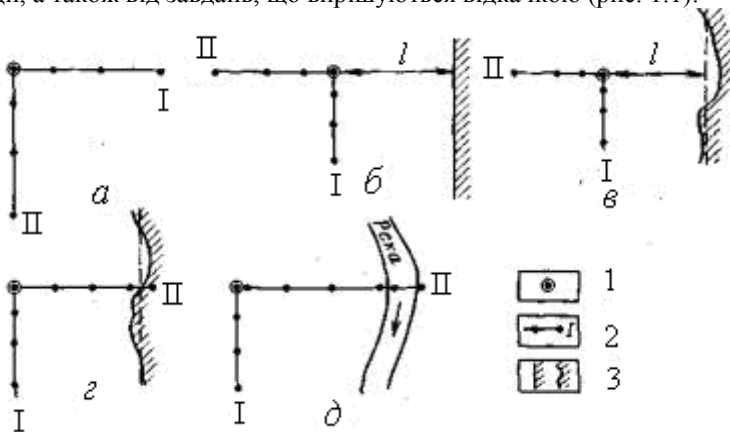
Дослідні кушові відкачування проводяться на куші свердловин, що включає центральну свердловину, з якої відкачують воду, і оглядові, за якими фіксують розвиток депресійної лійки у водоносному шарі. Кушові відкачування дозволяють визначити гідрогеологічні параметри на більшій площі і з більшою точністю, ніж поодинокі, оскільки за їх виконання виключається вплив фільтра і привибійної зони, а в розрахунках не потрібно приймати умовне значення радіуса впливу. Якщо наявні дані про тріщинуватість і пористість скельних порід указують на можливість виникнення турбулентного режиму, то їх випробують тільки кушовими відкачуваннями. У більшості випадків рух води в тріщинуватих породах підпорядковується лінійному закону фільтрації, так як радіус зони турбулентності за відкачок досить невеликий, а похибки в розрахунках, які не враховують її, не перевищують кількох відсотків [4].

За кушових відкачок, крім коефіцієнта фільтрації, можуть бути визначені коефіцієнт п'єзопровідності (рівнепровідності), фільтраційна неоднорідність

і анізотропія пласта, характер формування депресійної лійки, ступінь взаємозв'язку водоносних горизонтів, а в разі запуску індикаторів – дійсні швидкості фільтрації і водовіддача порід. Крім того, кушовими відкачуваннями за необхідності можна визначити дослідним шляхом повний опір фільтра і присвердловинної зони, тобто недосконалість свердловини за характером розкриття водоносного пласта [34].

У вишукуваннях для гідротехнічного будівництва кушові відкачування здебільшого застосовуються на пізніх стадіях досліджень і обов'язково передбачаються на ділянках проєктованих дренажів і водопонижуючих установок [46].

Кількість і напрямок променів за кушових відкачок залежать від особливостей геологічної будови, неоднорідності водоносного пласта, передбачуваного напрямку фільтраційного потоку в умовах підпору від гідротехнічної споруди, а також від завдань, що вирішуються відкачкою (рис. 1.1):



**Рис. 1.1. Схеми дослідних кушів:**

*для визначення гідрогеологічних параметрів: а – в необмеженому в плані пласті; б – в обмеженому пласті з простою конфігурацією границі; в – в обмеженому пласті зі складною конфігурацією границі; для вивчення граничних умов: г – зі складною конфігурацією границі; д – за наявності річки; 1 – центральна свердловина; 2 – промені з оглядовими свердловинами; 3 – границі водоносного пласта*

- за досить однорідного необмеженого в плані пласті закладають один – два промені спостережних свердловин; якщо лійка депресії, утворена відкачуванням, не досягає меж пласта, то напрямок променів вибирають довільно (рис. 1.1,а);
- за неоднорідної будови пласта в горизонтальному напрямку закладають два – три промені, що характеризують його різну будову;
- у скельних породах промені розміщують у напрямку переважаючої тріщинуватості і перпендикулярно до неї, що дозволяє визначити фільтраційну анізотропію в горизонтальному напрямку;

- для визначення фільтраційної анізотропії порід у вертикальному напрямку спостережні свердловини розташовують по одному – двох променів «поповерхово» в характерних шарах;
- за потужних і тривалих відкачок, що виконуються під час оцінки водопроникності ґрунтів скельних порід, кількість променів спостережних свердловин може сягати трьох – п’яти і більше;
- в обмежених пластах спостережні свердловини зазвичай розташовують по двох променях, і орієнтування їх залежить від завдань випробування. У випадку визначення гідрогеологічних параметрів, коли впливу границь бажано уникнути, проводять один промінь паралельно границі, а другий – перпендикулярно, але в бік від неї (внутрішній); на рис. 1.1,б, показано розміщення променів за простої та складної конфігурації границі. За необхідності вивчення впливу на відкачування граничних умов один промінь спрямовують паралельно границі, а інший (зустрічний) – перпендикулярно до неї (рис. 1.1,є);
- для оцінки ступеня взаємозв’язку підземних і поверхневих вод спостережні свердловини розташовують по двох променях – паралельно і перпендикулярно, направлених від дослідної свердловини до річки (рис. 1.1,д). Спостережні свердловини, що розташовані на промені, паралельному річці, використовують для визначення параметрів водопроникності, а на промені, перпендикулярному річці, – для якісної оцінки ступеня взаємозв’язку підземних і поверхневих вод та визначення показника гідравлічного опору  $\Delta J$  [47].

Кількість спостережних свердловин на промені визначається гідрогеологічними умовами водоносного горизонту і прийнятою розрахунковою схемою. В однорідних породах можна обмежитися двома свердловинами на промені, за неоднорідної або анізотропної будови пласта кількість свердловин може зростати до чотирьох і більше.

За наявності на одному промені двох і більше спостережних свердловин можна розрахувати коефіцієнт фільтрації більш вірогідно, бо в цьому випадку виключається вплив фільтра і призабійної зони, яка локалізується поблизу центральної свердловини.

Для виявлення та обліку можливих змін природного режиму підземних вод у період відкачування зазвичай проводять спостереження по одній – двох свердловинах, які розташовані за межами впливу дослідної відкачки.

Із огляду на те, що коефіцієнт фільтрації може бути розрахований за даними пониження рівня в спостережних свердловинах, незалежно від положення в них фільтра по відношенню до центральної свердловини, як спостережні повинні використовуватися всі розвідувальні свердловини та колодязі, пробурені в радіусі впливу дослідної свердловини. Особливо велике значення це має у разі випробування глибоко залягаючих водоносних горизонтів.

Відстані від спостережних свердловин до центральної при кушових відкачках з досконалих і недосконалих свердловин у відносно однорідних поро-

дах можуть розраховуватися за рівняннями для припливу води до свердловини за заданим значенням коефіцієнта фільтрації, потужності і необхідного зниження. Орієнтовні значення коефіцієнтів фільтрації різних порід, з яких можуть проводитися кушові відкачування, наведено в табл. 1.1.

У відносно однорідних водоносних пластах відстані від спостережних свердловин до центральної за кушових відкачок з досконалих і недосконалих свердловин можуть, виходячи з досвіду вишукувань для гідроенергетичного будівництва, орієнтовно визначатися також за табл. 1.2. За умови забезпечення мінімально необхідного пониження в спостережних свердловинах відстані можуть бути більше, ніж зазначені в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 – Відстань від спостережних свердловин до центральної, м

Порода	Напірні води			Безнапірні води		
	Номери спостережних свердловин					
	1	2	3	1	2	3
Дрібнозернисті піски	3–5	10–15	-	2–3	10–12	-
Середньозернисті, крупнозернисті і різнозернисті піски	5–8	20–25	-	3–5	12–15	-
Гравійно-галечникові породи	8–10	15–20	30–40	4–6	10–15	20–30
Скельні слаботріщинуваті породи	6–8	15–20	30–40	5–7	10–15	20–30
Скельні сильнотріщинуваті породи	15–20	40–50	80–100	10–15	20–30	40–60

**Примітка.** За кушової відкачки в пісках третя спостережна свердловина на промені зазвичай не буриться

У разі визначення, крім коефіцієнтів фільтрації та коефіцієнтів п'єзопровідності (рівнопровідності), спостережні свердловини повинні розташовуватися в такий спосіб, щоб у кожній з них був досягнутий квазістаціонарний режим фільтрації, а різниця знижень рівня в сусідніх свердловинах і значення пониження в найвіддаленішій істотно перевищували точність заміру рівня.

У цьому випадку відстань від центральної до відповідної спостережної свердловини  $r_n$  може бути визначена за напівемпіричною формулою Б.Г. Самсонова [47]

$$r_n = r_1 \alpha^{n-1}, \quad (1.11)$$

де  $r_1$  – відстань від дослідної до найближчої спостережної свердловини;

$\alpha$  – емпіричний коефіцієнт, прийнятий для безнапірних горизонтів 1,5, для напірних 2,5;

$n$  – порядковий номер спостережної свердловини; нумерація проводиться (умовно) в зростаючому порядку в напрямку від дослідної свердловини; на одному промені розташовуються свердловини з непарними номерами, а на іншому з парними; за однопроменевого куща свердловинам присвоюються непарні номери.

Спостережні свердловини, як правило, влаштовуються недосконалими. Щоб зменшити вплив недосконалості свердловини на результати досвіду, першу спостережну свердловину слід задавати на відстані  $r_1 \approx (0,7-1,0)n$ .

У складних випадках, наприклад при випробуванні шаруватих, неоднорідних і анізотропних пластів, відстані від спостережних свердловин до центральної корегують за результатами прокачування, що проводиться після розміщення однієї або декількох першочергових спостережних свердловин на одному з променів. Правильність розміщення спостережних свердловин перевіряють значенням досягнутого зниження і корегують за даними раніше виконаних досліджень. У всіх випадках відстані до спостережних свердловин повинні відповідати розрахунковій схемі, яка вибирається з урахуванням завдань фільтраційного випробування.

Методи обробки результатів дослідних відкачок засновані на вирішенні рівнянь фільтрації за певною розрахунковою схемою, що включає особливості гідрогеологічних умов:

- потужність водоносного пласта: відносно невелика (пласт, обмежений у розрізі), велика (пласт, необмежений у розрізі);
- ступінь однорідності пласта: однорідний, неоднорідний, анізотропний;
- гідравлічний тип пласта: напірні, безнапірні води;
- характер зовнішніх границь пласта в плані – примикання його до водоупорних порід або особливості у зв'язку з наявністю поверхневих водойм: пласт далеко від водойми (необмежений у плані), поблизу водойми (обмежений у плані), під дном водойми, пласт-смуга, пласт-квадрант і т.п.;
- режим поверхневих і підземних вод (рівневий, хімічний, температурний).

Крім того, під час вибору розрахункової схеми враховують:

- ступінь і характер розкриття пласта свердловиною (свердловини досконалі і недосконалі), опір самої свердловини і присвердловинної зони внаслідок недосконалості;
- розташування робочої частини свердловини в пласті (поблизу покрівлі, подошви, в середній частині пласта);
- різновид дослідної відкачки (одиначна, кушова та ін.);
- режим відкачування (сталий, несталий і квазісталый за постійного дебіту і зниження ґрунтових вод).

Точність одержуваних у результаті дослідних відкачок характеристик водопроникності ґрунту і материнських порід у першу чергу залежить від того, наскільки вдало проведено схематизацію природних умов, а також зроблено вибір зниження і тривалості відкачування.

### **1.3. Визначення коефіцієнта фільтрації ґрунту методом наливу води в шурф**

Місцезнаходження пунктів дослідження, кількість наливів води в шурфи і методика їх проведення визначаються проектом виробництва робіт з ураху-

ванням умов водонасиченості, літологічної будови і потужності досліджуваної товщі, величини капілярного вакууму та інших показників, з подальшим уточненням їх по даних польових випробовувань і лабораторних досліджень ґрунтів.

До складу випробовувань входять: дослідження свердловинами або шурфами товщі ґрунту, геологічна документація його і відбір проб ґрунту з кожного виділеного шару, але не рідше ніж через 0,5 м.

У результаті лабораторних досліджень визначають: щільність, шпаруватість, вологість, повну вологемкість і гранулометричний склад ґрунту.

Дослідження методом наливу води в шурфи виконують в однорідних за літологічним складом і щільністю складення ґрунтах. Роботи проводять за постійного напору води по технологічних схемах:

- сталого руху води до стабілізації витрати води, якщо глибина промочування в період проведення досліджень не досягає капілярної кайми ґрунтових вод або границі шару ґрунту з іншою водопроникністю;
- несталого руху води – без стабілізації витрати води і обмеження глибини промочування; допускається вільне пониження рівня і постійна витрата води.

У складі води, яку застосовують для дослідження, не має бути механічних і органічних домішок.

Комплект обладнання для проведення досліджень включає:

- інфільтрометри одно- та двокільцевий; однокільцевий з діаметром не менше 35 см; двокільцевий діаметром зовнішнього кільця не менше 45-50 см та відношенням його до діаметра внутрішнього кільця 2:1;
- живлячу систему для безперервної подачі води в інфільтрометр;
- інструмент для підготовки зумпфа з горизонтальним дном.

Підготовку до досліджень проводять в такій послідовності:

- влаштування в шурфі зумпфа глибиною не менше 20 см з розрівнюванням дна і видаленням кольматуючого матеріалу;
- установка інфільтрометра зі заглиблюванням його не більш як на 2,5 см;
- влаштування подушки на дні зумпфа із піску, дрібного гравію або іншого добре проникного матеріалу шаром 1–2 см;
- установка живильних і резервних ємкостей з водою;
- перевірка безпосередньо перед дослідженням системи живлення;
- підготовка обладнання для буріння свердловин і засобів для відбору проб ґрунту на вологість.

Зазор між кільцем інфільтрометра і стінками зумпфа заповнюють ґрунтом, вийнятим у процесі проходки зумпфа, шарами по 2–5 см з трамбівкою їх до щільності, що близька до щільності ґрунту в природному стані.

Використовуючи двокільцевий інфільтрометр, кільця встановлюють концентрично; рівні води двокільцеві.

Під час проведення досліджень виконують такі основні операції:

- заповнення інфільтрометра водою не менш ніж на 10 см з фіксацією початку досліджень;
- безперервну подачу води для підтримання заданого рівня або витрати;
- замір рівня і витрати води, що надходить в інфільтрометр; контроль за роботою вимірювальної апаратури з фіксацією даних у журналі вимірювань;
- припинення наливу;
- буріння свердловини (після закінчення наливу) для відбору проб ґрунту на вологість і визначення глибини промочування.

Вимірювання витрати води здійснюють через кожні 10 хв протягом першої години, через 20 хв – протягом другої години, через 30 хв – протягом третьої години і далі – через кожні 60 хв до закінчення досліджень.

Похибка визначення витрати – не більше 5 % фактичної витрати води.

Величина коливання рівня води в інфільтрометрі під час наливу з постійним напором – не більше:

- напівпроникні ґрунти – 2 мм;
- добрепроникні – 5–10 мм.

Під час наливу з постійною витратою води або вільним пониженням рівня води після наливу похибка вимірювань рівня становить не більше 3–5 мм.

Витрати води вважають сталими, якщо протягом 6 год не спостерігалися відхилення у вимірюванні значень більш ніж на 10 % від середньої величини.

Для своєчасного контролю за ходом наливу та інтерпретації його результатів у процесі досліджень будують графіки:

- налив з постійним напором ( $h = const$ )

$$v = f(\bar{h}) \quad \text{і} \quad vw = f(\bar{v}), \quad (1.12)$$

де  $v = \frac{Q}{F}$  – миттєва швидкість вбирання води в ґрунт;

$Q$  – витрати води;

$w$  – сумарний (з початку досліджень до моменту заміру) об'єм ввібраної води;

$F$  – площа інфільтрометра;

- налив з постійною витратою ( $Q = const$ ) або налив з вільним пониженням рівня

$$h = f(\bar{v}) \quad \text{і} \quad u = f(\bar{h}), \quad (1.13)$$

де  $h$  – висота шару води в інфільтрометрі;

$u$  – швидкість підйому або пониження рівня води в інфільтрометрі.

У разі відхилення графіка  $vw = f(\bar{v})$  від лінійного (порушення однорідності змоченої товщі ґрунту) дослідження припиняють.

## 1.4. Методи лабораторного визначення коефіцієнта фільтрації

Лабораторні методи визначення коефіцієнта фільтрації ґрунту регламентуються [ГОСТ 25584-90](#).

Коефіцієнт фільтрації визначають на зразках непорушеного (природного) або порушеного складу заданої щільності. Відбір, упаковка, транспортування зразків ґрунту непорушеного складу повинні виконуватися за [ГОСТ 12071-2000](#).

Для визначення коефіцієнта фільтрації піщаних ґрунтів порушеного складу застосовують зразки, висушені до повітряно-сухого стану.

Максимальний розмір часток піщаних ґрунтів не повинен перевищувати 1/5 внутрішнього діаметра приладу для визначення коефіцієнта фільтрації.

*Коефіцієнт фільтрації піщаних ґрунтів* визначають за постійного заданого градієнта напору з пропуском води зверху вниз або знизу вгору, за попереднього насичення зразка ґрунту водою знизу вгору.

*Коефіцієнт фільтрації піщуватих і глинистих ґрунтів* визначають за заданих тиску на ґрунт і змінного градієнта напору з пропуском води зверху вниз або знизу вгору, за попереднього насичення зразка ґрунту водою знизу вгору без можливості його набухання.

Для насичення зразків ґрунту і фільтрації застосовують ґрунтову воду з місця відбору ґрунту або воду питної якості. У випадках, встановлюваних програмою досліджень, допускається застосовувати дистильовану воду.

Зразки ґрунту зважують на лабораторних вагах з похибкою  $\pm 0,01$  г.

Результати визначення коефіцієнта фільтрації повинні супроводжуватися даними про гранулометричний склад за [ГОСТ 12536-79](#), вологість, щільність частинок, щільність сухого ґрунту, межі текучості і розкочування за [ГОСТ 5180-84](#), про ступінь вологості та коефіцієнт шпаруватості.

Кількість окремих визначень коефіцієнта фільтрації для кожного інженерно-геологічного елемента (шару ґрунту) має становити не менше шести. Кількість окремих визначень коефіцієнта фільтрації ґрунту допускається зменшувати за наявності однойменних визначень в матеріалах попередніх випробувань, виконаних на тому самого майданчику для того ж інженерно-геологічного елемента.

Нормативні значення коефіцієнта фільтрації для кожного інженерно-геологічного елемента (шару ґрунту) встановлюють методом статистичної обробки результатів окремих визначень за [ГОСТ 20522-2012](#). Розрахункові значення коефіцієнта фільтрації приймають рівними нормативним.

## 1.5. Визначення коефіцієнта фільтрації ґрунтів за емпіричними формулами

Дослідними роботами встановлена залежність коефіцієнта фільтрації від гранулометричного складу ґрунтів (головним чином від розмірів і кількості дрібних фракцій), шпаруватості і температури води.

Визначення водопроникності ґрунтів за гранулометричними показниками є найдешевшим, але разом з тим і найменш точним методом. Емпіричні формули частіше застосовують у гідрогеологічних вишукуваннях для початкових стадій проектування, коли необхідно дати загальну гідрогеологічну характеристику значень площі з порівняльною оцінкою окремих ділянок.

За детальних досліджень цей спосіб є додатковим до більш точних методів – лабораторного і польового.

Емпіричні формули засновані на використанні даних гранулометричного складу і шпаруватості, без урахування структури ґрунту і фізико-хімічних процесів, що відбуваються в ґрунті під час фільтрації води через нього, тому й можуть застосовуватися лише для піщаних ґрунтів. Використання цих формул для визначення коефіцієнтів зв'язаних суглинків, так само як для гравелистих і галечних порід, не рекомендується.

Лабораторними роботами ряду досліджень встановлено, що для піщаних ґрунтів кращі результати дають формули Крюгера і Замаріна, потім Газена, Заусербрея і Газена. Для дуже глинистих пісків і супісків використовують формулу Крюгера [48].

## 1.6. Інфільтраційне живлення ґрунтових вод

Для забезпечення достовірності прогнозів підтоплення територій в районах меліоративного будівництва і зрошення земель потрібен правильний вибір розрахункових значень інтенсивності інфільтрації зрошувальних вод  $w$  і схем її розподілу за часом:  $w = f(\dots)$ .

Інфільтраційне живлення ґрунтових вод формується здебільшого за рахунок інфільтрації зі зрошуваних полів і поливів присадибних ділянок та зелених насаджень, непродуктивних скидів води з об'єктів аграрного виробництва, комунальних стоків.

У фільтраційних розрахунках дренажу використовують інтенсивність інфільтрації  $w$  (м/добу), під якою розуміють витрату води, що надходить на одиницю площі потоку і пов'язану з модулем дренажного стоку  $q_d$  (л/с/га) залежністю

$$w = \frac{q_d}{116}. \quad (1.14)$$

Величина інфільтраційного живлення ґрунтових вод може бути встановлена:

- шляхом експерименту за допомогою лізиметрів-випаровувачів;
- гідрофізичним методом – шляхом дослідження процесів вологопереносу в зоні аерації;
- гідродинамічним методом, за допомогою аналізу графіків режиму ґрунтових вод;
- натурними дослідженнями фільтрації на типових дослідних ділянках;
- шляхом розрахунку на підставі існуючих наближених залежностей.

Методики знаходження величини інфільтраційного живлення та його інтенсивності за вказаними залежностями наведені в багатьох посібниках і довідниках для гідрологічних прогнозів та розрахунків меліоративного дренажу.

Середні за площею значення інтенсивності інфільтрації зрошувальних вод у районах дії гідромеліоративних систем визначають методом водного балансу або за допомогою гідродинамічного аналізу режиму ґрунтових вод у кінцевих різницях.

У разі відсутності спеціальних дослідних або розрахункових даних обчислення орієнтовної величини іригаційного живлення ґрунтових вод за рахунок поливів  $W_n$  в зоні проектування зрошувальної системи використовують формулу

$$W_n = f \cdot M, \quad (1.15)$$

де  $M$  – нормальна кількість зрошувальних (у тому числі вологозарядкових і промивних) вод на одиницю зрошуваної площі, що визначаються проектними зрошувальними, поливними, вологозарядковим і промивними нормами, м<sup>3</sup>/га;

$f$  – безрозмірний коефіцієнт, що варіює в різних меліоративно-гідрологічних умовах, від 0,05 до 0,25–0,35 і більше [1, 25, 47].

Розрахункове значення  $f$  підбирають на підставі даних дослідів експлуатації зрошуваних масивів, що знаходяться в аналогічних умовах. Максимальну інтенсивність живлення ґрунтових вод викликають поливи затопленням на рисових зрошувальних системах і промивки засоленіх ґрунтів ( $f \geq 0,3–0,4$ ), менше значення мають поливи по смугах та по борознах ( $f \approx 0,2–0,3$ ). В умовах поливів дощуванням втрати води на інфільтрацію суттєво знижуються ( $f \approx 0,1–0,2$ ), а з використанням широкозахватної поливної техніки зі закритою зрошувальною мережею можуть бути зведені до мінімуму ( $f \approx 0,05–0,10$ ).

Величину  $W_n$  перераховують в інтенсивність інфільтрації зрошувальних вод  $w_n$  (м/добу) за формулою

$$w_n = \frac{W_n}{10000 \cdot \Delta t_M}, \quad (1.16)$$

де  $\Delta t_M$  – тривалість періоду, якому відповідає норма  $M$ , діб.

На зрошуваних масивах у різних районах України зрошувальна норма становить від 1500–2500 до 4000–5000, а на рисових системах – до 15000–20000 м<sup>3</sup>/га за вегетацію [47].

Осереднену по площу інтенсивність додаткового живлення ґрунтових вод  $w_c$  (м/добу) за рахунок фільтрації із дрібної зрошувальної мережі (тимчасових зрошувачів і внутрішньогосподарської зрошувальної мережі) для прогнозного періоду визначають за формулою

$$w_c = \frac{Q_c}{10000 \cdot F} \left( \frac{1}{\eta} - 1 \right) \cdot (\alpha - \beta), \quad (1.17)$$

де  $Q_c$  – проектна сумарна витрата води на зрошувальній мережі, м<sup>3</sup>/добу;

$F$  – відповідна зрошувальна площа, га;

$\eta$  – проектний коефіцієнт корисної дії зрошувальної мережі;

$\beta$  – безрозмірний коефіцієнт витрат фільтраційних вод на випаровування і транспірацію, що становить 0,45–0,55 для розподільників і 0,65–0,85 для тимчасових зрошувачів [27, 47].

Розрахункове значення сумарної інтенсивності іригаційної інфільтрації  $w$  для відповідних площ і періодів

$$w = w_n + w_c. \quad (1.18)$$

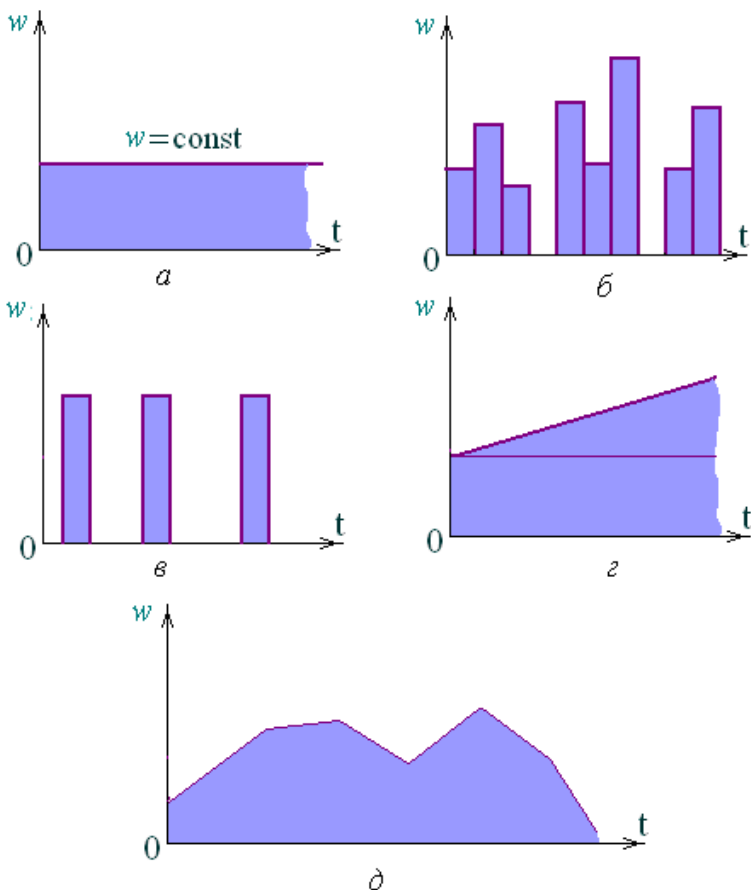
Характерною особливістю іригаційного живлення ґрунтових вод є чітко виражена нерівномірність його розподілу по площі і за часом [47].

Мінливість величини  $w$  за часом пов'язана з чергуванням зрошуваних і неполивних сезонів, застосуванням режимом зрошення, а також мінливістю кліматичних і біологічних факторів (нерівномірністю випадіння атмосферних опадів, сезонними коливаннями випаровування, транспірації та ін.).

Основні розрахункові схеми режиму іригаційної інфільтрації  $w(t)$  наведені на рис. 1.2.

Найбільш простою є схема постійної (осередненої) за часом інтенсивності інфільтрації і  $w = \text{const}$  (рис. 1.27,а). Застосування цієї схеми допустимо в основному для довгострокових прогнозів підтоплення територій терміном на 5, 10, 15, 25 років і більше.

Для короткострокових прогнозів коливання глибини рівня ґрунтових вод (до 3–4 років) і при оцінці можливості тимчасового і періодичного підтоплення території враховують існуючі зміни за часом величини  $w$ . Широке практичне застосування має схематизація у вигляді кусочно-постійної величини, тобто ступінчастого графіка (рис. 1.27б). Необхідна ступінь детальності ступінчастого графіка  $w(t)$  залежить від реальної мінливості іригаційної інфільтрації за часом, а також від потрібної точності розрахунку  $\Delta h$ .



**Рис. 1.2. Розрахункові схеми режиму іригаційної інфільтрації:**  
*a* –  $w = \text{const}$ ; *б* – ступінчастий графік  $w(t)$ ; *в* – рівномірно-переривчастий режим  $w(t)$ ;  
*г* – лінійна залежність  $w(t)$ ; *д* – кусочно-лінійний графік  $w(t)$

Актуальною є часткова схема, за якою зрошувальні періоди характеризуються постійною (середньою) величиною  $w = w_{зрош}$ , а в проміжках між ними  $w = 0$  (рис. 1.2,в). Нерідко доцільно представити функцію  $w(t)$  у вигляді лінійної залежності:  $w(t) = w_0 + ct$  при  $0 < t < t_1$  (рис. 1.2,г), де коефіцієнт  $c = \text{const}$  може бути додатнім або від’ємним числом. Згідно з експериментальними даними, лінійна залежність  $w(t)$  дозволяє задовільно апроксимувати реальний режим живлення ґрунтових вод у порівняно короткий період: від 10–30 до 100–150 діб (що можна застосовувати для короткострокових прогнозів тимчасового підтоплення територій).

Більш загальна схема кусочно-лінійної залежності  $w$  може бути використана за будь-якої тривалості прогнозу (рис. 1.2, д). Реальний складний графік  $w$  апроксимується ломаною лінією з будь-якою кінцевою кількістю  $n$  гілок, що характеризуються різними нахилами  $c_j$  (додатними, від'ємними або рівними 0):

Основними є розрахункові залежності  $\Delta h$  за постійного значення  $w$ .

### **Вправа 1.1**

*Визначити інтенсивність інфільтраційного живлення ґрунтових вод за рахунок зрошення, якщо полив здійснюється сучасними широкозахватними дощувальними машинами із закритої зрошувальної мережі, середньовиважена зрошувальна норма з урахуванням вологозарядки і промивок становить 3200 м<sup>3</sup>/га, загальна тривалість поливного періоду – 180 діб, проектна сумарна витрата води на зрошувальній мережі 180 л/с, зрошувальна площа 950 га, ККД внутрішньогосподарської зрошувальної мережі – 0,95.*

### **Розв'язок**

За відсутності даних натурних спостережень розрахунок іригаційного живлення ґрунтових вод за рахунок поливів здійснюють за формулою (1.15). При застосуванні широкозахватної дощувальної техніки і закритої зрошувальної мережі безрозмірний коефіцієнт  $f$  приймаємо рівним 0,05. Тоді

$$W_n = f \cdot M = 3200 \cdot 0,05 = 160 \text{ м}^3/\text{га}.$$

Інтенсивність інфільтраційного живлення за формулою (1.16) становитиме

$$w_n = \frac{W_n}{10000 \cdot \Delta t_M} = \frac{160}{10000 \cdot 180} = 0,000089 \text{ м/добу}.$$

Інтенсивність додаткового живлення ґрунтових вод за рахунок фільтрації з дрібної внутрішньогосподарської зрошувальної мережі знаходимо за формулою (1.17). Сумарна витрата води на зрошувальній мережі 180 л/с, або  $180 \cdot 86,4 = 15552$  м<sup>3</sup>/добу. Безрозмірний коефіцієнт витрат фільтраційних вод на випаровування і транспірацію для закритої внутрішньогосподарської зрошувальної мережі дорівнюватиме 0,45. Тоді

$$w_c = \frac{Q_c}{10000 \cdot F} \left( \frac{1}{\eta} - 1 \right) \cdot \langle -\beta \rangle = \frac{15552}{10000 \cdot 950} \left( \frac{1}{0,95} - 1 \right) \cdot \langle -0,45 \rangle = 0,000047 \text{ м/добу}.$$

Отже, розрахункове значення інтенсивності інфільтраційного живлення ґрунтових вод згідно формули (1.18) складе

$$w = w_n + w_c = 0,000089 + 0,000047 = 0,000136 \text{ м/добу}.$$

## 1.7. Критична глибина залягання ґрунтових вод

Критична глибина залягання ґрунтових вод – це граничне їх значення, вище якого в ґрунті відбувається накопичення водорозчинних солей в небезпечній для рослин концентрації. Ця величина залежить від ступеня мінералізації ґрунтових вод, гранулометричного і структурного складу ґрунту.

Академік О.М. Костяков встановив залежність критичної глибини залягання рівня ґрунтових вод від їх мінералізації (табл. 1.3).

Таблиця 1.3 – Залежність  $H_{кр}$  від мінералізації ґрунтових вод (МГВ)

МГВ, г/л	Більше 7,0	6,0	5,0	4,0	3,0	1,5
$H_{кр}$ , м	3,5	3,2	3,0	2,6	2,2	1,5

Академік В.А. Ковда запропонував визначати  $H_{кр}$  залежно від середньорічної температури повітря  $t$ , що характеризує тепловий режим розглянутої території,

$$H_{кр} = 170 + 8 \cdot t, \text{ см.} \quad (1.19)$$

Крім того,  $H_{кр}$  встановлюють залежно від глибини розповсюдження основної маси коренів рослин  $h$  і найбільшої висоти капілярного підняття води в даному ґрунті ( $H_{max}$ ):

$$H_{кр} = H_{max} + h. \quad (1.20)$$

$H_{max}$  приймають рівним половині  $H_k$  (табл. 1.1).

Глибина активного шару ґрунту залежить від виду рослин, фази їх розвитку, ґрунтових умов та інших факторів. Для деяких сільськогосподарських культур у табл. 1.4 наведена приблизна глибина активного шару ґрунту [6].

Таблиця 1.4 – Орієнтовні значення глибин активного шару ґрунту  $h$

Сільськогосподарська культура	Глибина активного шару ґрунту, м
Озимі зернові	0,7–1,0
Кукурудза	0,7–1,0
Цукрові буряки	0,7–1,0
Люцерна	0,8–1,0
Картопля	0,6–0,7
Овочі	0,4–0,7
Плодові сади	1,5–2,0
Ягідник	0,7–1,0

Як правило, із перелічених вище методів вибирають той, де  $H_{кр}$  найбільше, тобто задовольняють всі умови.

## **Вправа 1.2**

*Визначити критичну глибину залягання рівня ґрунтових вод на важкосуглинкових ґрунтах, для польової сівозміни (пшениця озима), якщо мінералізація ґрунтових вод 3,6 г/л, середньобагаторічна температура повітря 8,8 °С.*

### **Розв'язок.**

Залежно від мінералізації ґрунтових вод (табл. 1.3), критична глибина повинна бути не менше 2,4 м.

Згідно з формулою В.А. Ковди (1.19), критична глибина залягання рівня становить не менше

$$H_{кр} = 170 + 8 \cdot t = 170 + 8 \cdot 8,8 = 240 \text{ см, або } 2,4 \text{ м.}$$

За формулою (1.20) розрахуємо критичну глибину залягання рівня ґрунтових вод

$$H_{кр} = H_{max} + h = 1,5 + 0,7 = 2,3 \text{ м.}$$

При цьому (табл. 1.1) висота капілярного підняття  $H_k = 3,0$  м, а розрахункове значення  $H_{max} = 1,5$  м. Розрахункова глибина активного шару ґрунту для озимих зернових культур дорівнює 0,7 м (табл. 1.4).

Із перелічених методів найбільше значення приймає 2,4 м, тому для подальших прогнозних розрахунків і проектування дренажу можна його й використовувати.

### **Запитання для самоконтролю**

1. *Які вихідні дані використовують в оцінці гідрогеолого-меліоративного стану і розрахунку дренажу на зрошуваних землях?*
2. *Що називають коефіцієнтом фільтрації ґрунту?*
3. *Яка відмінність між коефіцієнтом фільтрації і проникністю ґрунту?*
4. *Що собою являє коефіцієнт гідроємкості (водовіддачі) в зоні аерації?*
5. *З'ясуйте, що є коефіцієнт водопровідності водоносного пласта. Як розраховують його для неоднорідної (шаруватої) товщі?*
6. *Як встановлюють коефіцієнт рівнопровідності водоносного горизонту?*
7. *Якими методами визначають фільтраційні властивості ґрунтів на конкретних ділянках?*
8. *Розкажіть про визначення коефіцієнта фільтрації методом дослідної відкачки.*
9. *Які особливості визначення коефіцієнта фільтрації методом одиночної і кущової відкачки?*
10. *У який спосіб визначають коефіцієнт фільтрації ґрунту методом наливу в шурф?*
11. *Які різновиди визначення коефіцієнта фільтрації методом наливу в шурф і які їх особливості?*
12. *Розкажіть, як визначають коефіцієнт фільтрації ґрунту лабораторними методами.*
13. *Як можна визначити коефіцієнт фільтрації за емпіричними формулами?*
14. *Як залежить коефіцієнт фільтрації ґрунту від його шпаруватості?*

15. *Що являє собою інфільтраційне живлення ґрунтових вод і від чого воно залежить?*
16. *У чому полягає зв'язок між інтенсивністю інфільтраційного живлення і модулем дренажного стоку?*
17. *Яким чином встановлюють величину інфільтраційного живлення?*
18. *Що являє собою інтенсивність додаткового живлення ґрунтових вод за рахунок фільтрації зі зрошувальної мережі?*
19. *Яким чином ураховують нерівномірність іригаційного живлення за часом?*
20. *Поясніть, що таке критична глибина залягання рівня ґрунтових вод.*
21. *Від яких факторів залежить критична глибина залягання рівня ґрунтових вод?*

## 2. ПРОГНОЗУВАННЯ ГІДРОГЕОЛОГО-МЕЛІОРАТИВНОГО СТАНУ НА ЗРОШУВАНОМУ МАСИВІ

Після введення в дію зрошувальної системи на масиві визначають можливі зміни в складових водно-сольового балансу, які може викликати зрошування. Зміна хоча б одного елемента суттєво впливатиме на величини інших складових, а ті у свою чергу спричиняють зміни в меліоративному стані зрошуваної території. Тому для виявлення і запобігання негативного впливу на навколишнє середовище виконують прогноз гідрогеолого-меліоративного (екологічного) стану.

Основні завдання прогнозу такі:

- оцінка основних природних факторів, що визначають водний і сольовий режими в природних умовах; визначення зволоженості ґрунтів та інфільтраційного живлення ґрунтових вод, притоку і відтоку поверхневих і ґрунтових вод;
- розрахунок режиму рівнів ґрунтових вод, змін їх мінералізації, запасів солей в ґрунті в проектних умовах і обґрунтування необхідності проведення меліоративних заходів, а саме будівництва дренажу, застосування промивного режиму зрошення;
- вибір раціональних методів і способів дренажу, розрахунок параметрів дренажу і промивних норм.

Складання прогнозу здійснюють після ретельного вивчення природних умов, даних режимних спостережень, результатів водно-балансових досліджень на дослідних ділянках.

Гідрогеологічні прогнози є необхідним елементом в обґрунтуванні проектів будівництва та реконструкції дренажу і мають бути враховані під час оцінки його ефективності.

Основне призначення прогнозів – встановити площі і строки введення в дію дренажу на меліорованих територіях та його вплив на навколишнє середовище в зоні зрошуваних і осушуваних земель.

Гідрогеологічні прогнози є підставою для виконання гідрохімічних, інженерно-геологічних, ґрунтових, екологічних та інших прогнозів. У даному випадку розглядаються гідрогеологічні прогнози та їх використання при оцінці параметрів дренажних систем.

Загалом метою гідрогеологічних прогнозів на меліорованих землях є виявлення змін рівнів підземних вод у часі і просторі, що обумовлені порушеннями природного водного балансу в результаті взаємодії зрошувальних і осушувальних систем, та охоплює не тільки меліоровані, але й прилеглі до них площі [5, 6].

## 2.1. Види гідрогеологічних прогнозів на гідромеліоративних системах та вимоги до них

Прогноз гідрогеолого-меліоративних параметрів (глибина залягання ґрунтових вод, їх мінералізація та засоленість ґрунтів) виконується на термін 3, 5, 10 років від початку введення в експлуатацію дренажних заходів [6].

У процесі виконання гідрогеологічних прогнозів застосовують такі основні методи:

- гідрогеологічної аналогії;
- балансові;
- математичного моделювання;
- аналітичні.

Вимоги до прогнозів різні на площах меліоративних систем, які проектуються і діють [5]. Вони залежать від вихідної глибини залягання ґрунтових вод та їх мінералізації, від ступеня дренажності територій, від спрямування меліорацій і розділені на типи.

**I тун.** Прогнози на старозрошуваних і староосушуваних землях, які виконуються під час реконструкції меліоративних систем. У результаті таких прогнозів встановлюють направленість зміни рівня ґрунтових вод у часі і просторі з урахуванням вирішуваних завдань реконструкції існуючих дренажних систем меліорованих земель. Такі прогнози виконуються гідродинамічними методами. Водно-балансові методи можуть бути використані для попередніх оцінок. Основані на даних режимних натурних спостережень водно-балансові методи придатні тільки у випадках, коли є достатньо точне вимірювання складових водного балансу.

**II тун.** Гідрогеологічні прогнози на осушуваних землях у проекті виконуються на фоні дії каналів та дренажів. При цьому для заданих умов у результаті прогнозу повинні бути встановлені:

- глибини залягання ґрунтових вод і зміна їх протягом року;
- зміна мінералізації ґрунтових вод у різні строки після початку дії осушувальної системи;
- оптимальні типи та режим дії осушувальних пристроїв, що необхідні для забезпечення потрібних глибин і мінералізації ґрунтових вод.

Прогнози II типу виконують на підставі використання методів аналогій або гідродинамічних методів.

**III тун** – прогнози на зрошуваних землях за відсутності дренажу в проекті, тобто на фоні дії тільки зрошувальної мережі та поливів.

Із урахуванням природної дренажності земель в результаті прогнозів встановлюють:

- динаміку глибин залягання ґрунтових вод по площі зрошення і на прилеглих територіях;

- площі, на яких виникає загроза засолення або заболочення, і строки виникнення несприятливих умов.

Прогнози III типу можуть бути виконані методами аналогій, водобалансовими або гідродинамічними методами.

У випадку, якщо прогнозом встановлюється несприятливий гідрогеолого-меліоративний стан, необхідне будівництво захисного дренажу, а тому потрібно виконувати прогноз IV типу.

*IV тип* – прогнози на дренажних зрошуваних масивах у проекті, тобто з урахуванням дії режиму зрошення та дренажних споруд.

Прогнози цього типу виконують за умови, якщо прогнозами I та III типів встановлена необхідність застосування дренажу.

Якщо в зонах з малою дренажістю, з вихідним неглибоким заляганням ґрунтових вод очевидна технічна необхідність застосування захисного дренажу, то прогнози IV типу зіставляють без попереднього виконання прогнозів I та III типів.

Прогнози IV типу складають тільки на підставі застосування гідродинамічних методів.

Прогноз *гідрохімічного режиму ґрунтових вод* проводять для визначення можливих змін мінералізації та хімічного складу ґрунтових вод під впливом природних і штучних факторів.

Гідрохімічний режим ґрунтових вод тісно пов'язаний зі *сольовим режимом материнських порід* та ґрунтів зони аерації, і тому прогноз гідрохімічного режиму ґрунтових вод проводять одночасно з прогнозом сольового режиму ґрунтів зони аерації.

Як правило, на стадіях проектування прогноз гідрохімічного режиму ґрунтових вод зводиться до схематичної кількісної оцінки можливих змін мінералізації та хімічного складу ґрунтових вод і ґрунтів зони аерації, а на стадії технічного проекту така оцінка виконується більш глибоко і повно.

Прогноз гідрохімічного режиму ґрунтових вод зазвичай виконують балансовим, аналітичним і числовими методами.

Балансовим методом прогнозується сумарна зміна засолення ґрунтів зони аерації та розрахункового шару ґрунтових вод під впливом відомого комплексу прибуткових і витратних режимоутворюючих факторів.

Якісні і кількісні *зміни вмісту солей в окремих горизонтах товщі порід*, що вивчається, прогнозуються з допомогою аналітичних та числових методів.

## 2.2. Методи прогнозу за гідрогеологічною аналогією

Методи гідрогеологічних аналогій засновані на накопиченні та аналізі фактичного матеріалу спостережень за режимом підземних вод старозрошу-

ваних або староосушуваних територіях і подальшому перенесення цих даних на об'єкти, що прогноуються [16, 17].

Методи аналогій застосовуються для тих меліорованих масивів, де безпосередньо проводилися спостереження за дотримання режиму експлуатації меліоративної системи, або для масивів, аналогічних за гідрогеологічними та іригаційно-господарськими умовами. Їх можна використати для прогнозів II або III типів.

Під час вибору об'єктів-аналогів враховують:

- подібність природних умов, які визначають ступінь природної дренаваності;
- конструктивні особливості систем;
- технологічні меліоративні рішення;
- положення гідрогеологічних меж і формування інфільтраційного живлення підземних вод на одиницю площі.

Критерії для вибору об'єктів-аналогів наведено в табл. 2.1.

**Таблиця 2.1 – Критерії вибору об'єктів-аналогів**

Назва аналогів	Елементи меліоративно-гідрогеологічного районування	Спрямованість аграрного виробництва та технологічні рішення з меліорації	Конструктивні особливості системи	Інформаційне забезпечення
Система-аналог	Морфологічні типи I порядку (підпровінції, області)	Схожий склад сільськогосподарських культур, тип меліоративних заходів (зрошення, промивка, меліорація солонців та ін.).	Однотипні конструкції гідромеліоративних систем в цілому (магістральний і міжгосподарський канали, способи поливу, зрошувальна норма, ККД).	Вихідне положення підземних вод, динаміка рівня підземних вод (осереднена по системі швидкість підйому, річна амплітуда коливань). Зміна режимоутворюючих факторів (ККД і опади).
Ділянка-аналог	Морфогенетичні типи II порядку (області, підобласті)	Схожий склад сільськогосподарських культур, сівозмін, тип і вид меліоративних заходів (зрошення дощуванням, поверхнево-самопливний полив, режим зрошення, хімеліорація, комплексні меліорації).	Однотипні конструктивні гідроелементи меліоративних систем (міжгосподарська і внутрішньогосподарська мережа, способи поливу, техніка поливу).	Вихідне положення підземних вод. Режим підземних вод залежно від режимоутворюючих факторів. Структура водного балансу території і зміна її за період експлуатації (ККД, фільтраційні витрати, опади, режим зрошення).

Якісний наближений прогноз гідрогеологічного стану: характер зміни рівнів ґрунтових вод масивів нового освоєння за наявними даними спостережень може бути виконаний при встановленні такої аналогії.

Більш точні кількісні прогнози отримують, якщо є спостереження не менш ніж за 10 років, оброблені методами математичної статистики.

Методи гідрогеологічної аналогії застосовують, коли повністю виключена можливість складання прогнозів підтоплення територій на підставі більш точних методів. Однак у деяких випадках точні прогнози і непотрібні, достатньо лише наближеної оцінки можливості підтоплення території для постановки спеціальних гідрогеологічних досліджень. У цих умовах методи аналогії виявляються придатними і дають зовсім задовільні результати.

**Метод, що заснований на аналізі графіків коливань рівня**, полягає в тому, щоб встановити математичну залежність між коливаннями рівня ґрунтових вод і ритмічними змінами їх джерела живлення, за стабільного впливу інших режимотворюючих факторів.

В умовах меліорації цей метод придатний для прогнозів:

- наближених, сезонних і багаторічних змін рівня глибокозалягаючих потоків ґрунтових вод, у формуванні яких випаровування не робить значного впливу;
- короткострокових, рівня ґрунтових вод, який формується в зоні розвитку підпору водосховищ або в зоні розповсюдження підканального підтоплення;
- рівня ґрунтових вод у зонах малої дренаваності та в безстічних зонах за постійного режиму зрошення.

**Метод, заснований на встановленні кореляційних зв'язків режиму з** визначаючими його одним або декількома факторами [16].

Метод застосовується для усталеного режиму ґрунтових вод у старозрошуваних або староосушуваних районах з порівняно усталеним меліоративно-гідрогеологічним станом.

Кореляційні зв'язки дають надійні результати для ряду спостережень, що мають 15–20 складових, якщо із установленням зв'язків ураховуються особливості впливу джерел живлення, обумовлених різними типами режимів.

Кореляційні зв'язки встановлюють з одним або декількома факторами, наприклад, з урахуванням дії каналів, подачею води для зрошення, опадами, температурою і дефіцитом вологості повітря, глибиною залягання рівня ґрунтових вод у попередній період та ін. Труднощі встановлення кореляційних зв'язків зростають зі збільшенням кількості факторів, які враховуються.

У процесі визначення парного кореляційного зв'язку визначають коефіцієнт кореляції між незалежною  $x$  і залежною змінними  $y$ . Знаючи коефіцієнт кореляції та середньоквадратичні значення, знаходять коефіцієнт регресії, а потім і рівняння прямої регресії, що зв'язує дві змінні величини.

Зв'язок між змінними вважають існуючим, якщо коефіцієнт парної кореляції більше 0,6; зв'язок є тим тіснішим, чим вищий коефіцієнт кореляції, і стає функціональним, якщо коефіцієнт наближується до 1.

Дослідження режиму підземних вод показує, що зміна окремих елементів (коливання рівня підземних вод, хімічного складу води та ін.) залежить від декількох факторів, причому їх вплив може бути протилежним, наприклад, інфільтрація атмосферних опадів іригаційних вод і випаровування або боко-

вий відтік. Тому, щоб зробити прогнози більш точними, враховують також різноманітну дію декількох факторів. Спільний вплив декількох факторів беруть до уваги, застосувавши *метод множинної кореляції*.

Метод множинної кореляції застосовують при, якщо аналіз хронологічних графіків елемента режиму підземних вод (наприклад рівня) проведено протягом року, встановлено періоди настання екстремумів, з'ясований характер підйому і зниження рівня підземних вод та зв'язок їх з режимоутворюючими факторами. Використовуючи цей метод, припускають, що між залежною і кожною незалежною змінною існує лінійний або близький до лінійного зв'язок.

Суть методу множинної кореляції полягає в тому, що кожному значенню залежної величини  $y$  відповідає деяка сукупність значень інших величин:  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ , причому розподіл залежної змінної  $y$  змінюється відповідним чином за заміни незалежних змінних  $y_1, y_2, \dots, y_n$ . Якщо прийняти значення однієї зі змінних, йому буде відповідати не одне точне значення, а ймовірність різних значень інших змінних. При цьому виявляється залежність між кожною величиною і відповідним їй математичним сподіванням інших. За множинної кореляції існуючі зв'язки виявляють багатократним прямолінійним кореляційним обчисленням.

Після обробки матеріалів методом множинної кореляції одержують рівняння, що дає можливість за відомими факторами  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ , обчислити залежну змінну  $y$ , визначити ступінь зв'язку (режимоутворюючих факторів) і з кожною з них окремо. Основною перевагою цього методу є врахування сукупності впливу різних факторів, що зазвичай має місце в природних умовах.

Прогнози методом корелятивних зв'язків можуть бути виконані для визначення сезонних, середньорічних і багаторічних коливань рівнів ґрунтових вод.

Найбільш часто виконуються прогнози сезонних рівнів, наприклад:

- рівня ґрунтових вод до початку весняних польових робіт залежно від величини водоподачі в попередній невегетаційний період; від суми опадів, які випали за цей період; від середньої температури або дефіциту вологи; вихідної глибини залягання рівня ґрунтових вод у кінці вегетаційного періоду попереднього року [16];
- коливань рівня ґрунтових вод протягом вегетаційного періоду на 1–2 місяці наперед, залежно від очікуваної водоподачі, прогнозних опадів, температури або дефіциту вологи повітря, вихідної середньомісячної глибини рівня ґрунтових вод за попередній місяць;
- рівня ґрунтових вод до початку осінніх або зимових поливів, залежно від тих самих факторів, які прогнозуються на період після припинення вегетаційних поливів і до початку запланованих поливів.

## 2.3. Балансові методи

Для оцінки направленості гідрогеологічних і меліоративних процесів складають загальні і частковий водний, а також сольовий баланси для регіонів, масивів, ділянок, з урахуванням характерних періодів їх меліоративного освоєння [16].

Воднобалансові методи базуються на вивченні балансу – притоку і витрат – води, які зв'язуються балансовими рівняннями для певного періоду часу і конкретної території.

Окремі елементи балансу часто визначають експериментальним шляхом, після чого складають баланс для даної території.

Прогнозний баланс складають, аналізуючи умови зміни гідрогеологічного стану об'єктів через визначення складових частин балансу. Цими розрахунками можна встановити потребу в захисному дренажу і величину дренажного модуля.

Баланси складають, зазвичай, у вигляді загального водного балансу або окремо для поверхневих вод і зони аерації, ґрунтових і напірних вод. Їх складають переважно для річного циклу і середнього року, тому всі прибуткові і витратні статті беруться в середньому за рік для всієї території.

Прогноз необхідно виконувати для окремих районів, що виділяються за основними показниками, які формують характер балансу, водно-фізичні властивості порід зони аерації, умови відтоку ґрунтових вод. Інколи баланс диференціюють для характерних періодів – вегетаційного і невегетаційного, сезонів року або навіть окремих місяців.

Результати розрахунку прогнозного водного балансу виражають у вигляді сумарної зміни запасів ґрунтової вологи зони аерації або у вигляді середнього для балансової території рівня ґрунтових вод. Якщо баланс додатний, то вважають, що вода надходить на заповнення вільної ємкості, ґрунтів зони аерації, тобто на підвищення рівня ґрунтових вод; якщо баланс від'ємний, то рівень ґрунтових вод знижується внаслідок витрат їх запасів.

### 2.3.1. Рівняння водного балансу зрошуваної території

Рівняння водного балансу для обґрунтування необхідності дренажу запропоновані О.М. Костяковим. Із цією метою розрахунок ведуть з різним поєднанням меліоративних заходів (природне зволоження, зрошення без дренажу, зрошення з дренажем), для різних рівнів (загальне рівняння, рівняння для поверхневих вод, зони аерації, ґрунтових вод).

Загальний водний баланс і водний баланс зони аерації для території, що підлягає меліорації, у **природному стані** (до зрошення і вводу дренажу) має вигляд:

*а) загальний водний баланс*

$$\Delta W_{\text{заг}} = (V_{\text{ПП}} - V_{\text{ВП}}) \pm (V_{\text{ПГ}} - V_{\text{ВГ}}) \pm P - E \pm V_B, \quad (2.1)$$

де  $\Delta W_{\text{заг}}$  – сумарна зміна запасів води в межах розглянутої території, м<sup>3</sup>/га;

$V_{\text{ПП}}$  – притік поверхневих вод, м<sup>3</sup>/га;

$V_{\text{ВП}}$  – відтік поверхневих вод, м<sup>3</sup>/га;

$V_{\text{ПГ}}$  – притік підземних (грунтових) вод, м<sup>3</sup>/га;

$V_{\text{ВГ}}$  – відтік підземних (грунтових) вод, м<sup>3</sup>/га;

$P$  – атмосферні опади, м<sup>3</sup>/га;

$E$  – сумарне випаровування (випаровування з поверхні ґрунту і транспірація), м<sup>3</sup>/га;

$V_B$  – вертикальний вологообмін балансового шару з нижчерозташованими водоносними горизонтами (підживлення ґрунтових вод напірними підземними водами або перетікання ґрунтових вод униз);

**б) баланс поверхневих вод і вологи в зоні аерації**

$$\Delta W_A = (V_{\text{ПП}} - V_{\text{ВП}}) \pm P - E \pm V_{BA}, \quad (2.2)$$

де  $\Delta W_A$  – зміна запасів вологи в зоні аерації в межах розглянутої території, м<sup>3</sup>/га;

$V_{BA}$  – вертикальний вологообмін між водами зони аерації і ґрунтовими водами, м<sup>3</sup>/га;

**в) баланс ґрунтових вод**

$$\Delta W_G = (V_{\text{ПГ}} - V_{\text{ВГ}}) \pm V_{BA} \pm V_B, \quad (2.3)$$

де  $\Delta W_G$  – зміна запасів ґрунтових вод у межах розглянутої території, м<sup>3</sup>/га.

Загальний водний баланс і баланс зони аерації для території з існуючим зрошенням до будівництва дренажу має вигляд:

**а) загальний водний баланс**

$$\Delta W_{\text{заг}} = (V_{\text{ПП}} - V_{\text{ВП}}) \pm (V_{\text{ПГ}} - V_{\text{ВГ}}) \pm P - E + B - W_{\text{ПС}} \pm V_B, \quad (2.4)$$

де  $B$  – водозабір в зрошувальну систему, м<sup>3</sup>/га;

$W_{\text{ПС}}$  – поверхневі скиди зрошувальної води з території полів, м<sup>3</sup>/га;

$$W_{\text{ПС}} = W_{\text{кк}} + W_n, \quad (2.5)$$

де  $W_{\text{кк}}$  – кінцеві скиди зі зрошувальних каналів, м<sup>3</sup>/га;

$W_n$  – скиди з поверхні полів при поливі, м<sup>3</sup>/га;

$$B = M + V_l + W_{\text{кк}}, \quad (2.6)$$

де  $M$  – зрошувальна норма бруто з урахуванням промивного режиму, м<sup>3</sup>/га;

$V_l$  – фільтраційні втрати зрошувальної води із каналів і трубопроводів, м<sup>3</sup>/га;

$$M = D + W_n + W_E + W_{инф} + M_n, \quad (2.7)$$

де  $D$  – дефіцит водоспоживання зрошуваних сільськогосподарських культур (зрошувальна норма нетто), м<sup>3</sup>/га;

$W_E$  – втрати води на випаровування при поливах, м<sup>3</sup>/га;

$W_{инф}$  – втрати води при поливі за рахунок інфільтрації нижчерозрахункового шару, м<sup>3</sup>/га;

$M_n$  – додаткова зрошувальна норма на промивний режим, м<sup>3</sup>/га;

**б) баланс поверхневих вод і вологи в зоні аерації**

$$\Delta W_A = (V_{ПП} - V_{ВП}) \pm P - E + D + M_n \pm V_{BA}; \quad (2.8)$$

**в) баланс ґрунтових вод**

$$\Delta W_{Г} = (V_{ПГ} - V_{ВГ}) \pm V_l \mp V_{BA} \pm V_B. \quad (2.9)$$

Водний баланс для зрошуваної території за наявності дренажу має вигляд:

**а) загальний водний баланс**

$$\Delta W_{заг} = (V_{ПП} - V_{ВП}) \pm (V_{ПГ} - V_{ВГ}) \pm P - E + B - W_{ПС} \pm V_B - W, \quad (2.10)$$

де  $W$  – об'єм дренажного стоку (навантаження на дренаж), м<sup>3</sup>/га;

**б) баланс поверхневих вод і вологи в зоні аерації** не змінюється і буде як рівняння (2.9);

**в) баланс ґрунтових вод**

$$\Delta W_{ПГ} = (V_{ПГ} - V_{ВГ}) \pm V_l \mp V_{BA} \pm V_B - W, \quad (2.11)$$

Із наведених воднобалансових рівнянь необхідно визначити навантаження на дренаж і його складові елементи для розрахунку дренажу.

Значення складових водного балансу  $V_{ППГ}$ ,  $V_{ВПГ}$ ,  $V_B$  після введення в дію дренажу можуть відрізнятися від їх значень в природних умовах. Зокрема, за дії дренажу притік підземних вод завжди збільшується, а відтік зменшується.

Залежно від конкретних умов рівняння водного балансу можна спростувати. Так, за розташування меліорованих територій на вододілі можна прийняти  $V_{ПГ} = 0$ ; на засолених землях, що характеризуються слабкою відвічністю допускається  $V_{ВГ} = 0$ ; за відсутності напірного живлення балансового шару можна прийняти  $V_B = 0$ ; за високої технології поливу і досконалої техніки  $W_{nc} = 0$ ; у разі застосування закритих зрошувальних систем значно зменшується  $V_l$ .

У розрахунках на середньорічні умови багаторічного ряду ( $\Delta W_{III} = 0$ ,  $V_{III} = V_{BG} = 0$ ) із рівняння (2.11) навантаження на дренаж визначають за формулою

$$W = V_l \pm V_{BA} \mp V_B. \quad (2.12)$$

Величину атмосферних опадів  $P$  визначають за даними найближчої метеостанції. Величину зрошувальної норми  $M$  встановлюють за результатами розрахунку режиму зрошення.

Сумарне випаровування  $E$  протягом вегетаційного періоду приймають рівним водоспоживанню, що відповідає застосуванню сучасної техніки зрошення, підтриманню високого агротехнічного фону та родючості ґрунту, і встановлюється розрахунком або за експериментальними даними.

Втрати на фільтрацію зі зрошувальних каналів встановлюють шляхом проведення натурних спостережень на запроєктованих системах, за об'єктами-аналогами або гідродинамічними розрахунками. Цю величину можна також визначити за формулою

$$V_l = \frac{1 - \eta}{\eta} M, \quad (2.13)$$

де  $\eta$  – ККД внутрішньогосподарської зрошувальної мережі.

Якщо  $\Delta W_{zag}$  негативне (від'ємне), то запаси води в ґрунті розрахункового шару і рівень ґрунтових вод знижуються. Позитивне (додатне) значення  $\Delta W_{zag}$  додається до початкового запасу вологи (на початку розрахункового періоду). Якщо за рахунок  $\Delta W_{zag}$  запаси вологи в ґрунті перевищують запаси вологи при НВ на величину  $\Delta V$ , то ця різниця піде на поповнення ґрунтових вод і підвищення їх рівня на величину  $\Delta H$

$$\Delta H = \frac{\Delta V}{10000\mu}, \quad (2.14)$$

де  $\Delta V = W_n + \Delta W_{zag} - W_{HB}$ ;

$W_n$  – початкові запаси ґрунтової вологи, м<sup>3</sup>/га;

$W_{HB}$  – запаси заповнення ґрунту вологою до НВ, м<sup>3</sup>/га;

$\mu$  – дефіцит заповнення ґрунту водою до повної вологоємності, що складає 0,01–0,40 об'єму ґрунту (коефіцієнт водовіддачі). Менше значення  $\mu$  приймають для глинистих і суглинистих ґрунтів, а більше для піщаних і супіщаних (табл. 1.1).

Рівняння водного балансу зрошуваної території відрізняються від однойменних рівнянь незрошуваних територій:

- статтями рівняння водного балансу в умовах зрошення є об'єм водоподачі і об'єм колекторно-дренажного стоку, які в більшості випадків перевищують природні складові;

- вододіл поверхневих і ґрунтових вод рідко співпадають з границями ділянок зрошення, тому враховують водообмін зрошуваної і незрошуваної території;
- в окремих випадках, крім середньо багаторічного балансу, необхідно розраховувати баланси для років різної забезпеченості, а також для вегетаційного, промивного періодів і т.д.

Розрахунок водного балансу в існуючих умовах незрошуваних територій або на діючих меліоративних системах виконують для того, щоб перевірити правильність:

- прийнятої розрахункової схеми і закономірності зміни окремих складових балансу;
- польового визначення складових водного балансу;
- існуючої величини втрат на випаровування і транспірацію.

На основі аналізу природного водного балансу визначають всі члени рівняння проектного водного балансу, необхідного для складання прогнозів I, II і III типів та для визначення середнього дренажного модуля.

Усі складові члени рівнянь визначаються в м<sup>3</sup>/га або мм на рік. Загальна зміна витрат води на території за розрахунковий період:

$$\Delta W_{\text{заг}} = \Delta W_A + \Delta W_{\Gamma} + \Delta W_{\Pi}. \quad (2.15)$$

Ця система рівнянь принципіально не відрізняється від загального балансового рівняння, але такий запис дає можливість по-іншому будувати схему розрахунку.

### 2.3.2. Визначення терміну, за який рівень ґрунтових вод досягне критичної глибини

На підставі наведених визначень щорічного підвищення рівня підземних вод ( $\Delta H$ ) і вихідних даних про залягання рівня ґрунтових вод ( $H_n$ ) та критичну глибину їх залягання ( $H_{кр}$ ), обчислюють у роках термін підйому, за який ґрунтові води досягнуть критичної глибини,

$$t = \frac{H_n - H_{кр}}{\Delta H}. \quad (2.16)$$

Цей термін показує, коли запроєктований дренаж працюватиме на повну потужність. Якщо не будувати дренажу, то рівень ґрунтових вод підійматиметься вище, що призведе до погіршення гідрогеолого-меліоративного стану, тобто до підтоплення, заболочення і вторинного засолення земель.

Рівень ґрунтових вод не може підійматися безмежно, так як з його підвищенням збільшується і споживання ґрунтових вод на випаровування. Тому за глибини  $X_1$  відбудеться стабілізація рівня, тобто швидкість підняття вирівнюється зі швидкістю споживання ґрунтових вод,

$$X_1 = H_{кр} \left( 1 - \sqrt[n]{\frac{e}{e_0}} \right), \quad (2.17)$$

де  $e$  – споживання ґрунтових вод на випаровування з їх поверхні, мм/рік;

$e_0$  – випаровуваність з поверхні ґрунту, мм/рік.

$n$  – показник кореня, який змінюється від 1 до 2.

*Випаровуваність* є умовною величиною, що характеризує потенційно можливе (не лімітується запасами води) *випаровування* в даній місцевості за існуючих погодних умов у ній. Випаровуваність вимірюється або з поверхні води *випарника*, або з поверхні великого природного прісноводного басейну, або з надлишково зволоженого ґрунту; виражається в міліметрах шару води, що випарувалася. Наприклад, середня річна випаровуваність у Санкт-Петербурзі – 320, в Москві – 417, в Одесі – 584, в Нукусі (Середня Азія) – 1718 мм. Випаровуваність може дуже сильно відрізнятись від фактичного випаровування з поверхні ґрунту і рослин, особливо в безводній пустелі, де фактичне випаровування близьке до нуля внаслідок повної відсутності вологи, тоді як випаровуваність сягає 2000 мм на рік і більше. Для зрошуваної зони України  $e_0$  приблизно становить 800–1000 мм/рік.

Величина випаровування з поверхні ґрунтових вод повинна врівноважуватися з величиною припливу додаткової води за рахунок втрат води за фільтрації, тобто

$$e \approx W_{\phi} = v_{сер}, \quad (2.18)$$

де  $v_{сер}$  – середня швидкість підйому рівня ґрунтових вод до критичної гли-

бини, мм/рік;  $v_{сер} = \Delta H$  ;

Тривалість, за якої пройде підйом рівня ґрунтових вод від критичної глибини ( $H_{кр}$ ) до стабілізаційного рівня ( $X_1$ ),

$$t = \frac{H_{кр} - X_1}{0,5 \cdot v_{сер}}. \quad (2.19)$$

При цьому коефіцієнт 0,5 свідчить про те, що за глибини вище критичної, підйом рівня ґрунтових вод зменшується приблизно на 50 %, вода, підіймаючись, частково витрачається на транспірацію та фізичне випаровування.

### 2.3.3. Сольовий баланс

Прогноз зміни сольового режиму здійснюють на підставі аналізу складових рівняння сольового балансу. Розв'язання цього рівняння дозволяє відповісти на запитання, на скільки змінився або зміниться вміст солей в розрахунковому шарі ґрунту до кінця розрахункового періоду. Сольовий баланс складають для зони аерації, зони ґрунтових вод і загальний баланс. Усі складові вимірюються в кг/га або т/га.

Загальний сольовий баланс і окремі баланси для території, що підлягають меліорації в **п р и р о д н и х у м о в а х** (до зрошення і вводу дренажу), мають вигляд:

**а) загальний сольовий баланс**

$$\Delta G_{заг} = G_{nn} - G_{en} \pm G_{nz} - G_{e2} \pm G_e + G_p, \quad (2.20)$$

де  $\Delta G_{заг}$  – сумарна зміна запасів солей в межах розрахункової території;

$G_{nn}$  – надходження солей з поверхневими водами;

$G_{en}$  – винос солей поверхневими водами;

$G_{nz}$  – надходження солей з перетікаючими підземними водами;

$G_{e2}$  – винос солей з підземними водами, що відтікають за межі балансової території;

$\pm G_e$  – надходження і винос солей при вертикальному водообміні з підземними водами (підживлення напірними водами або перетікання ґрунтових вод вниз);

$G_p$  – надходження солей з атмосферними опадами ( $G_p \approx 0$ ).

**б) баланс солей в зоні аерації**

$$\Delta G_a = G_{nn} - G_{en} \pm G_{ea} + G_p, \quad (2.21)$$

де  $\Delta G_a$  – зміна запасів солей в зоні аерації;

$G_{ea}$  – надходження і винос солей при вертикальному вологообміні між зоною аерації і ґрунтовими водами;

**в) баланс солей ґрунтових вод**

$$\Delta G_{nz} = G_{nz} - G_{e2} \pm G_e \pm G_p, \quad (2.22)$$

де  $\Delta G_{nz}$  – зміна запасів солей в підземних водах в межах розглянутої території.

Сольові баланси для території з **і с н у ю ч и м з р о ш е н н я м д о б у д і в н и ц т в а д р е н а ж у** мають вигляд

**а) загальний сольовий баланс**

$$\Delta G_{заг} = G_{nn} - G_{en} \pm G_{nz} - G_{e2} \pm G_m - G_{nc} \pm G_e + G_p, \quad (2.23)$$

де  $G_m$  – надходження солей із зрошувальними водами;

$G_{nc}$  – винос солей з поверхневими скидами зрошувальної води;

**б) баланс солей в зоні аерації**

$$\Delta G_a = G_{nn} - G_{en} \pm G_m - G_{nc} \pm G_e + G_p, \quad (2.24)$$

**в) баланс солей ґрунтових вод**

$$\Delta G_{nz} = G_{nz} - G_{e2} \pm G_l \pm G_e \mp G_a, \quad (2.25)$$

де  $G_l$  – надходження солей в ґрунтові води з фільтраційними втратами зі зрошувальних каналів.

Зрошувальні баланси для зрошуваної території за наявності дренажу:

*а) загальний сольовий баланс*

$$\Delta G_{заг} = (G_{nn} - G_{en}) + (G_{nz} - G_{ez}) + G_m - G_{nc} \pm G_g + G_p - G_d, \quad (2.26)$$

де  $G_d$  – винос солей з дренажними водами;

*б) баланс солей в зоні аерації* виражається рівнянням (2.24);

*в) баланс солей ґрунтових вод*

$$\Delta G_{nz} = (G_{nz} - G_{ez}) + G_l \pm G_e \mp G_{ea} - G_o. \quad (2.27)$$

Надходження і винос солей з поверхневими водами визначають за формулою

$$G_{nn} - G_{en} = C_{nn} V_{nn} - C_{en} V_{en}, \quad (2.28)$$

де  $C_{nn}$ ,  $C_{en}$  – мінералізація поверхневих вод, що надходять на масив зрошення і витікають з нього.

Надходження і винос солей з ґрунтовими водами розраховують за формулою

$$G_{nz} - G_{ez} = C_{nz} V_{nz} - C_{ez} V_{ez}. \quad (2.29)$$

За тривалої роботи зрошувальних каналів можна прийняти, що

$$G_l = C_n V_l, \quad (2.30)$$

де  $C_n$  – мінералізація поливної води.

Винос солей з дренажними водами  $G_d$  встановлюють з прогнозу мінералізації дренажного стоку.

Величину  $G_{ea}$  визначають згідно з розрахунком сольового режиму динаміки концентрації ґрунтового розчину на нижній границі зони аерації.

В умовах зрошення за наявності штучного дренажу об'єм солей, що видаляються з колекторно-дренажним стоком, урівноважується або перевищує об'єм солей, що надходять на зрошувані території.

### **Вправа 2.1. Визначення зміни положення ґрунтових вод під дією зрошення за рівнянням водного балансу**

Дано: - глибина залягання рівня ґрунтових вод до зрошення – 7 м;

- середня мінералізація ґрунтових вод – 4 г/л;

- сівозміна – зернова;

- середньовиважений дефіцит водоспоживання сільськогосподарських культур, що вирощуються на зрошуваному масиві – 2200 м<sup>3</sup>/га (в середньому за багаторічний період);

- сумарне випаровування – 3800 м<sup>3</sup>/га;

- ґрунт – чорнозем звичайний середньосуглинковий;

- полив ведеться широкозахватними дощувальними машинами типу «Фрегат»;

- ККД зрошувальної мережі – 0,95;

- середня багаторічна температура повітря – 8,4 °С.

Необхідно розрахувати: 1) середній щорічний об'єм дренажного стоку;

2) щорічний приріст ґрунтових вод;

3) критичну глибину залягання рівня ґрунтових вод;

4) термін, через який ґрунтові води можуть піднятися до критичної глибини;

5) глибину і термін, за якого відбудеться стабілізація ґрунтових вод.

### **Розв'язок.**

#### **1. Визначення навантаження на дренаж воднобалансовим розрахунком.**

Для прогнозних розрахунків і встановлення параметрів дренажу застосовують модифіковане рівняння водного балансу ґрунтових вод з існуючим зрошенням за наявності дренажу (2.11). Із цього рівняння визначають навантаження на дренаж і його складові елементи.

У розрахунках за середньорічні умови багаторічного періоду вважають  $\Delta W_{III} = 0$ . За розташування меліорованої території на вододілі приймають  $V_{III} = 0$ ; на засоленних землях, що характеризуються слабкою відтічністю, допускається  $V_{BG} = 0$ , тоді рівняння (2.11) спрощується і має вигляд

$$W = V_I \pm V_{BA} \mp V_B. \quad (2.31)$$

Втрати на фільтрацію зі зрошувальних каналів і трубопроводів  $V_I$  встановлюють шляхом проведення натурних спостережень на зрошуваних землях за об'єктами-аналогами або гідродинамічними розрахунками. Цю величину також можна визначити з огляду на ККД зрошувальної мережі за формулою (2.13);  $M$  (зрошувальна норма з урахуванням промивного режиму) за формулою (2.7).

Дефіцит водоспоживання зрошуваних сільськогосподарських культур  $D$  визначають на підставі розрахунку режиму зрошення для відповідної сівозміни на середньобагаторічні погодні умови; для даного прикладу – 2200 м<sup>3</sup>/га. Скид з поверхні полів  $W_n$  зі застосуванням сучасної широкозахватної дощувальної техніки і закритої зрошувальної мережі становить 0. Додаткові втрати води під час поливу за рахунок інфільтрації нижчезрохуноккового шару  $W_{инф}$  за якісного проведення поливу – без переполиву дорівнюють 0. Додаткові втрати води на випаровування  $W_E$  в середньому – 10 % від  $D$ , тобто для даного прикладу  $W_E = 0,1 \cdot 2200 = 220$  м<sup>3</sup>/га.

Додаткова зрошувальна норма на промивний режим  $M_n$  для чорноземів звичайних і південних становить 0,05 від сумарного випаровування.

В даних умовах  $M_n = 0,05 \cdot 3800 = 190$  м<sup>3</sup>/га.

Тоді  $M = 2200 + 220 + 190 = 2610$  м<sup>3</sup>/га.

Втрати води із зрошувальної мережі  $V_I = \frac{1 - 0,95}{0,95} 2610 = 137$  м<sup>3</sup>/га.

За відсутності даних про вертикальний водообмін між водами зони аерації і ґрунтовими водами  $V_{BA}$  його обчислюють за формулою (1.15). Для розглянутого прикла-

ду зі застосуванням широкозахватної дощувальної техніки і закритої зрошувальної мережі приймають  $f = 0,1$  і тоді  $V_{BA} = 0,1 \cdot 2610 = 261 \text{ м}^3/\text{га}$ .

Вертикальний водообмін балансового шару з нижчерозташованими водоносними шарами визначають в тому випадку, коли є підпір підземних вод другого або третього горизонту, що знаходяться під напором. За відносно великої потужності розділяючого шару і невеликої його пропускної здатності  $k < 0,1$  м/добу вертикальний водообміном можна знехтувати [8].

Отже, виходячи з воднобалансових розрахунків об'єм дренажного стоку (навантаження на дренаж) становитиме  $W = 137 + 261 + 0 = 298 \text{ м}^3/\text{га}$ .

## 2. Щорічний приріст рівня ґрунтових вод розраховують за формулою (2.14).

При цьому коефіцієнт недостатку насичення ґрунтів зони аерації (коефіцієнт водовіддачі)  $\mu$ , який залежить від гранулометричного складу ґрунтів (табл. 1.1).

Для розглянутого прикладу з чорноземами звичайними важкосуглинковими лесоподібними коефіцієнт водовіддачі  $\mu$  становитиме 0,03, звідси

$$\Delta h = \frac{298}{10000 \cdot 0,03} = 0,99 \text{ м.}$$

**3. Критична глибина залягання ґрунтових вод** залежить від ступеня мінералізації ґрунтових вод, гранулометричного і структурного складу ґрунту.

Згідно із встановленою академіком О.М. Костяковим залежністю (табл. 1.17) критична глибина залягання рівня ґрунтових вод за їх мінералізації 4 г/л становить 2,6 м.

Для розглянутого прикладу за середньобаторичної температурі повітря 8,4 °С, використовуючи формулу В.А. Ковди (1.19)  $H_{кр} = 170 + 8 \cdot 8,4 = 237 \text{ см}$ , або 2,37 м.

Крім того,  $H_{кр}$  можна встановити, залежно від глибини розповсюдження основної маси коренів рослин  $h$  і висоти активної зони капілярного підняття води в даному ґрунті  $H_k$ , за формулою (1.20)

Глибина активного шару ґрунту залежить від виду рослин, фази їх розвитку, ґрунтових умов та інших факторів. Для деяких сільськогосподарських культур в табл. 1.18 наведена приблизна глибина активного шару ґрунту [6]. Розрахункове значення висоти активної зони капілярного підняття приймають рівним половині повної висоти  $H_{max}$  наведеної в табл. 1.1.

У розглянутому прикладі для зернової сівозміни (озимі зернові)  $h = 1,0$  м (табл. 1.4), а для суглинків важких лесоподібних максимальна висота капілярного підняття становить 3,0 м, тоді  $H_k = 1,5$  м;  $H_{кр} = 1,5 + 1,0 = 2,5$  м.

Як правило, із перелічених вище методів вибирають той, де значення  $H_{кр}$  найбільше; для подальших розрахунків приймають  $H_k = 2,6$  м.

**4. Термін, через який ґрунтові води можуть піднятися до критичної глибини,** визначають за формулою (2.16).

$$\text{Для розглянутого прикладу } H_{пов} = 7 \text{ м, тоді } t_{кр} = \frac{7,0 - 2,5}{0,99} = 4,5 \text{ року.}$$

**5. Глибину, за якої відбудеться стабілізація ґрунтових вод,** розраховують за формулою (2.17). При цьому споживання ґрунтових вод на випаровування з їх повер-

хні приймають рівним величині припливу додаткової води за рахунок втрат при інфільтрації. У даному прикладі  $e = 298 \text{ м}^3/\text{га}$ , або  $29,8 \text{ мм/рік}$ . Випаровуваність для зрошуваної зони України приймемо  $800 \text{ мм/рік}$ . Тоді при показнику кореня  $n = 2$

$$X_1 = 2,6 \left( 1 - \sqrt{\frac{29,8}{800}} \right) = 2,1 \text{ м.}$$

Термін, за якого відбудеться підйом ґрунтових вод від критичної глибини до стабілізаційного рівня, визначають за формулою (2.19)

$$t_1 = \frac{2,6 - 2,1}{0,5 \cdot 0,99} = 1 \text{ рік.}$$

Отже, за відсутності дренажу ґрунтові води піднімуться від початкового рівня до критичної глибини через 4,5 року і ще через 1 рік відбудеться їх стабілізація на глибині 2,1 м.

Однак для більш ретельних розрахунків необхідно враховувати, що ґрунтові води піднімаються не рівномірно по всій зрошуваній території; крім того, вони розтікаються і по прилеглий території, нібито створюючи бугри під зрошуваними масивами, що спричиняє підтоплення прилеглої території. Таке розтікання розраховують методами математичного моделювання і аналітичними методами.

## 2.4. Методи математичного моделювання

**Математичне моделювання** – відтворення на спеціальних моделях гідрогеологічних об'єктів при виконанні тотожності рівнянь, що описують об'єкт і модель. Математичні моделі за принципом побудови і дії поділяють на аналогові та чисельні.

В **аналогових моделях** використовується безпосередня аналогія між основними елементами об'єкта та моделі. Наприклад, фільтраційному опорів шару ґрунту на електричній моделі відповідає аналогічний електричний опір. Найбільше застосування мали методи гідравлічних і електродинамічних аналогій, які сьогодні використовуються вкрай рідко.

**Чисельні моделі** являють собою розв'язання диференціальних рівнянь, що описують процеси, які відбуваються на меліорованому об'єкті наближеними методами. За початкових і граничних умов виконується розв'язок диференціальних рівнянь відносно напорів підземних вод за допомогою спеціальних програм на електронно-обчислюваних машинах (ЕОМ) у кожному розрахунковому блоці дискретизованої області фільтрації.

Перед прогнозними розрахунками модель повинна бути **ідентифікована**, тобто ототожнена об'єкту-оригіналу. Геофільтраційні моделі меліоративних об'єктів відносяться до параметричних моделей в просторі станів. Тому для її побудови необхідні експериментальні дослідження з вивчення параметрів та розв'язок задач для їх оцінки. Початкової, апріорної інформації недостатньо,

а отримання параметрів і початкових значень основних змінних у природі важке, тому в процесі функціонування об'єкта модель уточнюється, тобто система повинна бути з **прямим і зворотним зв'язком**. Цьому сприяє стадійність в проектуванні будівництва і в гідрогеологічних дослідженнях на меліоративних об'єктах.

Побудова моделі складається з таких етапів:

- вибір типу, якості й структури моделі;
- аналіз і апроксимація початкової інформації;
- ідентифікація моделі;
- використання і адаптація моделі.

Тип і якість моделі (статистична або динамічна) вибираються залежно від існуючих гідрогеологічних умов і мети розв'язуваної інженерної задачі. Якщо параметри, граничні умови, вхідні та вихідні дані не змінюються в часі або їх зміною можна знехтувати, а розв'язок інженерної задачі потребує граничної оцінки, то модель може будуватися **статичною**. Якщо вказані фактори змінюються в часі, а розв'язок інженерної задачі потребує розгляду процесу в часі, то модель повинна будуватися **динамічною**.

Якість моделі визначається достовірністю, детальністю і точністю її побудови.

**Достовірність моделі** визначають за її гідрогеологічною відповідністю досліджуваному об'єкту. Кількісно вона оцінюється похибкою в побудові моделі  $\epsilon_{om}$ .

Під **детальністю моделі** розуміють докладність, з якою відображується область фільтрації та досліджувані процеси, тобто фільтраційні, потенціальні і водно-балансові поля. Детальність моделі визначається її масштабом і кількістю розрахункових блоків, пов'язана з детальністю картування розглянутої території. Тому масштаб моделі вибирають відповідним до масштабу зйомки, а крок розрахункової сітки – до картировочної сітки виробок.

**Точність побудови моделі**  $\epsilon_{om}$  містить в собі похибку за рахунок недостатньої гідрогеологічної достовірності  $\epsilon_{om}$  і за рахунок технічної реалізації моделі  $\epsilon_{tm}$ ; часто її визначають за формулою

$$\epsilon_{om} = \sqrt{\epsilon_{om}^2 + \epsilon_{tm}^2}. \quad (2.31)$$

**Точність прогнозного розв'язку**  $\epsilon_{np}$  визначається загальною похибкою побудови моделі і похибкою – задання факторів прогнозу  $\epsilon_{fn}$ , тобто вплив на проєктовані підземні води,

$$\epsilon_{np} = \sqrt{\epsilon_{om}^2 + \epsilon_{fn}^2}. \quad (2.32)$$

Модель повинна забезпечувати необхідну точність розв'язку інженерної задачі, яку вимагає замовник. Приймається з практики або за критерієм мінімальних збитків від помилок у прогнозних розмірах площі дренажування  $U$  і

затрат на виконання пошукових робіт  $C$ , важливих для уточнення моделі та прогнозних розрахунків

$$U + C \rightarrow \min . \quad (2.33)$$

За дослідженнями, виконаними в Інституті «Укрводпроект» Держводгоспу України, необхідно орієнтуватися на такі значення допустимих середньоквадратичних похибок у визначенні прогнозних площ дренажу: на стадії ТЕО – 16 %, проекту – 12 %, робочої документації – 6 % [5].

Структуру моделі (просторові межі, шаруватість, ступінь дискретизації) вибирають, виходячи зі схематизованих гідрогеологічних умов технічних засобів, мети і потрібної точності вирішення інженерної задачі.

Часто використовують *кінцево-різницевий метод розв'язку диференціальних рівнянь*, які описують фільтрацію в модельній області. В зв'язку з цим виконують дискретизацію області фільтрації прямокутною рівномірною або нерівномірною сіткою.

Застосовують також *метод скінчених елементів*, за якого дискретні елементи можуть мати трикутну або трапецеїдальну форму, що більш точно апроксимує поверхню підземних вод. Однак з використанням цього методу виникають проблеми під час моделювання багатозаровних систем.

Крок дискретизації вибирають таким, щоб втілити в моделі регіональну мінливість фільтраційних та інших властивостей області фільтрації, інтенсивності інфільтраційного і вертикального глибинного водообміну, а також у межах розрахункових блоків з допустимою похибкою апроксимувати природні прогнозні поверхні рівня підземних вод та воднобалансові поля, врахувати з максимальною повнотою існуючу і запроєктовану мережу спостережних свердловин та балансів ділянки. В умовах шаруватих систем максимальний розмір розрахункових блоків у просторових напрямках визначають за формулою

$$\Delta X_{\max} = 0,75 \sqrt{\frac{m_p T_M}{K_p}}, \quad (2.34)$$

де  $m_p$ ,  $K_p$  – потужність і коефіцієнт фільтрації першого від поверхні землі розділяючого шару;

$T_M$  – найменше значення водопровідності водоносних горизонтів.

Аналізу піддаються всі параметри, які беруть участь в побудові моделі:

- гіпсометричні поверхні;
- потужності, фільтраційні і водовміщуючі властивості водоносних шарів і розділяючих їх слабопроникних шарів;
- поверхні рівня підземних вод та їх динаміка;
- інфільтраційне живлення та випаровування ґрунтових вод;
- джерела живлення і розвантаження підземних вод та їх динаміка.

У результаті гідрогеологічних досліджень визначають параметри тільки в окремих точках, а тому виконують їх апроксимацію по площі в межах однорідних геологолітологічних районів.

Спочатку за характером мінливості параметра вибирають найкращий спосіб його апроксимації, або для апроксимації мінливості застосовують два різних способи, зіставляючи їх за ефективністю. Для подальшого опрацювання приймається той, який дає найменшу похибку.

Для ідентифікації моделі вибирають період, протягом якого інфільтраційне живлення близьке до постійного або відсутнє. Цей період поділяють на дві або декілька частин. У першу частину проводять оцінку і ув'язку параметрів, а за рештою – діагностичну перевірку шляхом розв'язку прямих задач. Модель вважається ідентифікованою задовільно, якщо модельовані рівні для кожного інтервалу часу близькі в загальноприйнятому розумінні до тих, що в природі.

Якщо інфільтраційне живлення змінне в часі, то в подальших періодах розв'язуються обернені задачі для оцінки інфільтраційного живлення, яке потім порівнюється з оцінками, виконаними іншими методами (аналізом метеоумов, режиму зрошення, воднобалансовими розрахунками, натурними дослідженнями, моделюванням вологопереносу в зоні аерації).

На ідентифікованій моделі виконують прогностичні розрахунки впливу запроектованих заходів на зміну гідродинамічних умов і оцінюють точність прогностичних розрахунків. Прогностичні розрахунки виконуються за допомогою відповідних обчислювальних програм. Краще використовувати програми з неявною схемою розв'язку диференціальних рівнянь, яка не обмежує за відношення кроку дискретизації в часі і по координатних осях.

Якщо точність прогнозу не задовольняє, то виконують додаткові польові дослідження для уточнення параметрів і їх розподілу з метою зменшення похибки їх апроксимації. Особливо це стосується параметрів, які найбільш сильно впливають на результати розрахунків. Після отримання додаткової інформації модель корегується і прогностичні розрахунки повторюються.

У процесі проектування від ТЕО до робочої документації існує необхідність в більш точних прогностичних розрахунках, що обумовлює адаптацію моделі, яка продовжується також у період експлуатації меліоративних систем. Оправдано будувати меліоративні об'єкти за чергами. На підставі режимних спостережень за рівнями підземних вод у процесі експлуатації вирішують обернені задачі з визначення фактичних фільтраційних втрат і блокових провідностей меліоративних об'єктів, які аналізуються і враховуються в процесі проектування подальших черг управління експлуатацією, а також обґрунтування реконструкції.

## 2.4.1. Диференціальні рівняння динаміки рівня ґрунтових вод

У зонах гідрогеологічного впливу великих гідротехнічних споруд і зрошувальних систем рух ґрунтових вод є несталим у просторі, так як висота їх рівня змінюється в плані, тобто по площі території, і в часі. Математично цей процес в неоднорідному пласті за наявності водоупорних підвалин будь-якої форми і вологопереносу через поверхню землі виражається диференціальним рівнянням [47]

$$\mu(x, y, t) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ T(x, y, t) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ T(x, y, t) \frac{\partial h}{\partial y} \right] + w(x, y, t) \quad (2.35)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт гідроємкості ґрунту зони аерації;

$x, y$  – прямокутні координати планової області, м;

$t$  – час процесу, діб;

$h$  – висота рівня (напір) ґрунтових вод, м;

$T$  – водопровідність пласта, м<sup>2</sup>/добу;

$w$  – інтенсивність живлення ґрунтових вод через зону аерації, м/добу.

Перемінні коефіцієнти рівняння (2.35) характеризують фільтраційну неоднорідність пласта в плані та її зміни в часі, а також коливання величини  $w$  по площі і за часом.

Рівняння (2.35) є нелінійним і тому досить складне для аналітичного розв'язку. Для зручності отримання розрахункових залежностей воно приводиться до лінійного диференціального рівняння шляхом осереднення змінних коефіцієнтів  $T$  та  $\mu$  по площі пласта та за часом. При цьому важлива роль належить розрахунковій схемі *умовно однорідного пласта на водоупорі*, згідно з якою реальна неоднорідна товща ґрунтів замінюється еквівалентним для розрахунку однорідним пластом (однакових розмірів і форм) з осередненими значеннями фільтраційних параметрів:  $T = const$ ,  $\mu = const$ . Така заміна можлива за умов:

- мінливість фільтраційних характеристик водоносної товщі в плані хаотична, тобто не є чітко вираженою залежністю від координат  $x$  та  $y$ ;
- відношення максимальних значень цих характеристик, ( $T$  і  $a$ ) не перевищують 5–10 разів на фоні низьких показників фільтраційних властивостей товщі ґрунтів ( $T < 10$ ,  $a < 150$  м<sup>2</sup>/добу) допустиме збільшення даних відношень до 10–20.

В результаті підстановки осереднених значень параметрів [47] лінеаризація рівняння (2.35) дозволяє застосувати до нього *принцип суперпозиції*, згідно з яким замість повної величини рівня (напору) ґрунтових вод  $h$  можна оперувати величиною зміни (підвищення) цього рівня  $\Delta h$ , що викликається факторами підтоплення території. Прогнозне підвищення  $\Delta h$  відраховують від відомого вихідного положення рівня в природних, тобто не порушених гідрогеологічних умовах.

Лінійне диференціальне рівняння відносно величини  $\Delta h$  в плані для розрахункової схеми умовно однорідного пласта на водоупорі має вигляд

$$\frac{\partial \Delta h}{\partial t} = a \left[ \frac{\partial^2 \Delta h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Delta h}{\partial y^2} \right] + \frac{w(x, y, t)}{\mu}. \quad (2.36)$$

За одновірного руху рівняння (2.36) запишемо в такий вигляд

$$\frac{\partial \Delta h}{\partial t} = a \frac{\partial^2 \Delta h}{\partial x^2} + \frac{w(x, y, t)}{\mu}. \quad (2.37)$$

Диференціальні рівняння (2.36) і (2.37) мають багато точних аналітичних рішень і тому є зручною математичною основою для отримання розрахункових формул  $\Delta h$ , необхідних у прогнозуванні підтоплення території.

Якщо критерії застосування схеми умовно однорідного пласта на водоупорі не відповідають умовам, використовують схему *планової неоднорідності водоносної товщі на водоупорі*. Ця схема відповідає реальним неоднорідним товщам з різкою зміною фільтраційних характеристик ґрунтів на деяких вертикальних контактних поверхнях (границях розділів), які розділяють область фільтрації в плані на різні зони. Кожна з них приводиться до умовно однорідної зони з осередненими значеннями параметрів  $T$ ,  $\mu$  та  $a$  (зміни яких усередині виділених зон передбачаються хаотично і нерізко).

Рух ґрунтових вод у таких областях має складний характер. Методи розрахунку  $\Delta h$  розроблені головним чином для одновірного руху, що відбувається по нормалі до границі розділу різнірідних зон. Тому границі, що мають в природі криволінійні межі, і повинні схематизуватися для потреб розрахунку прямими.

Фільтрація по нормалях до границь розділу описується системою рівнянь виду (2.37) за кількістю однорідних зон. При цьому для будь-якої  $i$ -ї зони застосовують:  $\Delta h = \Delta h_i$ ;  $T = T_i$ ;  $\mu = \mu_i$ ;  $a = a_i$ ;  $w = w_i$ .

На границях розділу між цими зонами  $x = x_i$  мають місце граничні умови четвертого роду [47]:

$$\begin{aligned} \Delta h \Big|_{x=x_i} &= \Delta h_{i+1} \Big|_{x=x_i}; \\ T_i \frac{\partial \Delta h_i}{\partial x} \Big|_{x=x_i} &= T_{i+1} \frac{\partial \Delta h_{i+1}}{\partial x} \Big|_{x=x_i}. \end{aligned} \quad (2.38)$$

У районах меліоративного будівництва на півдні України широко розповсюджені шаруваті товщі, що характеризуються чергуванням у розрізі добрепроникних водоносних пластів і слабкопроникних глинистих (роздільних) шарів. Процеси перетікання в цих товщах через роздільні шари сприяють розповсюдженню впливу зрошення і підпору водосховищ і каналів на більш глибокі горизонти, однак послаблюють підйом ґрунтових вод у верхньому пласті, обмежуючи розвиток процесів підтоплення відповідних територій.

## 2.4.2. Формування граничних умов конкретних задач

Для отримання конкретного розв'язку наведених вище рівнянь необхідне математичне формулювання крайових (початкових і граничних) умов. Початкові умови визначають величину  $\Delta h$  у всіх точках планової області на момент часу, прийнятий початковим:  $\Delta h(x, y, 0) = f(x, y)$  – відома функція. Оскільки  $\Delta h$  відраховується від відомого вихідного положення рівня ґрунтових вод, величина  $f = 0$ .

Граничні умови задають значення  $\Delta h$  на зовнішніх границях області фільтрації на весь розглянутий період. Типовими є граничні умови першого, другого, третього і четвертого родів.

**Граничні умови першого роду** характеризують задання розподілу значення  $\Delta h$  на лінії контакту (в плані) ґрунту області фільтрації з масою води в природних і штучних водоймах і водотоках. Це можуть бути річки, канали, глибокі балки, штучні дрени (відкриті і закриті). Якщо на границі області розподіл рівня води зберігається незмінним, гранична умова становитиме  $\Delta h_2 = 0$ . У випадку миттєвого підйому рівня ґрунтових вод у граничній водоймі на постійну величину  $\Delta h_0$  ця умова має вигляд

$$\Delta h_2 = \Delta h_0 = \text{const} . \quad (2.39)$$

За очікуваних (проектних) коливань рівня води на вихідних його положеннях у граничній водоймі за часом і заданим графіком  $f(x)$  граничні умови першого роду формулюються так:

$$\Delta h_2 = f(x) . \quad (2.40)$$

**Граничні умови другого роду** виражають задання розподілу значень питомої витрати ґрунтових вод у точках границі  $\Gamma$  області руху. Це можуть бути водонепроникні границі у вигляді скелі, корінного берега, складеного з глинистих ґрунтів, якщо розглянута ділянка є заплавою з добреводопроникних ґрунтів. У розповсюдженому випадку непроникності границі  $\Gamma$ , а також за збереження початкового розподілу питомих витрат на граничному контурі протягом періоду прогнозу градієнт величини  $\Delta h$  по нормалі до  $\Gamma$  становитиме

$$\left. \frac{\partial \Delta h}{\partial n} \right|_{\Gamma} = 0 . \quad (2.41)$$

**Граничні умови третього роду** характеризуються лінійною залежністю по нормалі до границі  $\Gamma$ :

$$\frac{\Delta h_2}{\Phi_n T} = \left. \frac{\partial \Delta h}{\partial n} \right|_{\Gamma} , \quad (2.42)$$

де  $\Delta h_2$  – змінне підвищення рівня ґрунтових вод на границі, м;

$\Phi_n$  – контактний фільтраційний опір на границі, що ускладнює гідравлічний зв'язок фільтраційного потоку з граничною водою або водотоком, доба/м.

Величина  $\Phi_n$  визначається неповнотою розкриття пласта (гідродинамічною «недосконалістю» границі), наявністю замулених підруслових відкладень та іншими факторами. Умова (2.42) характерна для невеликих річок, тальвегів, неглибоких ярів, дрібних каналів, штучних горизонтальних дрен і колекторів.

## 2.5. Аналітичні методи

Розрахунок режиму рівнів (динаміки) ґрунтових вод при зрошенні за допомогою аналогових чи чисельних методів не завжди можливий, що пояснюється насамперед складністю ведення розрахунків і нечіткою явністю кінцевих і граничних умов. Тому розроблено багато аналітичних методів, які характеризують різні умови розрахунку.

За фільтраційної схематизації будови водоносних пластів застосовують три розрахункові схеми:

- умовно однорідний пласт на водоупорі;
- умовно однорідний пласт за наявності «граничного перетікання» через слабководопроникний підстилаючий шар;
- планова неоднорідність водоносної товщі на водоупорі.

Розрахункові схеми геометричної форми пласта в плані приймаються:

- необмежений в плані пласт;
- напівобмежений пласт;
- пласт-кут;
- пласт-квадрант;
- пласт-смуга;
- пласт-прямокутник.

Основні типи граничних умов (першого, другого і третього родів) охарактеризовані в п. 2.4.2). Аналітичні методи розрахунку динаміки ґрунтових вод під дією зрошення розроблені на підставі використання ймовірнісних функцій типу  $erf$  та її похідних В.К. Рудаковим [47].

### 2.5.1. Розрахунки підвищення рівня ґрунтових вод при зрошенні в умовно однорідному пласті на водоупорі

**Необмежений в плані пласт.** Цю модель застосовують в тих випадках, коли зовнішні границі області фільтрації настільки віддалені від зрошуваного масиву, що плив зрошення практично не досягає їх за розрахунковий період

часу. Типові геометричні форми зони іригаційної інфільтрації в такій області представлені на рис. 2.1.

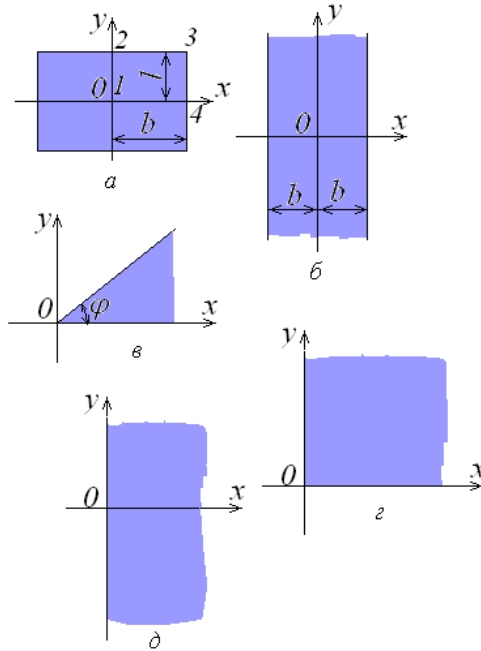


Рис. 2.1. Типові форми зони іригаційної інфільтрації в необмеженому пласті.

Основна розрахункова схема – **прямокутна ділянка** інфільтрації з будь-яким співвідношенням довжин його сторін  $2b$  і  $2l$  (рис. 2.1, а).

Прогнозне підвищення рівня ґрунтових вод  $\Delta h$  при  $w = const$  розраховують за рівнянням

$$\Delta h(x, y, t) = 0,25 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ I(\eta_x, m_1) - I(\eta_x, m_2) - I(\xi_x, m_3) + I(\xi_x, m_4) \right], \quad (2.43)$$

де  $x, y$  – координати розрахункової точки планової області, м;

$w$  – розрахункова інтенсивність іригаційної інфільтрації, м/добу;

$t$  – тривалість прогнозного періоду, діб;

$\mu$  – коефіцієнт гідроємкості ґрунту в зоні аерації;

$$I(\eta, m) = 2\lambda^2 \int_{\lambda}^{\infty} \operatorname{erf}(\eta \cdot \operatorname{trf}(\eta \cdot \xi)) \cdot \xi^{-3} d\xi; \quad (2.44)$$

$$\lambda = \eta_x, \xi_x; \quad m = m_1, m_2, m_3, m_4;$$

$$\eta_x = \frac{x+b}{2\sqrt{a \cdot t}}, \quad \xi_x = \frac{x-b}{2\sqrt{a \cdot t}}, \quad m_{1,2} = \frac{y \pm l}{x+b}, \quad m_{3,4} = \frac{y \pm l}{x-b};$$

$b, l$  – геометричні параметри ділянки інфільтрації, м;

$a$  – коефіцієнт рівнопровідності пласта, м<sup>2</sup>/добу.

Функція  $I(\lambda, m)$  введена і табульована [47]. Значення  $I(\lambda, m)$  для практичного використання застосовують у табличній формі (табл. 2.2).

**Таблиця 2.2 – Значення функцій  $I(\lambda, m)$**

$m$	$\lambda$							
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
0,05	0,0037	0,0117	0,0217	0,0329	0,0448	0,0569	0,0690	0,0809
0,10	0,0075	0,0230	0,0425	0,0643	0,0871	0,1104	0,1333	0,1559
0,15	0,0111	0,0339	0,0624	0,0942	0,1272	0,1604	0,1931	0,2249
0,20	0,0146	0,0447	0,0817	0,1226	0,1650	0,2074	0,2488	0,2886
0,25	0,0152	0,0545	0,1000	0,1497	0,2008	0,2513	0,3004	0,3471
0,30	0,0214	0,0646	0,1177	0,1755	0,2344	0,2924	0,3482	0,4008
0,40	0,0278	0,0834	0,1508	0,2233	0,2961	0,3667	0,4334	0,4948
0,50	0,0339	0,1010	0,1813	0,2665	0,3510	0,4313	0,5058	0,5733
0,60	0,0398	0,1174	0,2094	0,3055	0,3994	0,4872	0,5672	0,6377
0,80	0,0508	0,1474	0,2588	0,3723	0,4799	0,5767	0,6616	0,7335
1,00	0,0608	0,1734	0,3009	0,4266	0,5420	0,64,26	0,7272	0,7959

$m$	$\lambda$							
	0,90	1,00	1,20	1,40	1,80	2,00	3,00	
0,05	0,0927	0,1042	0,1263	0,1474	0,1872	0,2063	0,2951	
0,10	0,1777	0,1990	0,2391	0,2767	0,3453	0,3772	0,5172	
0,15	0,2555	0,2867	0,3396	0,3889	0,4758	0,5169	0,6894	
0,20	0,3266	0,3625	0,4285	0,4873	0,5870	0,6297	0,7910	
0,25	0,3913	0,4325	0,5070	0,5716	0,6767	0,7198	0,8688	
0,30	0,4499	0,4955	0,5759	0,6438	0,7494	0,7899	0,9197	
0,40	0,5513	0,6016	0,6864	0,7571	0,8538	0,8872	0,9729	
0,50	0,6335	0,6865	0,7729	0,8370	0,9180	0,9425	0,9920	
0,60	0,6996	0,7522	0,8349	0,8918	0,9556	0,9722	0,9980	
0,80	0,7935	0,8418	0,9109	0,9520	0,9876	0,9922	0,9999	
1,00	0,8504	0,8923	0,9472	0,9760	0,9959	0,9985	1,0000	

$m$	$\lambda$							
	0,01	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,12	0,13
1	0,0012	0,0082	0,0196	0,0342	0,0514	0,0706	0,0808	0,0915
2	0,0022	0,0146	0,0339	0,0581	0,0858	0,1161	0,1319	0,1481
3	0,0030	0,0198	0,0452	0,0762	0,1108	0,1476	0,1665	0,1855
4	0,0038	0,0243	0,0545	0,0904	0,1295	0,1701	0,1905	0,2109
5	0,0045	0,0282	0,0623	0,1018	0,1437	0,1863	0,2074	0,2282
6	0,0052	0,0317	0,0689	0,1110	0,1546	0,1979	0,2191	0,2399
7	0,0058	0,0348	0,0746	0,1184	0,1629	0,2063	0,2273	0,2477
8	0,0064	0,0376	0,0794	0,1244	0,1693	0,2123	0,2329	0,2528
9	0,0070	0,0402	0,0835	0,1293	0,1741	0,2165	0,2366	0,2561
10	0,0075	0,0425	0,0871	0,1333	0,1777	0,2194	0,2391	0,2582
12	0,0085	0,0465	0,0928	0,1390	0,1824	0,2227	0,2418	0,2602
15	0,0098	0,0513	0,0988	0,1441	0,1872	0,2250	0,2433	0,2612
20	0,0117	0,0569	0,1042	0,1474	0,1875	0,2250	0,2433	0,2612
30	0,0146	0,0627	0,1047	0,1484	0,1875	0,2250	0,2433	0,2612

$m$	$\lambda$							
	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
1	0,1137	0,1734	0,2365	0,2871	0,3646	0,4266	0,4860	0,5479
2	0,1813	0,2665	0,3510	0,4157	0,5058	0,5733	0,6335	0,6864
3	0,2239	0,3184	0,4066	0,4709	0,5560	0,6170	0,6698	0,7155
4	0,2513	0,3471	0,4325	0,4930	0,5716	0,6277	0,6767	0,7197
5	0,2689	0,3625	0,4439	0,5009	0,5756	0,6297	0,6776	0,7200
6	0,2799	0,3704	0,4484	0,5035	0,5766	0,6301	0,677	0,7201
7	0,2867	0,3743	0,4501	0,5042	0,6767	0,6301	0,677	0,7201
8	0,2908	0,3761	0,4506	0,5044	0,5767	0,6301		
9	0,2932	0,3769	0,4508	0,5044	0,6767			
10	0,2946	0,3772	0,4509	0,5045				
15	0,2960	0,3773						

$m$	$\lambda$							
	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,90	1,00
1	0,5943	0,6426	0,6869	0,7270	0,7633	0,7959	0,8501	0,9823
2	0,7328	0,7729	0,8074	0,8368	0,8621	0,8839	0,9178	0,9425
3	0,7552	0,7897	0,8196	0,8455	0,8681	0,8879	0,9195	0,9432
4	0,7576	0,7909	0,8202	0,8458	0,8682	0,8880	0,9196	0,9432
5	0,7577	0,7910	0,8203	0,8458				
6	0,7577	0,7910						

$m$	$\lambda$								
	1,1	1,3	1,5	1,6	1,7	1,9	2,1	2,4	2,8
1	0,9239	0,9640	0,9841	0,9897	0,9935	0,9975	0,9991	0,9998	1,0000
2	0,9602	0,9816	0,9920	0,9948	0,9967	0,9987	0,9996	0,9999	1,0000
3	0,9604	0,9816	0,9920	0,9948	0,9967	0,9987	0,9996	0,9999	1,0000
4	0,9604								

- Примітки:** 1. При  $\lambda > 0,11$  і  $m$  більше наведених у таблиці необхідно брати нижнє значення функції.  
 2. Користуючись таблицею при розрахунках, потрібно враховувати властивості цієї функції:  $I(-\lambda, m) = I(\lambda, m)$ ,  $I(\lambda, -m) = -I(\lambda, m)$ ,  $I(-\lambda, -m) = -I(\lambda, m)$ ,  $I(0, m) = I(\lambda, 0) = 0$ ; при  $\lambda > 3$  і  $m > 1$   $I(\lambda, m) = 1$ .

У характерних точках 1–4 зрошуваної ділянки (рис. 2.1,а) зручніше знаходити за спрощеною формулою

$$\Delta h_i \approx r \cdot w \cdot t \cdot \mu^{-1} \cdot I(\lambda, sm) \quad (2.45)$$

де  $r, n, s$  – числові коефіцієнти, що залежать від номера точки  $i$ :

$$r = 1, n = 1, s = 1 \text{ при } i=1; \quad r = 0,5, n = 1, s = 2 \text{ при } i=2; \quad r = 0,25, n = 2, s = 1$$

$$\text{при } i=3; \quad r = 0,5, n = 2, s = 0,5 \text{ при } i=4; \quad \lambda = \frac{b}{2} \sqrt{a \cdot t}; \quad m = \frac{l}{b}.$$

Максимум підвищення рівня відбувається в центрі цієї ділянки (точка 1). Процес підйому рівня при  $w = const$  не припиняється з часом і може наблизитися до поверхні землі, призводячи до підтоплення території

## Вправа 2.2. Розрахунок розтікання бугрів під зрошуваною ділянкою прямокутної форми в необмеженому в плані пласті

- Дано: - розміри зрошуваної ділянки в плані: довжина – 1600 м; ширина – 1000 м;  
 - середній багаторічний приплив до ґрунтових вод за рахунок зрошення – 298 м<sup>3</sup>/га;  
 - початкова глибина залягання рівня ґрунтових вод – 7 м;  
 - потужність водоносної товщі ґрунтових вод – 12 м;  
 - коефіцієнт гідроємкості ґрунту в зоні аерації – 0,03;  
 - коефіцієнт фільтрації водоносної товщі – 0,3 м/добу.

Необхідно розрахувати положення рівня ґрунтових вод у плані і профілі через 1, 3, 10 і 20 років зрошення.

### Розв'язок.

Основна розрахункова схема – *прямокутна ділянка* інфільтрації з будь-яким співвідношенням довжин його сторін  $2b$  і  $2l$  (рис. 2.1,а).

Прогнозне підвищення рівня ґрунтових вод  $\Delta h$  при  $w = \text{const}$  розраховують за рівнянням (2.43)

У даному випадку інтенсивність інфільтраційного живлення становитиме

$$w = \frac{298}{10000 \cdot 365} = 8,16 \cdot 10^{-5} \text{ м/добу.}$$

$$\text{Геометричні параметри ділянки інфільтрації } b = \frac{1000}{2} = 500 \text{ м; } l = \frac{1600}{2} = 800 \text{ м.}$$

Водопровідність водоносного горизонту обчислюють за формулою (1.7). Для розглянутого прикладу водопровідність водоносного горизонту дорівнюватиме  $T = 0,3 \cdot 12 = 3,6 \text{ м}^2/\text{добу}$ .

Рівнопрвідність водоносної товщі також враховує коефіцієнт гідроємкості ґрунту і визначається за формулою (1.9). Для розглянутого прикладу

$$a = \frac{3,6}{0,03} = 120 \text{ м}^2/\text{добу.}$$

Для центра зрошуваної ділянки ( $x = 0, y = 0$ ), підйом рівня ґрунтових вод через 1 рік ( $t = 365$  діб).

$$\eta_x = \frac{500}{2 \cdot \sqrt{120 \cdot 365}} = 1,20; \quad \xi_x = \frac{-500}{2 \cdot \sqrt{120 \cdot 365}} = -1,20;$$

$$m_1 = \frac{800}{500} = 1,6; \quad m_2 = \frac{-800}{500} = -1,6; \quad m_3 = \frac{800}{-500} = -1,6; \quad m_4 = \frac{-800}{-500} = 1,6.$$

Після інтерполявання (табл. 2.2) отримуємо значення функції  $I(\xi, m)$  для розрахованих значень:  $I(\xi_x, m_1) = 0,96014$ ;  $I(\xi_x, m_2) = -0,96014$ ;

$$I(\xi_x, m_3) = -0,96014; \quad I(\xi_x, m_4) = 0,96014.$$

Тоді

$$\Delta h(0, 0, 365) = 0,25 \frac{0,0000816 \cdot 365}{0,03} \cdot (0,96014 + 0,096014 + 0,96014 + 0,96014) = 0,953 \text{ м.}$$

Аналогічно здійснюють розрахунки і для інших точок зрошуваної ділянки та прилеглої території (табл. 2.3). Розрахунок, як правило, ведуть тільки для однієї чверті, вважаючи, що всі інші чверті будуть працювати тотожно.

Таблиця 2.3 – Результати розрахунку бугра під зрошуваною ділянкою

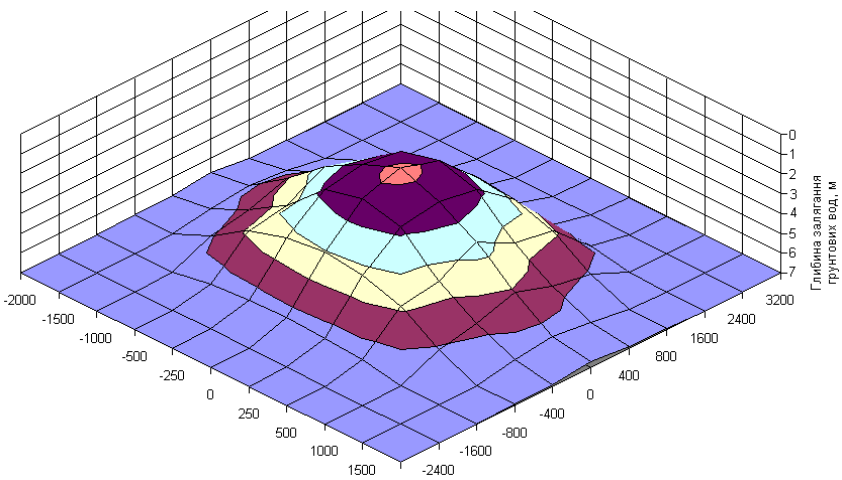
Y, м	X, м					
	0	b/2 = 250	b = 500	2b = 1000	3b = 1500	4b = 2000
<b>Через 1 рік</b>						
0	0,953	0,885	0,493	0,018	0	0
l/2 = 400	0,931	0,863	0,476	0,009	0	0
l = 800	0	0,444	0,248	0,005	0	0
2l = 1600	0	0	0	0	0	0
3l = 2400	0	0	0	0	0	0
4l = 3200	0	0	0	0	0	0
<b>Через 3 роки</b>						
0	2,48	2,11	1,42	0,33	0,03	0
l/2 = 400	2,24	1,00	1,30	0,16	0,03	0
l = 800	1,25	1,09	0,739	0,12	0,01	0
2l = 1600	0,01	0,10	0,30	0,04	0	0
3l = 2400	0	0	0	0	0	0
4l = 3200	0	0	0	0	0	0
<b>Через 10 років</b>						
0	5,30	4,54	3,48	1,90	0,60	0,31
l/2 = 400	4,73	4,23	2,47	1,27	0,39	0,11
l = 800	2,95	2,74	2,15	0,91	0,06	0,08
2l = 1600	0,32	0,52	0,41	0,05	0,01	0
3l = 2400	0,02	0,06	0,01	0	0	0
4l = 3200	0	0	0	0	0	0
<b>Через 20 років</b>						
0	6,75	6,08	5,73	2,38	1,21	0,70
l/2 = 400	6,38	5,67	4,32	1,97	1,47	0,56
l = 800	4,36	4,04	2,98	1,77	0,90	0,48
2l = 1600	1,69	1,30	0,77	0,68	0,43	0,31
3l = 2400	0,37	0,62	0,60	0,25	0,09	0
4l = 3200	0,03	0,09	0,06	0,02	0,04	0

У характерних точках 1–4 зрошуваної ділянки (рис. 2.1) зручніше знаходити положення депресійної кривої рівня ґрунтових вод за спрощеною формулою (2.45). У нашому прикладі числові коефіцієнти приймуть значення: у точці 1  $r = 1, n = 1, s = 1$ ; у точці 2  $r = 0,5, n = 1, s = 2$ ; у точці 3  $r = 0,25, n = 2, s = 1$ ;

у точці 4  $r = 0,5, n = 2, s = 0,5$ ;  $\lambda = \frac{b}{2} \sqrt{a \cdot t}$ ;  $m = \frac{l}{b}$ .

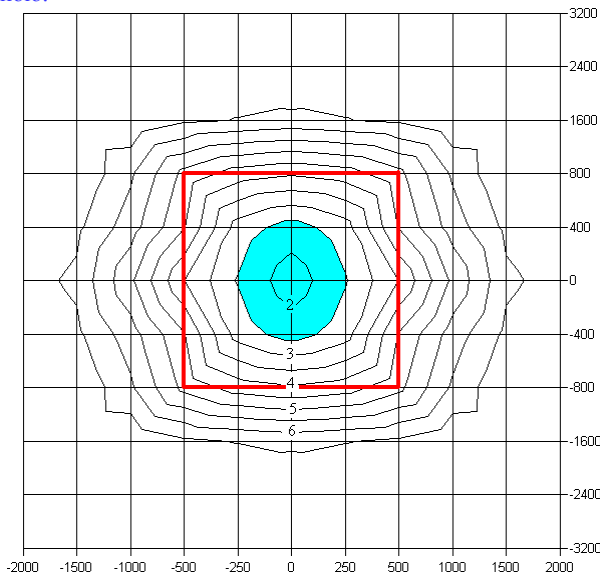
Максимум підвищення рівня ґрунтових вод відбувається в центрі цієї ділянки (точка 1). Процес підйому рівня при  $w = const$  не припиняється з часом і може наближатися до поверхні землі, призводячи до підтоплення території.

За результатами розрахунку можна побудувати тривимірний графік підйому рівня ґрунтових вод. Як приклад на рис. 2.2 наведено графік розміщення ґрунтових вод через 10 років роботи зрошувальної системи.



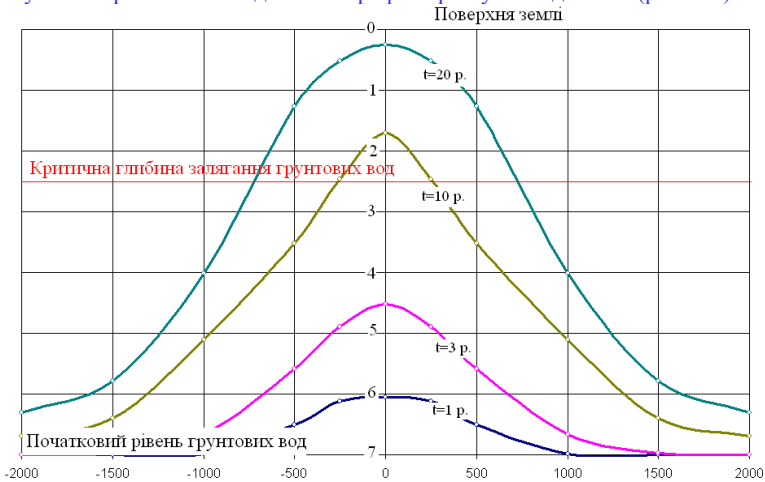
*Рис. 2.2. Розрахункове розміщення ґрунтових вод через 10 років роботи зрошувальної системи*

Результати цього розрахунку можна представити у вигляді плану зрошуваної ділянки з ізолініями, що характеризують глибину залягання рівня ґрунтових вод (рис. 2.3). Область з глибиною ґрунтових вод менше 2,5 м (критичної глибини) буде вважатися підтопленою.

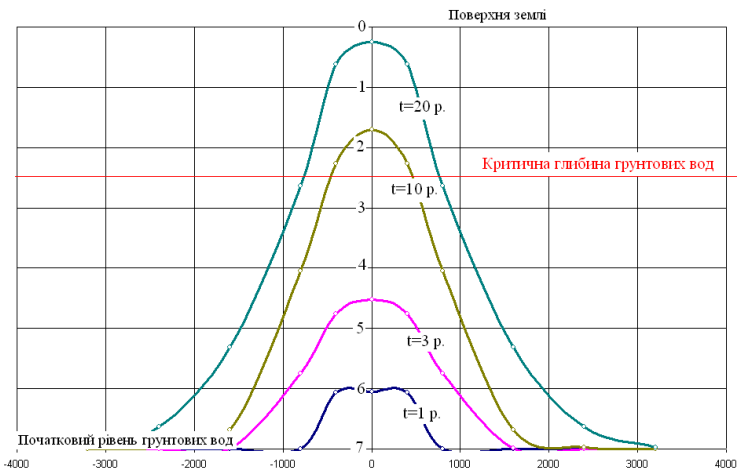


*Рис. 2.3. Ізолінії розповсюдження положення ґрунтових вод під зрошуваною ділянкою через 10 років зрошення*

Для кращого аналізу зміни рівня ґрунтових вод протягом тривалого часу краще розглянути поперечний та поздовжній профілі зрошуваної ділянки (рис. 2.4).



*a*



*б*

**Рис. 2.4.** Прогнозні криві підйому ґрунтових вод під впливом інфільтрації:  
*a* – переріз  $x=0$ ; *б* переріз  $y=0$

Для визначення терміну підняття рівня ґрунтових вод до критичного значення в центрі зрошуваної ділянки потрібно побудувати графік залежності  $h = f(h)$  (рис. 2.5). У даному випадку ґрунтові води можуть піднятися до критичного рівня за 7,5 року. Порівнюючи попередні розрахунки, можна відзначити, що при врахуванні розтікання бугрів, які створюються від інфільтраційного живлення, розрахунковий термін підняття ґрунтових вод до критичного рівня збільшився з 4,5 до 7,5 року.

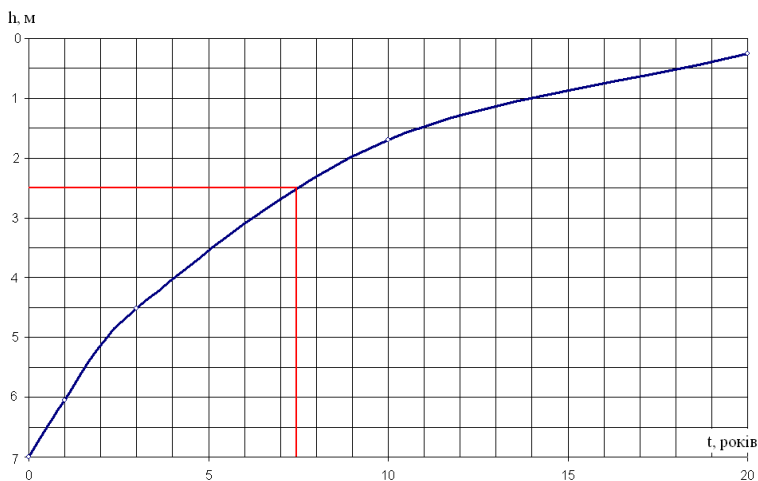


Рис. 2.5. Залежність  $h = f(t)$

Для розрахунку  $\Delta h$  в середній частині витягнутої в плані прямокутної ділянки інфільтрації зручно користуватись схемою **смугової інфільтрації** (рис. 2.1, б). В цьому випадку можна вважати, що рівень ґрунтових вод буде змінюватись тільки в одному напрямку –  $x$ . Розрахункова формула має вигляд

$$\Delta h(x, t) = 2 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{\sqrt{4 \mu t}} \right) - i^2 \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{\sqrt{4 \mu t}} \right) \right] \quad (2.46)$$

де  $i^2 \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{\sqrt{4 \mu t}} \right)$  – відома спеціальна табульована функція [47];

інші позначення залишаються такими самими.

### Вправа 2.3. Розрахунок розтікання бугрів під зрошуваною ділянкою смугової форми в необмеженому в плані пласті

Дано: - розміри зрошуваної ділянки в плані: довжина – 5 км.

ширина – 1 км.

- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,0000816 м/добу;
- початкова глибина залягання рівня ґрунтових вод – 7 м;
- потужність водоносної товщі ґрунтових вод – 12 м;
- коефіцієнт гідроємкості ґрунту в зоні аерації – 0,03;
- коефіцієнт фільтрації водоносної товщі – 0,3 м/добу.

Необхідно розрахувати розміщення рівня ґрунтових вод у плані і профілі через 1, 3, 10 і 20 років зрошення.

#### Розв'язок

Здебільшого в розрахунку динаміки ґрунтових вод під впливом зрошення реальні зрошувані масиви можна привести до розрахункової схеми смуги нескінченної довжини (рис.1.2 б). Це можливо, якщо дотримуватися умови

$$\frac{L^2}{a \cdot t} \geq 16, \quad (2.47)$$

де  $L$  – довжина зрошуваного масиву, м.

Для розглянутого прикладу розрахункова потужність водоносного горизонту становитиме 12 м. Тоді водопровідність  $T = 12 \cdot 0,3 = 3,6$  м<sup>2</sup>/добу, коефіцієнт рівнопровідності  $a = \frac{3,6}{0,03} = 120$  м<sup>2</sup>/добу. Для максимальної тривалості прогнозу  $t = 20$  років,

або 7300 днів,  $\frac{L^2}{a \cdot t} = \frac{5000 \cdot 5000}{120 \cdot 7300} = 28,5 \geq 16$ , тобто умова виконується, отже можна застосовувати дану модель.

Застосування цієї розрахункової схеми спрощує розрахунки, оскільки зміна рівня ґрунтових вод спостерігається тільки в напрямку  $x$  (плоска модель). У напрямку  $y$  координати рівнів ґрунтових вод майже не змінюється.

Обчислення підвищення ґрунтових вод за рахунок інфільтраційного живлення від зрошення можна здійснювати за формулою

$$\Delta h = \frac{w \cdot t}{2 \cdot \mu} F_w, \quad (2.48)$$

де  $w$  – середня інтенсивність живлення, м/добу;

$t$  – час, доба;

$F_w$  – функція, що залежить від прийнятої схеми інфільтраційного живлення і граничних умов.

Для наведеної схеми  $F_w = f(\epsilon_2) - f(\epsilon_1)$ ,

де  $f(\epsilon_1)$  і  $f(\epsilon_2)$  – функції від аргументу  $z_1 = \frac{x+b}{2\sqrt{a \cdot t}}$  і  $z_2 = \frac{x-b}{2\sqrt{a \cdot t}}$ , які знаходять

за табл. 2.4.

Таблиця 2.4 – Функція аргументу  $f(z)$

$z$	$f(z)$	$z$	$f(z)$	$z$	$f(z)$	$z$	$f(z)$
0	1,00	0,60	0,396	1,30	0,0660	2,0	0,00468
0,01	0,989	0,65	0,358	1,35	0,0562	2,1	0,00298
0,03	0,966	0,70	0,322	1,40	0,0477	2,2	0,00186
0,05	0,944	0,75	0,289	1,45	0,0403	2,3	0,00114
0,10	0,888	0,80	0,258	1,50	0,0339	2,4	0,00069
0,15	0,832	0,85	0,229	1,55	0,0284	2,5	0,00041
0,20	0,777	0,90	0,203	1,60	0,0236	2,6	0,00024
0,25	0,724	0,95	0,179	1,65	0,0196	2,7	0,00013
0,30	0,671	1,00	0,157	1,70	0,0162	2,8	0,00008
0,35	0,621	1,05	0,138	1,75	0,0133	2,9	0,00004
0,40	0,572	1,10	0,102	1,80	0,0109	3,0	0,00002
0,45	0,525	1,15	0,104	1,85	0,00889	3,1	0,00001
0,50	0,480	1,20	0,0897	1,90	0,00721	3,2	0,00001
0,55	0,437	1,25	0,0771	1,95	0,00582	3,3	0,00000

Для характерних точок масиву зрошення розрахунок функції  $F_w$  дещо спрощується.

$$\text{У центрі масиву при } x=0, z_0 = \frac{b}{2\sqrt{a \cdot t}}; F_w = 2 \left[ -f \left( z_0 \right) \right]$$

$$\text{При } x = \frac{b}{2}, z_1 = \frac{1,5b}{2\sqrt{a \cdot t}} = 1,5z_0, z_2 = \frac{0,5b}{2\sqrt{a \cdot t}} = 0,5z_0,$$

$$F_w = 2 - \left[ f \left( 1,5z_0 \right) + f \left( 0,5z_0 \right) \right]$$

$$\text{На границі масиву } x=b, z_1 = \frac{b}{\sqrt{a \cdot t}} = 2z_0, z_2 = 0, F_w = 1 - f \left( z_0 \right)$$

$$\text{При } x = 2 \cdot b, z_1 = 3z_0, z_2 = z_0 \left( \frac{x}{b} - 1 \right) = z_0, F_w = f \left( z_0 \right) - f \left( z_0 \right)$$

$$\text{При } x = 3 \cdot b, z_1 = 4z_0, z_2 = 2z_0, F_w = f \left( 2z_0 \right) - f \left( z_0 \right)$$

$$\text{При } x = 4 \cdot b, z_1 = 5z_0, z_2 = 3z_0, F_w = f \left( 3z_0 \right) - f \left( z_0 \right)$$

Підставляючи знайдені параметри в розрахункову формулу, знаходять величину підйому рівня ґрунтових вод за різні періоди на різній відстані від центра масиву зрошення. Результати розрахунку для розглянутого прикладу зведено в табл. 2.5 і представлено на рис. 2.6.

**Таблиця 2.5 – Розрахунок підйому рівня ґрунтових вод**

t, років	$\frac{w \cdot t}{2 \cdot \mu}$	Підйом рівня ґрунтових вод, м													
		x=0				x=b/2		x=b		x=2b		x=3b		x=4b	
		$z_0$	$f(z_0)$	$F_w$	$\Delta h$	$F_w$	$\Delta h$	$F_w$	$\Delta h$	$F_w$	$\Delta h$	$F_w$	$\Delta h$	$F_w$	$\Delta h$
1	0,496	2,37	0,00069	1,999	0,99	1,910	0,95	1,00	0,50	0,001	0,00	0	0	0	0
2	0,993	2,68	0,0162	1,968	1,95	1,771	1,76	1,00	0,99	0,016	0,02	0	0	0	0
3	1,49	1,37	0,0477	1,905	2,84	1,673	2,49	1,00	1,49	0,048	0,07	0,000	0,00	0	0
5	2,48	1,06	0,138	1,724	4,28	1,539	3,82	0,997	2,48	0,138	0,34	0,003	0,01	0	0
7	3,47	0,900	0,203	1,594	5,54	1,419	4,93	0,989	3,47	0,203	0,70	0,011	0,04	0,0000	0,00
10	4,96	0,753	0,289	1,422	7,06	1,324	6,57	0,966	4,96	0,288	1,43	0,034	0,17	0,0003	0,01
15	7,45	0,615	0,396	1,208	8,99	1,126	8,38	0,923	7,45	0,387	2,88	0,077	0,57	0,0011	0,07
20	9,93	0,533	0,437	1,126	11,2	1,018	10,1	0,862	9,93	0,413	4,10	0,136	1,35	0,0235	0,23

Для визначення терміну підняття рівня ґрунтових вод до критичного значення в центрі зрошуваної ділянки будують графік залежності  $h = f(x)$  (рис. 2.7).

У даному випадку ґрунтові води можуть піднятися до критичного рівня за 5,5 року. Порівнюючи попередні розрахунки відзначимо, що при врахуванні розтікання бугрів, які створюються від інфільтраційного живлення під час зрошення, термін підняття ґрунтових вод до критичного рівня збільшився з 4,5 до 5,5 року. Це менше, ніж у варіанті прямокутної схеми, бо не враховується розтікання в напрямку осі y.

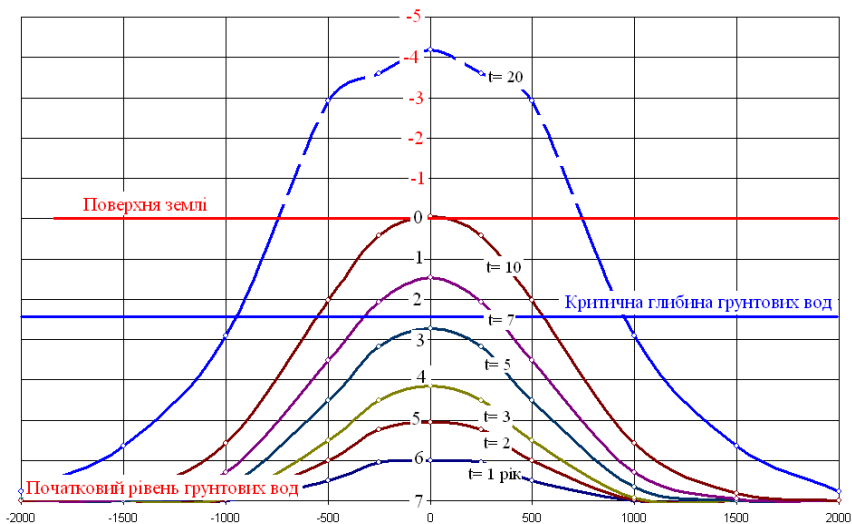


Рис. 2.6. Розміщення рівня ґрунтових вод за різних періодів зрошення

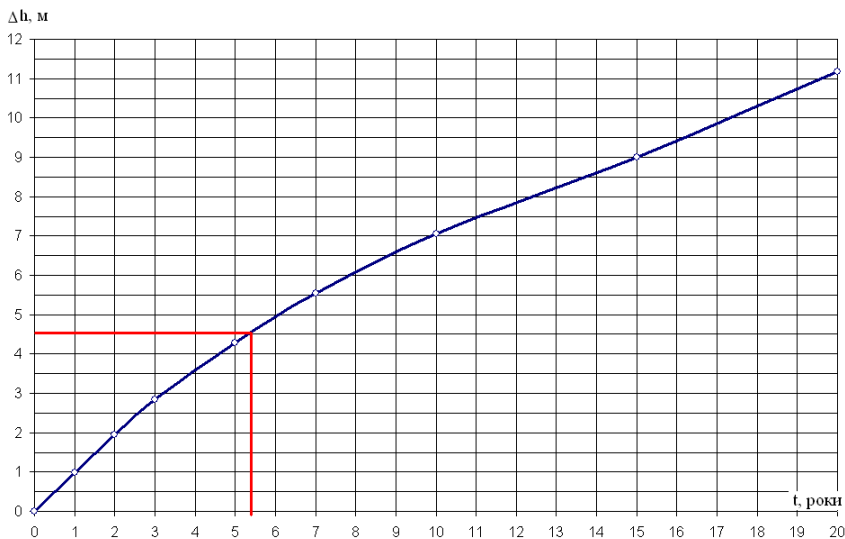


Рис. 2.7. Залежність  $h = f(x)$

У випадку *кутової зони інфільтрації* (рис. 2.1,в) змінюють формулу

$$\Delta h(x, y, t) = 0,25 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ V(\alpha, \beta, \varphi) + I\left(\zeta_x, \frac{y}{x}\right) + 4i^2 \operatorname{erfc}\left(\frac{y}{x}\right) - 1 \right], \quad (2.49)$$

де

$$V(\alpha, \beta, \varphi) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^1 \int_{\alpha}^{\infty} \exp\left(-\frac{\xi^2}{\theta}\right) \cdot \operatorname{erf}\left(\frac{\xi \cdot \operatorname{tg}\varphi + \beta}{\sqrt{\theta}}\right) d\xi d\theta; \quad (2.50)$$

$$\alpha = -\zeta_x; \quad \chi = g \cdot x \cdot \operatorname{tg}\varphi - \zeta_x; \quad \zeta_x = g \cdot x; \quad \zeta_y = g \cdot y; \quad g = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot t};$$

$\varphi$  – кут зони може бути в діапазоні від 0 до  $\frac{\pi}{2}$ .

Функція  $V(\alpha, \beta, \varphi)$  введена і табульована, окремо представлені графіки її при  $\varphi = \frac{\pi}{4}$  [47]. Якщо  $(\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi + \beta) > 3$ ,  $V(\alpha, \beta, \varphi) \approx 4 \cdot i^2 \operatorname{erfc}(\alpha)$ . Величина

$I\left(\zeta_x, \frac{y}{x}\right)$  знаходиться за таблицями значень функції  $I(\lambda, m)$ , вважаючи  $\lambda = \zeta_x$ ,  $m = \frac{y}{x}$ .

Коли кутова зона інфільтрації являє собою **квADRANT** (рис. 2.1,з), тобто  $\varphi = \frac{\pi}{4}$ , формула для розрахунку  $\Delta h$  має вигляд

$$\Delta h(\mathbf{C}, y, t) \approx 2 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ \operatorname{erfc}(\mathbf{C}_y) - i^2 \operatorname{erfc}(\mathbf{C}_x) + 0,25 \left[ 1 + I\left(\zeta_x, \frac{y}{x}\right) \right] \right]. \quad (2.51)$$

Для точок, розташованих поблизу одного краю зрошуваного масиву, застосовують схему **інфільтрації півплощини** (рис. 2.1,д) за формулою

$$\Delta h(\mathbf{C}, t) \approx \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ -2 \cdot i^2 \operatorname{erfc}(\mathbf{C}_x) \right]. \quad (2.52)$$

**Напівобмежений пласт.** Якщо підвищення рівня ґрунтових вод розповсюджуються від зрошуваного масиву до зовнішньої границі області, переходять до схеми напівобмеженого пласта (рис. 2.8).

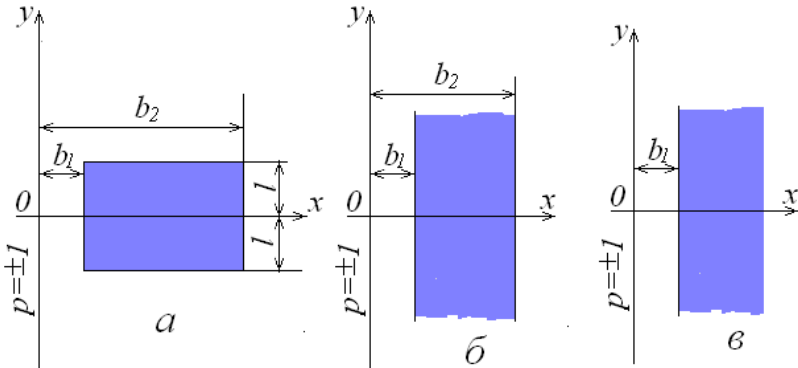


Рис. 2.8. Розрахункові форми і розташування зони іригаційної інфільтрації в напівобмеженому пласті

Основна розрахункова схема (рис.2.8,*a*) – це *прямокутна ділянка інфільтрації*, два боки якої паралельні границі пласта  $x = 0$ . Вісь  $Ox$  проведена через центр ділянки. Співвідношення довжин його сторін може бути будь-яким. Прогнозне підвищення рівня ґрунтових вод при  $w = const$  розраховують за формулою

$$\Delta h(x, y, t) = 0,25 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ I(\xi'_x, m_{1,2}) - I(\xi'_x, m_{3,4}) - I(\xi''_x, m_{5,6}) + I(\xi''_x, m_{7,8}) + p \left[ I(\xi'_x, m_{5,6}) - I(\xi''_x, m_{6,7}) - I(\xi'_x, m_{7,8}) + I(\xi''_x, m_{8,9}) \right] \right] \quad (2.53)$$

де  $\xi'_x = g(x - b_1)$ ;  $\xi''_x = g(x - b_2)$ ;  $\eta'_x = g(x + b_1)$ ;  $\eta''_x = g(x + b_2)$ ;

$$m_{1,2} = \frac{y \pm l}{x - b_1}; \quad m_{3,4} = \frac{y \pm l}{x - b_2}; \quad m_{5,6} = \frac{y \pm l}{x + b_2}; \quad m_{7,8} = \frac{y \pm l}{x - b_1}; \quad g = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot t};$$

$p$  – числовий коефіцієнт, що залежить від типу граничної умови на границі пласта  $x = 0$ ;

$b_1, b_2, -l, l$  – координати куткових точок ділянки інфільтрації, м;  
інші позначення залишаються такими ж.

Коефіцієнт  $p = -1$  для проникної границі зі заданим рівнем (або розподіленим рівнем) води, тобто за граничної умови першого роду (наприклад: уріз водойми з фіксованим рівнем, днище яру чи балки). У випадку непроникної границі пласта (гранична умова другого роду, наприклад, водонепроникний корінний берег, скеля) коефіцієнт  $p = 1$ .

Рівняння (2.53) дійсне для всіх точок ділянки інфільтрації і прилеглої незрошеної території. Результати розрахунків  $\Delta h$  є симетричними відносно осі  $Ox$ .

Ізолінії  $\Delta h(x, y, t) = const$ , постійні згідно з розрахунком за рівнянням (2.53) на будь-який строк прогнозу  $t'$ , концентрично огинають ділянку фільтрації, але мають асиметричний характер за рахунок впливу границі пласта  $x = 0$ . При  $p = 1$  ці ізолінії перетинаються по нормалі з указаною границею, а у випадку  $p = -1$  огинають її. При  $p = 1$  процес підвищення рівня ґрунтових вод може продовжуватися необмежено довго, наближуючись до поверхні землі, і викликати підтоплення відповідної території. У випадку  $p = -1$  цей процес затухає і прогнозована величина  $\Delta h(x, y, t)$  асимптотично прагне до кінцевого (граничного з часом) значення  $\Delta h_k(x, y)$ . Розрахунок  $\Delta h_k$  для планової схеми (рис. 2.2,*a*) виконується за рівнянням

$$\Delta h_k(x, y) = 0,25 \frac{w}{\pi \cdot T} \left[ \left[ (x + b_2) \ln(x + b_2) + (x - b_2) \ln(x - b_2) - (x + b_1) \ln(x + b_1) - (x - b_1) \ln(x - b_1) \right] - \left[ (x - b_1) \ln(x - b_1) - (x - b_1) \ln(x - b_1) \right] - B(\eta_2) + (x - b_2) \ln(x - b_2) - B(\eta_3) - B(\eta_4) + (x + b_2) \ln(x + b_2) - B(\eta_6) - (x + b_1) \ln(x + b_1) - B(\eta_7) - B(\eta_8) \right] \quad (2.54)$$

$$\text{де } B(\mathbf{n}) = m \ln \left( 1 + m^2 \operatorname{arctg}(\mathbf{n}) + m^2 \operatorname{arctg} \left( \frac{1}{m} \right) \right); \quad (2.55)$$

$T = a \cdot \mu$  – коефіцієнт водопровідності пласта, м<sup>2</sup>/добу;  
інші позначення такі самі, що в рівнянні (2.53).

Функція  $B(\mathbf{n})$  введена і табульована для зручності розрахунку [47]. Розрахунок  $\Delta h_{\kappa}(\mathbf{C}, y)$  дозволяє виявити потенційно підтоплені ділянки розглянутої території, де необхідна оцінка строків розвитку підтоплення за допомогою рівняння (2.53).

За великої витягнутості зрошуваної ділянки паралельно осі  $Oy$  –  $2l(\mathbf{C}_2 - b_1) \geq 10$  – доцільно користуватися *схемою смугової інфільтрації* (рис. 2.8,б) і застосовувати замість рівняння (2.53) формулу

$$\Delta h(\mathbf{C}, t) = 2 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ \operatorname{erfc}(\mathbf{C}'_x) - i^2 \operatorname{erfc}(\mathbf{C}'_x) + p \left[ \operatorname{erfc}(\mathbf{C}'_x) - i^2 \operatorname{erfc}(\mathbf{C}'_x) \right] \right]. \quad (2.56)$$

Схема смугової інфільтрації може бути замінена більш простою схемою *інфільтрації на напівплощині* (рис. 2.8,в), якщо  $\mathbf{C}_2 - b_1 \geq 8\sqrt{a \cdot t}$ . Тоді замість формули (2.53) можна застосувати залежність

$$\Delta h(\mathbf{C}, t) = 2 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ 0.5 - i^2 \operatorname{erfc}(\mathbf{C}'_x) + p \cdot i^2 \operatorname{erfc}(\mathbf{C}'_x) \right]. \quad (2.57)$$

Часто в районах зрошення границі зі заданими рівнями води відрізняються суттєвою гідродинамічною недосконалістю і характеризуються граничними умовами третього роду (п. 1.5.2). Ступінь цієї недосконалості кількісно виражається питомим контактним фільтраційним опором  $\Phi_n$  (доба/м на 1 м довжини границі) [47].

**Пласт-кут.** До цього типу пласта відносять області фільтрації, що утворені двома перетинаючими границями з граничними умовами першого, другого або третього роду. Якщо утворений ними кут  $\varphi$  дорівнює  $\frac{\pi}{2}$ , область фільтрації являє собою *пласт-квадрат* (рис. 2.9).

Осі  $Ox$  і  $Oy$  суміщають зі схематизованими прямолінійними границями пласта-квадранта. Основна розрахункова схема (рис. 2.9,а) – це *прямокутна ділянка іригаційної інфільтрації* з будь-яким співвідношенням сторін, які попарно паралельні границям пласта. Рівняння для прогнозу підвищення рівня ґрунтових вод при  $w = \text{const}$  має вигляд:

$$\begin{aligned} \Delta h(\mathbf{C}, y, t) = & 0,25 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ \mathbf{C}'_{x, m_1} - I(\mathbf{C}'_{x, m_2}) - I(\mathbf{C}''_{x, m_2}) + \right. \\ & + I(\mathbf{C}'_{x, m_4}) + p_y \left[ \mathbf{C}''_{x, m_7} - I(\mathbf{C}''_{x, m_8}) - I(\mathbf{C}'_{x, m_5}) + I(\mathbf{C}'_{x, m_6}) \right] + \\ & + p_x \left[ \mathbf{C}'_{x, m_{10}} - I(\mathbf{C}'_{x, m_9}) - I(\mathbf{C}''_{x, m_{12}}) + I(\mathbf{C}''_{x, m_{11}}) \right] + \\ & \left. + p_x p_y \left[ \mathbf{C}''_{x, m_{16}} - I(\mathbf{C}''_{x, m_{15}}) - I(\mathbf{C}'_{x, m_{14}}) + I(\mathbf{C}'_{x, m_{13}}) \right], \right. \quad (2.58) \end{aligned}$$

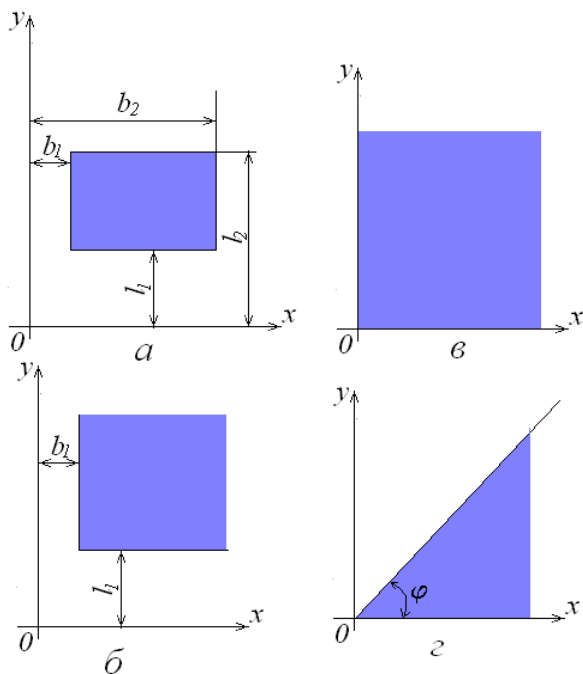


Рис. 2.9. Розрахункові схеми зони іригаційної інфільтрації в кутових областях фільтрації

$$\text{де } m_{1,2} = \frac{y-l_{1,2}}{x-b_1}; m_{3,4} = \frac{y-l_{1,2}}{x-b_2}; m_{5,6} = \frac{y-l_{1,2}}{x+b_1}; m_{7,8} = \frac{y-l_{1,2}}{x+b_2}; m_{9,10} = \frac{y+l_{1,2}}{x-b_1};$$

$$m_{11,12} = \frac{y+l_{1,2}}{x-b_2}; m_{13,14} = \frac{y+l_{1,2}}{x+b_1}; m_{15,16} = \frac{y+l_{1,2}}{x+b_2};$$

$p_x, p_y$  – чисельні коефіцієнти, що залежать від типу граничної умови на границях пласта відповідно при  $y = 0$  і  $x = 0$ ;

$b_1, b_2, l_1, l_2$  – координати кутових точок ділянки інфільтрації, м;  
інші позначення такі самі, що і в рівнянні (2.53)

Коефіцієнт  $p_x$  ( $p_y$ ) приймає значення  $-1$ , якщо відповідна границя має граничні умови першого роду, і значення, рівне  $1$ , – за її непроникності (граничні умови другого роду).

Розрахунки  $\Delta h(x, y, t)$  інтерполяцією табличних значень  $I(x, m)$  трудомісткі і тому доцільні за малої кількості розрахункових точок. У випадку необхідності прогнозу  $\Delta h(x, y, t)$  для великої кількості точок території весь об'єм розрахунків, включаючи обчислення конкретних значень інтеграла  $I(x, m)$ , що входять в нього виконують на ЕОМ, за допомогою стандартних підпрограм математичного забезпечення.

При  $p_x = p_y = 1$  процес підйому рівня відбувається до часу, що наближається до поверхні землі і призводить до підтоплення даної території. Якщо  $p_x = -1, p_y = 1$  або  $p_x = 1, p_y = -1$ , цей процес буде затухати, асимптотично наближуючись до кінцевих значень підйому рівня  $\Delta h_k(\xi, y)$ . У випадку  $p_x = p_y = -1$  затухання процесу йде швидше, знижується величина  $\Delta h_k(\xi, y)$ , що зменшує можливість підтоплення території.

Рівняння для розрахунку  $\Delta h_k(\xi, y)$  за схемою, яка наведена на рис. 2.9, а, при  $p_x = p_y = -1$  має вигляд

$$\begin{aligned} \Delta h_k(\xi, y) \cong & 0,25 \frac{w}{\pi \cdot T} \left[ \left( -b_1 \right) \cdot \left[ B(\eta_2) - B(\eta_1) \right] + B(\eta_{10}) - B(\eta_9) \right] + \\ & + \left( b_1 \right) \cdot \left[ B(\eta_6) - B(\eta_5) \right] + B(\eta_{14}) - B(\eta_{13}) \right] + \\ & + \left( -b_2 \right) \cdot \left[ B(\eta_3) - B(\eta_4) \right] + B(\eta_{11}) - B(\eta_{12}) \right] + \\ & + \left( b_2 \right) \cdot \left[ B(\eta_7) - B(\eta_8) \right] + B(\eta_{15}) - B(\eta_{16}) \right], \end{aligned} \quad (2.59)$$

де  $B(\eta_i)$  – функція (1.68) з аргументами  $m_i = m_1, m_2, \dots, m_{15}, m_{16}$ , значення яких такі самі, що і в рівнянні (1.53).

Процедура розрахунків  $\Delta h(\xi, y, t)$  суттєво спрощується з переходом до *схеми інфільтрації на внутрішньому квадранті* (рис. 2.9,б), що допустимо при дотриманні нерівності  $d > \xi - 10 \sqrt{a \cdot t}$ , де  $d$  – відстань від кутової точки зрошуваного масиву з координатами  $(\xi, l_1)$  до його центра. У випадку  $p_x = p_y = -1$  розрахунок виконують за формулою

$$\Delta h(\xi, y, t) \cong 0,25 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ I(\xi', m_1) + I(\xi', m_9) + I(\xi', m_5) + I(\xi', m_{13}) \right], \quad (2.60)$$

де позначення такі самі, що і в рівнянні (2.58).

Якщо контуру кутової зони інфільтрації співпадають з *границями пласта-квадранта* (рис. 2.9,в) і  $p_x = p_y = -1$ , розрахункова формула має вигляд

$$\Delta h(\xi, y, t) \cong \frac{w \cdot t}{\mu} \cdot I\left(\xi_x, \frac{y}{x}\right). \quad (2.61)$$

Крім пласта-квадранта, застосовують *схему пласта-кута* при  $\varphi = \frac{\pi}{3}, \frac{\pi}{4}, \frac{\pi}{6}$ . Відповідні методи розрахунку  $\Delta h(\xi, y, t)$  представлені в роботі [47]. На рис. 2.9,г показана одна із таких схем: суцільна інфільтрація в пласті-куті з граничними умовами першого роду на обох границях, що утворюють кут  $\varphi = \frac{\pi}{4}$ . Розрахункову формулу запишемо у такій спосіб:

$$\Delta h(\xi, y, t) \cong 0,5 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ I(\alpha, \beta, \frac{\pi}{4}) - V(\xi, -\beta, \frac{\pi}{4}) \right]$$

$$+ V \left( \alpha, -\beta'', \frac{\pi}{4} \right) - V \left( \alpha, \beta', \frac{\pi}{4} \right) + 2I \left( \zeta_x, \frac{y}{x} \right) \Big], \quad (2.62)$$

де  $V(\alpha, \beta, \varphi)$  – функція (2.62), що визначається за спеціальними графіками, наведеними в роботі [47],

$$\alpha = \zeta_x, \beta' = \zeta_x + \zeta_y, \beta'' = \zeta_x - \zeta_y, \zeta_x = gx, \zeta_y = gy, g = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot t}.$$

**Пласт-смуга.** Область фільтрації в плані – смуга між паралельними границями з граничними умовами першого, другого або третього роду (рис. 2.10). Область такого типу – це зрошувані ділянки на міжріччі, територія між річкою або водосховищем і магістральним каналом, між двома глибокими балками і т.д. Однією із границь може слугувати контур річної тераси, що складений практично водонепроникними породами цоколя плато.

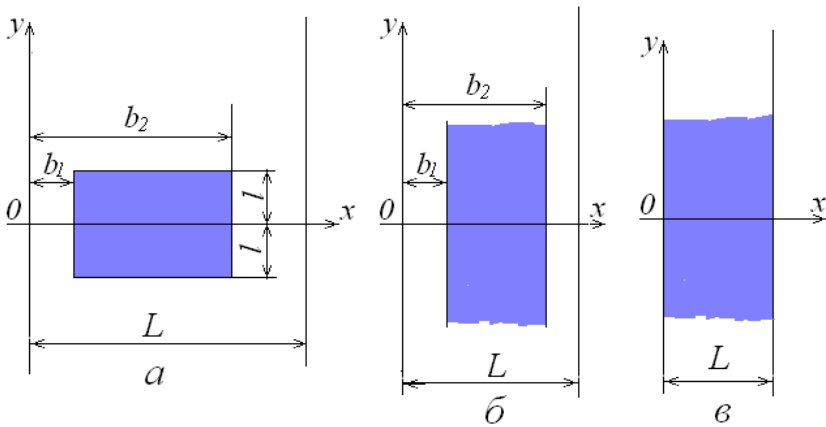


Рис. 2.10. Схеми до розрахунку підйому ґрунтових вод при зрошенні в пласті-смугі

Вісь  $Oy$  суміщають з лівою границею пласта. Основна розрахункова схема (рис. 2.10,а) – **прямокутна ділянка інфільтрації** з будь-яким співвідношенням довжин сторін, дві з яких паралельні границям пласта. Вісь  $Ox$  проведена через центр ділянки. Рівняння для розрахунку  $\Delta h(\alpha, y, t)$  при  $w = const$  має вигляд

$$\Delta h(\alpha, y, t) = 0,25 \frac{w \cdot L^2}{T} \left[ A(\alpha_1, \bar{y}_1, \tau) + A(\alpha_2, \bar{y}_1, \tau) - A(\alpha_3, \bar{y}_1, \tau) - A(\alpha_4, \bar{y}_1, \tau) - A(\alpha_1, \bar{y}_2, \tau) - A(\alpha_2, \bar{y}_2, \tau) + A(\alpha_3, \bar{y}_2, \tau) + A(\alpha_4, \bar{y}_2, \tau) \right], \quad (2.63)$$

де  $L$  – відстань між границями пласта, м;

$A(\alpha, \bar{y}, \tau) = F(\alpha, \bar{y}, \tau)$  – за граничних умов першого роду на обох границях пласта;

$$F(\bar{x}, \bar{y}, \tau) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\tau} \left[ \operatorname{erf} \left( \frac{\bar{y}}{2\sqrt{\theta}} \right) \right] \left[ \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\exp(-\pi^2 n^2 \theta)}{n} \sin(\pi \cdot n \cdot \bar{x}) \right] d\theta; \quad (2.64)$$

$A(\bar{x}, \bar{y}, \tau) = E(\bar{x}, \bar{y}, \tau)$  – за непроникності границь  $x = L$  і граничної умові першого роду на границі  $x = 0$

$$E(\bar{x}, \bar{y}, \tau) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\tau} \left[ \operatorname{erf} \left( \frac{\bar{y}}{2\sqrt{\theta}} \right) \right] \cdot \left\{ \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\exp(-\pi^2 (n-0,5)^2 \theta)}{n-0,5} \sin(\pi (n-0,5) \bar{x}) \right\} d\theta; \quad (2.65)$$

$$\bar{x}_{1,2} = \frac{x \pm b_1}{L}; \quad \bar{x}_{3,4} = \frac{x \pm b_2}{L}; \quad \bar{y}_{1,2} = \frac{y \pm l_1}{L}; \quad \tau = \frac{a \cdot t}{L^2};$$

$b_1, b_2, -l, l$  – координати кутових точок ділянки інфільтрації, м;

$t$  – тривалість прогностичного періоду з початку дії іригаційної інфільтрації, днів.

Функції  $F(\bar{x}, \bar{y}, \tau)$  і  $E(\bar{x}, \bar{y}, \tau)$  введені і табульовані [47]. Результати розрахунків  $\Delta h(\bar{x}, \bar{y}, t)$  симетричні відносно осі  $Ox$ . Розрахункові ізолінії величини  $\Delta h(\bar{x}, \bar{y}, t)$  на різні дати прогнозу концентрично огинають в плані зрошуваний масив і витягуються вздовж границь пласта з граничними умовами першого роду, але перетинаються по нормалі з непроникною границею.

Процес підйому рівня ґрунтових вод затухає з часом; величина  $\Delta h(\bar{x}, \bar{y}, t)$  зі збільшенням  $t$  асимптотично прагне до кінцевого значення  $\Delta h_k(\bar{x}, \bar{y})$ , що характеризується гранично можливим підвищенням рівня ґрунтових вод.

Розрахунки  $\Delta h_k$  для планової схеми (рис. 2.10,а) виконуються з використанням формул:

- за граничних умов першого роду на обох границях пласта

$$\Delta h_k(\bar{x}, \bar{y}) = 0,25 \frac{w \cdot L^2}{T} \left[ K(\bar{x}_1, \bar{y}_2) - K(\bar{x}_1, \bar{y}_1) + K(\bar{x}_2, \bar{y}_2) - K(\bar{x}_2, \bar{y}_1) + K(\bar{x}_3, \bar{y}_1) - K(\bar{x}_3, \bar{y}_2) + K(\bar{x}_4, \bar{y}_1) - K(\bar{x}_4, \bar{y}_2) \right]; \quad (2.66)$$

- за непроникної границі  $x = 0$  і граничної умови першого роду на границі  $x = L$

$$\Delta h_k(\bar{x}, \bar{y}) = 0,25 \frac{w \cdot L^2}{T} \left[ M(\bar{x}_1, \bar{y}_2) - M(\bar{x}_1, \bar{y}_1) + M(\bar{x}_2, \bar{y}_1) - M(\bar{x}_2, \bar{y}_2) + M(\bar{x}_3, \bar{y}_1) - M(\bar{x}_3, \bar{y}_2) + M(\bar{x}_4, \bar{y}_2) - M(\bar{x}_4, \bar{y}_1) \right]; \quad (2.67)$$

де  $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3, \bar{x}_4, \bar{y}_1, \bar{y}_2$  такі самі, що і в рівнянні (2.63).

Функції  $K(\bar{x}, \bar{y})$  і  $M(\bar{x}, \bar{y})$  введені і табульовані в першоджерелі [47].

Методика розрахунку  $\Delta h$  значно спрощується з переходом від схеми прямокутного зрошуваного масиву до *схеми смугової інфільтрації* (рис.

2.10,б), що допустимо при  $\frac{2l}{b_2 - b_1} > 10$ . Тоді замість рівняння (2.63) можна застосувати формулу

$$\Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) \cong \Delta h_{\kappa} - \frac{w \cdot L^2}{T} \left[ \underset{\sim}{\leftarrow} P \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) + D \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) + D \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) + D \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) \right], \quad (2.68)$$

де  $\Delta h_{\kappa}$  – граничне за часом підвищення рівня ґрунтових вод, м;

$D \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) \cong P \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right)$  у разі заданих рівнів води на обох границях пласта;

$D \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) \cong C \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right)$  за непроникної границі  $x = L$  і заданого рівня води на границі  $x = 0$ ;

позначення  $w, L, T, \bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3, \bar{x}_4$  і  $\tau$  такі самі, що і в рівнянні (2.63).

Розрахунок  $\Delta h_{\kappa}$  за першого варіанта граничних умов здійснюють з використанням формул:

$$\begin{aligned} \Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) &\cong \frac{w \cdot t}{T} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} b_2 - b_1 \right) \left( 1 - \frac{b_1 + b_2}{L} \right) \text{ при } 0 < x < b_1; \\ \Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) &\cong \frac{w \cdot t}{T} \left[ x \left( 2b_2 - x - \frac{b_2^2 - b_1^2}{L} - b_1^2 \right) \right] \text{ при } b_1 < x < b_2; \\ \Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) &\cong \frac{w \cdot t}{T} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} b_2^2 - b_1^2 \right) \left( 1 - \frac{x}{L} \right) \text{ при } b_2 < x < L. \end{aligned} \quad (2.69)$$

У випадку другого варіанта граничних умов розрахунок  $\Delta h_{\kappa}$  виконують у такий спосіб:

$$\begin{aligned} \Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) &\cong \frac{w \cdot x}{T} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} b_2 - b_1 \right) \text{ при } 0 < x < b_1; \\ \Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) &\cong \frac{w}{2T} \left[ \left( \underset{\sim}{\leftarrow} b_2 - x \right) \left( \underset{\sim}{\leftarrow} b_1^2 - b_1^2 \right) \right] \text{ при } b_1 < x < b_2; \\ \Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) &\cong \frac{w}{2T} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} b_2^2 - b_1^2 \right) \text{ при } b_2 < x < L. \end{aligned} \quad (2.70)$$

Функції  $P \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right)$  і  $C \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right)$  введені і табульовані в матеріалах [47].

У випадку **суцільної інфільтрації** в межах пласта-смуги (рис. 2.10, в) формула для розрахунку  $\Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right)$  має вигляд:

- перший варіант граничних умов

$$\Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) \cong \frac{wL^2}{2T} \left[ \left( \underset{\sim}{\leftarrow} x \right) + 4 \left( \underset{\sim}{\leftarrow} P \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) + P \left( \underset{\sim}{\leftarrow} - \bar{x}, \tau \right) \right) \right]; \quad (2.71)$$

- другий варіант граничних умов

$$\Delta h_{\kappa} \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right) \cong \frac{wL^2}{2T} \left[ \left( \underset{\sim}{\leftarrow} L - x \right) + 4C \left( \underset{\sim}{\leftarrow} \right), \tau \right]; \quad (2.72)$$

$$\text{де } \bar{x} = \frac{x}{L}, \quad 1 - \bar{x} = \frac{L-x}{L}; \quad \tau = \frac{a \cdot t}{L^2}.$$

Граничні умови третього роду для пласта-смуги пов'язані в загальному випадку з гідродинамічною недосконалістю обох границь і різними значеннями параметра  $\Phi_n$ :  $\Phi_{n,0}$  на границі  $x = 0$  і  $\Phi_{n,L}$  на границі  $x = L$ . Аналітичний розрахунок для прогнозу величини  $\Delta h(x, y, t)$  у цих умовах за інфільтрації на прямокутній ділянці (рис. 2.10,а) виконують за методикою, викладеною в роботі [47]. Усі обчислювальні операції з використанням даної методики виконують на ЕОМ.

**Пласт-напівсмуга.** Область такого типу відрізняється від пласта-смуги наявністю третьої границі, перпендикулярної двом паралельним граничним контурам (рис. 2.11). Ця границя також може характеризуватися граничними умовами першого, другого або третього роду. Характерними прототипами пласта-напівсмуги є: територія, обмежена річкою (водосховищем) і двома паралельними її притоками; ділянка між двома паралельними горизонтальними дренами, що впадають в основний дренажний колектор.

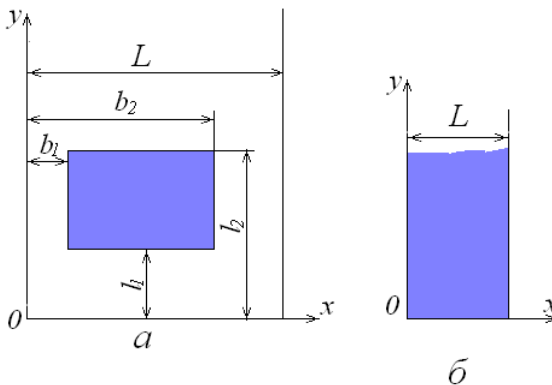


Рис. 2.11. Схематизація зони іригаційної інфільтрації в пласті-напівсмугі

Осі  $Ox$  і  $Oy$  суміщають з лівою границею пласта і перпендикулярною їй границею. В основній розрахунковій схемі ділянка іригаційної інфільтрації не примикає до границь пласта і має **форму прямокутника** з будь-яким співвідношенням довжин сторін, дві з яких паралельні осі  $Ox$ , а дві інші – осі  $Oy$  (рис. 2.11, а). Рівняння для розрахунку  $\Delta h(x, y, t)$  при  $w = const$  має вигляд:

$$\Delta h(x, y, t) = 0,25 \frac{wL^2}{T} \left\{ \sum_{i=1}^4 A(x_i, \bar{y}_2, \tau) + \sum_{i=1}^4 A(x_i, y_4, \tau) \right\}$$

$$+ p \left[ \sum_{i=1}^4 A \left( \xi_i, \bar{y}_3, \tau \right) - \sum_{i=1}^4 A \left( \xi_i, \bar{y}_1, \tau \right) \right], \quad (2.73)$$

$$\text{де } \bar{x}_{1,2} = \frac{x \pm b_1}{L}, \quad \bar{x}_{3,4} = -\frac{x \pm b_2}{L}, \quad \bar{y}_{1,2} = \frac{y \pm l_1}{L}, \quad \bar{y}_{3,4} = \frac{y \pm l_2}{L};$$

$b_1, b_2, l_1, l_2$  – координати кутових точок ділянки інфільтрації, м;  
всі інші позначення такі самі, що і в рівнянні (2.63).

Коефіцієнт  $p$  приймає значення  $-1$  і  $1$  за граничної умови відповідно до першого і другого роду на границі  $y = 0$ . Використовуючи поряд з коефіцієнтом  $p \pm 1$  функції  $A(\xi, \bar{y}, \tau) = F(\xi, \bar{y}, \tau)$  і  $A(\xi, \bar{y}, \tau) = E(\xi, \bar{y}, \tau)$ , що виражаються інтегралами (2.64) і (2.65), враховують за допомогою рівняння (2.73) будь-які комбінації граничних умов першого та другого роду на границях пласта-напівсмуги.

У випадку *суцільної інфільтрації по площі* пласта-напівсмуги (рис.2.11, б) розрахункова формула має вигляд:

- за граничних умов першого роду на всіх границях пласта

$$\Delta h(\xi, y, t) = \frac{wL^2}{T} \left[ F(\xi, \bar{y}, \tau) + F(\xi, -\bar{x}, \bar{y}, \tau) \right]; \quad (2.74)$$

- за непроникних границь  $x = L$  і граничних умовах першого роду на границях  $x = 0$  і  $y = 0$

$$\Delta h(\xi, y, t) = \frac{wL^2}{T} E(\xi, \bar{y}, \tau), \quad (2.75)$$

$$\text{де } \bar{x} = \frac{x}{L}, \quad 1 - \bar{x} = \frac{L - x}{L}; \quad \tau = \frac{a \cdot t}{L^2}.$$

**Пласт-прямокутник.** Область фільтрації замкнута прямокутним контуром із чотирьох взаємно перпендикулярних границь. Такий тип області застосовують в районах зрошення з розвиненою гідрографічною, іригаційною і дренажно-колекторною мережами (рис. 2.12).

У загальній розрахунковій схемі (рис. 2.12,а) *область фільтрації – прямокутники з будь-якими співвідношеннями сторін*. Контури і центри цих прямокутників можуть не співпадати, сторони їх взаємно паралельні.

Рівняння для прогнозу підвищення рівня ґрунтових вод у такій області з граничними умовами першого роду на всіх границях виведені в роботі [47]. Усі операції з використання такого рівнянням доцільно виконувати на ЕОМ.

Якщо границі ділянки інфільтрації і пласта-прямокутника співпадають (рис. 2.12,б), то величину підйому рівня  $\Delta h(\xi, y, t)$  на цій території при  $w = const$  і заданих граничних рівнях води можна виразити формулою

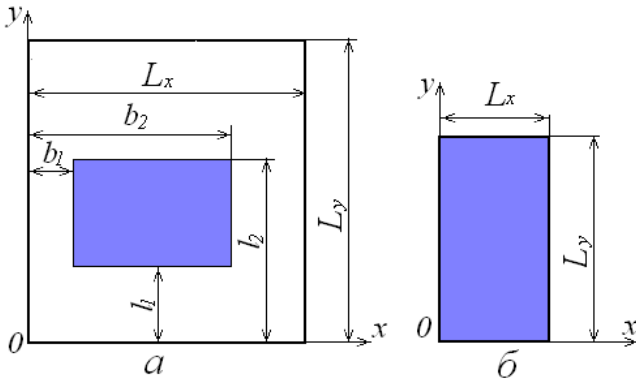


Рис.2.12. Схематизація зони іригаційної інфільтрації в пласті-прямокутнику

$$\Delta h \left( x, y, t \right) \cong \frac{w \cdot L_x^2}{T} \left[ W \left( \bar{x}, \bar{y}, \tau, c \right) + W \left( -\bar{x}, \bar{y}, \tau, c \right) + W \left( \bar{x}, 1 - \bar{y}, \tau, c \right) + W \left( -\bar{x}, 1 - \bar{y}, \tau, c \right) \right] \quad (2.76)$$

$$\text{де } W \left( \bar{x}, \bar{y}, \tau, c \right) \cong \frac{4}{\pi^2} \int_0^\tau \left\{ \left[ \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\exp \left( -\pi^2 n^2 \theta \right)}{n} \right] \times \left[ \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\exp \left( -\pi^2 m^2 c^2 \theta \right) \sin \left( \bar{m} \cdot \bar{y} \right)}{m} \right] \right\} d\theta; \quad (2.77)$$

$$\bar{x} = \frac{x}{L_x}; \quad 1 - \bar{x} = \frac{L_x - x}{L_x}; \quad \bar{y} = \frac{y}{L_y}; \quad 1 - \bar{y} = \frac{L_y - y}{L_y}; \quad \tau = \frac{a \cdot t}{L_x^2}; \quad c = \frac{L_x}{L_y};$$

$L_x, L_y$  – лінійні розміри області фільтрації, м.

Максимальне підвищення рівня, приурочене до центра ділянки ( $\bar{x} = 0,5$ ;  $\bar{y} = 0,5$ ), і розраховують за формулою

$$\Delta h \left( 0,5 L_x, 0,5 L_y, t \right) \cong 4 \frac{w \cdot L_x^2}{T} W \left( 0,5; 0,5; \tau; c \right). \quad (2.78)$$

Функція  $W \left( \bar{x}, \bar{y}, \tau, c \right)$  введена і табульована [47].

## 2.5.2. Розрахунок підйому ґрунтових вод на зрошуваних територіях в неоднорідних пластах

**Схема «граничного перетікання».** Нижчерозташовані добрепроникні водоносні горизонти або товщі водоненасичених порід обмежуюче діють на розвиток процесів підтоплення у верхньому пласті при зрошенні. У таких умовах в прогнозах обчисленнях ураховують перетікання частини ґрунто-

вих вод через слабководопроникний підстилаючий шар. Параметри цього шару для розрахунку приймають усередненими в межах області фільтрації. Розрахункові геометричні форми іригаційної інфільтрації і верхнього пласта в плані, а також види граничних умов такі самі, що і для умовно однорідного пласта на водоупорі.

Інтенсивність додаткової інфільтрації  $w$ , що входить в розрахункові залежності  $\Delta h(x, y, t)$ , приймають усередненою за часом ( $W = \text{const}$ ).

У випадку застосування планової *схеми прямокутного зрошувального масиву* в необмеженому пласті (рис. 2.1,а) прогнозне підвищення рівня ґрунтових вод за часом розраховують за рівнянням

$$\Delta h(x, y, t) = 0,25 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ I_p(\alpha_1, \beta_1, \gamma) - I_p(\alpha_1, \beta_2, \gamma) - I_p(\alpha_2, \beta_1, \gamma) + I_p(\alpha_2, \beta_2, \gamma) \right], \quad (2.79)$$

де  $I_p(\alpha, \beta, \gamma)$  – табульована функція [47].

$$I_p(\alpha, \beta, \gamma) = \int_0^1 \exp(-\gamma \cdot \theta) \operatorname{erf}\left(\frac{\alpha}{\sqrt{\theta}}\right) \cdot \operatorname{erf}\left(\frac{\beta}{\sqrt{\theta}}\right) d\theta; \quad (2.80)$$

$$\alpha_{1,2} = g(x \pm b); \quad \beta_{1,2} = g(y \pm l); \quad g = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot t}; \quad \gamma = \gamma_0 \cdot t; \quad \gamma_0 = \frac{k_0}{m_0 \mu};$$

$\mu$  – коефіцієнт гідроємкості ґрунту верхнього пласта в зоні аерації;

$-b, b, -l, l$  – координати кутових точок ділянки інфільтрації, м;

$a$  – коефіцієнт рівнепровідності верхнього пласта, м<sup>2</sup>/добу;

$k_0$  – коефіцієнт фільтрації слабководопроникного підстилаючого шару, м/добу;

$m_0$  – потужність такого шару,

інші позначення є такими самими.

На відміну від умовно однорідного пласта на водоупорі (2.43) в даному випадку величина підйому рівня  $\Delta h(x, y, t)$ , затухаючи з часом, асимптотично прагне до кінцевого значення  $\Delta h_k(x, y)$ . Формула для розрахунку  $\Delta h_k$  має вигляд

$$\Delta h_k(x, y) = \frac{w \cdot B_p^2}{2T} \left[ R(\alpha_1, \beta_1) - R(\alpha_1, \beta_2) - R(\alpha_2, \beta_1) + R(\alpha_2, \beta_2) \right], \quad (2.81)$$

$$\text{де } B_p = \sqrt{\frac{T \cdot m_0}{k_0}}; \quad \alpha_{1,2} = \frac{x \pm b}{B_p}; \quad \beta_{1,2} = \frac{y \pm l}{B_p};$$

$$R(\alpha, \beta) = \frac{1}{\pi} \int_0^\alpha \int_0^\beta K_0(\sqrt{\xi^2 + \zeta^2}) \cdot d\xi \cdot d\zeta; \quad (2.82)$$

$K_0(\cdot)$  – функція Беселя (модифікована циліндрична функція) другого роду нульового порядку від уявного аргументу; інші позначення є такими самими.

Значення функції  $R$  за конкретних значень аргументів  $\alpha = \alpha_1, \alpha_2$  і  $\beta = \beta_1, \beta_2$  знаходять за графіками [47] з урахуванням властивостей цієї функції.

Якщо застосовується планова схема *напівобмеженого пласта* з розташованою всередині прямокутною ділянкою інфільтрації, дві сторони якої паралельні границі  $x = 0$  (рис. 2.8,а), прогнозу величину  $\Delta h(\cdot, y, t)$  розраховують за рівнянням

$$\begin{aligned} \Delta h(\cdot, y, t) = & 0,25 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ I_p(\alpha_2, \beta_1, \gamma) - I_p(\alpha_2, \beta_2, \gamma) - \right. \\ & - I_p(\alpha_4, \beta_1, \gamma) + I_p(\alpha_4, \beta_2, \gamma) + p \left[ I_p(\alpha_3, \beta_1, \gamma) - \right. \\ & \left. - I_p(\alpha_3, \beta_2, \gamma) - I_p(\alpha_1, \beta_1, \gamma) + I_p(\alpha_1, \beta_2, \gamma) \right], \end{aligned} \quad (2.83)$$

де  $\alpha_{1,2} = g(\pm b_1)$ ;  $\alpha_{3,4} = g(\pm b_2)$ ,  $g = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot t}$ , м<sup>-1</sup>;

$b_1, b_2, -l, l$  – координати кутових точок ділянки інфільтрації, м;

$p$  – коефіцієнт, що дорівнює  $-1$  і  $1$  за граничних умов відповідно до першого та другого роду на границі  $x = 0$ ;

інші позначення ті ж, що і в рівнянні (2.80).

Формула для розрахунку граничного з часом (кінцевого) підйому ґрунтових вод  $\Delta h_k(\cdot, y)$  має вигляд

$$\begin{aligned} \Delta h_k(\cdot, y) = & \frac{w \cdot B_2^2}{2T} \left[ R(\alpha_2, \beta_1) - R(\alpha_2, \beta_2) - R(\alpha_4, \beta_1) + R(\alpha_4, \beta_2) + p \left[ R(\alpha_2, \beta_1) - \right. \right. \\ & \left. - R(\alpha_3, \beta_2) - R(\alpha_1, \beta_1) + R(\alpha_1, \beta_2) \right], \end{aligned} \quad (2.84)$$

де  $\alpha_{1,2} = \frac{x \pm b_1}{B_p}$ ;  $\alpha_{3,4} = \frac{x \pm b_2}{B_p}$ ;

$p = \pm 1$  (як показано вище);

інші позначення ті ж, що в рівнянні (2.81).

**Довільне розташування зрошуваної ділянки.** Більш широкі можливості для практичного застосування має схема довільного розташування зрошуваної ділянки відносно границі її пласта [47] (рис. 2.13).

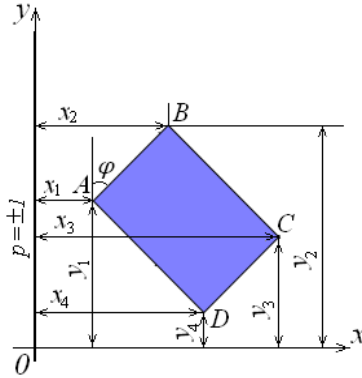


Рис. 2.13. Схема довільного розташування прямокутної зрошуваної ділянки відносно границі пласта

Вісь  $Oy$  суміщають з границею пласта, а ортогональна їй вісь  $Ox$  проведена нижче ділянки іригаційної інфільтрації ABCD. Рівняння для розрахунку  $\Delta h(x, y, t)$  має вигляд

$$\begin{aligned} \Delta h(x, y, t) = & 0,25 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ I_p(\alpha_1, \beta_1, \gamma_1) - I_p(\alpha_2, \beta_2, \gamma_2) - \right. \\ & - I_p(\alpha_3, \beta_3, \gamma_3) + I_p(\alpha_4, \beta_4, \gamma_4) + \\ & + I_p(\alpha_1, \beta_1, \gamma_1) - I_p(\alpha_2, \beta_2, \gamma_2) - \\ & \left. - I_p(\alpha_3, \beta_3, \gamma_3) + I_p(\alpha_4, \beta_4, \gamma_4) \right], \end{aligned} \quad (2.85)$$

$$\text{де } I_p(\alpha, \beta, \gamma) = \int_0^1 \exp(-\gamma \cdot \theta) \cdot \operatorname{erf}\left(\frac{\alpha}{\sqrt{\theta}}\right) \cdot \operatorname{erf}\left(\frac{\beta}{\sqrt{\theta}}\right) \cdot d\theta; \quad (2.86)$$

$$\alpha_1 = g \sqrt{t} - x_1 \cos \varphi - y_1 \sin \varphi;$$

$$\alpha_2 = g \sqrt{t} - x_3 \cos \varphi - y_3 \sin \varphi;$$

$$\alpha_3 = g \sqrt{t} + x_3 \cos \varphi + y_3 \sin \varphi;$$

$$\alpha_4 = g \sqrt{t} + x_1 \cos \varphi + y_1 \sin \varphi;$$

$$\beta_1 = g \sqrt{t} - x_1 \sin \varphi + y_1 \cos \varphi;$$

$$\beta_2 = g \sqrt{t} - x_3 \sin \varphi + y_3 \cos \varphi;$$

$$\beta_3 = g \sqrt{t} + x_1 \sin \varphi + y_1 \cos \varphi;$$

$$\beta_4 = g \sqrt{t} + x_3 \sin \varphi + y_3 \cos \varphi;$$

$$g = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot t}, \text{ м}^{-1};$$

$x_1, y_1$  – координати найближчої до осі  $Oy$  вершини (А) прямокутної ділянки інфільтрації, м;

$x_3, y_3$  – координати протилежної вершини (С) прямокутника, м;

$\varphi$  – кут, що утворює сторона АВ зрошуваної ділянки і прямою, паралельною осі  $Oy$  ( $0 < \varphi < \frac{\pi}{2}$ );

інші позначення ті самі, що і в рівнянні (2.83).

Граничний за часом (кінцевий) підйом рівня  $\Delta h_k(\varphi, y)$  для цієї планової схеми (рис. 2.13) можна розрахувати за формулою

$$\begin{aligned} \Delta h_k(\varphi, y) = & \frac{w \cdot B_p^2}{T} \left[ R(\alpha_1, \beta_1) - R(\alpha_2, \beta_2) - R(\alpha_3, \beta_3) - R(\alpha_4, \beta_4) - \right. \\ & - R(\alpha_5, \beta_5) + R(\alpha_6, \beta_6) + p \left[ R(\alpha_7, \beta_7) - R(\alpha_8, \beta_8) - R(\alpha_9, \beta_9) - R(\alpha_{10}, \beta_{10}) \right]; \end{aligned} \quad (2.87)$$

де  $R(\alpha_i, \beta_i)$  – функція (2.82) з аргументами  $\alpha_1, \dots, \alpha_{10}$  і  $\beta_1, \dots, \beta_{10}$ , які отримані з виразів відповідних аргументів для рівняння

$$(2.85), \text{ якщо прийняти } g = \frac{1}{B_p}, \text{ м}^{-1};$$

$\varphi, x_1, y_1, x_3, y_3$  мають той самий зміст, що і в рівнянні (2.85);

інші позначення ті самі, що і у формулі (2.84).

**Планова неоднорідність водоносної товщі на водоупорі.** Якщо територія, де розповсюджується вплив зрошення, характеризується різкою зміною в плані фільтраційних параметрів водоносної товщі, то необхідно застосовувати схему планової неоднорідності.

Найбільше практичне застосування мають розрахункові схеми розташування зрошуваного масиву в неоднорідному пласті з однією прямолінійною границею розділу між різними зонами (рис. 2.14). Зона 1, що знаходиться праворуч від, з якою суміщають вісь  $Oy$ , характеризується параметрами  $T_1, \mu_1, a_1$ ; зона 2, розташована зліва, – відповідно  $T_2, \mu_2, a_2$ .

В типовому випадку, коли іригаційна інфільтрація інтенсивністю  $w$  відбувається на прямокутній ділянці  $b_1 \leq x \leq b_2, -l \leq y \leq l$  в зоні 1 (рис.2.14,а), наближений розрахунок прогнозного підвищення рівня ґрунтових вод у цій зоні  $\Delta h_1$  можна вести за рівнянням (2.70), якщо уявити, що в ньому  $\mu = \mu_1, a = a_1, p = \frac{\sigma - 1}{\sigma + 1}, \sigma = \frac{T_1 \sqrt{a_2}}{T_2 \sqrt{a_1}}$ . Обчислення  $\Delta h(\varphi, y, t)$  здійснюють з використанням табличних значень функції  $I(\varphi, m)$ , яка розрахована за (2.58).

При  $\frac{2l}{b_2 - b_1} > 10$  доцільно переходити до схеми зрошуваної смуги

$b_1 \leq x \leq b_2$ , паралельній границі розділу  $Oy$  і не примикаючої до неї (рис. 2.14,б). Розрахункові формули мають вигляд:

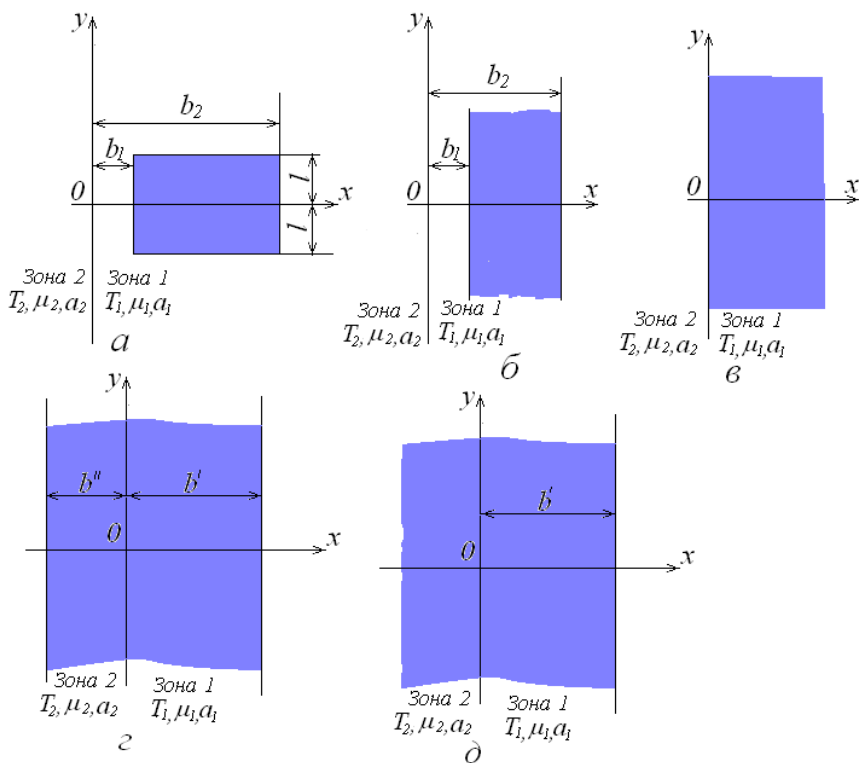


Рис. 2.14. Розрахункові схеми зони іригаційної інфільтрації за планової неоднорідності водоносної товщі

- для зони 1 ( $x > 0$ )

$$\Delta h_1(x, t) = \frac{2w \cdot t}{\mu_1} \left\{ i^2 \operatorname{erfc} \left[ \frac{x}{2g_1} - b_2 \vartheta \right] - i^2 \operatorname{erfc} \left[ \frac{x}{2g_1} - b_1 \vartheta \right] + \frac{\sigma - 1}{\sigma + 1} \left\{ i^2 \operatorname{erfc} \left[ \frac{x}{2g_1} + b_1 \vartheta \right] - i^2 \operatorname{erfc} \left[ \frac{x}{2g_1} + b_2 \vartheta \right] \right\} \right\}; \quad (2.88)$$

- для зони 2 ( $x < 0$ )

$$\Delta h_2(x, t) = \frac{4w \cdot t}{\mu_1(\sigma + 1)} \left\{ i^2 \operatorname{erfc} \left[ \frac{|x|}{2g_2} - b_2 \vartheta \right] - i^2 \operatorname{erfc} \left[ \frac{|x|}{2g_2} - b_1 \vartheta \right] \right\}; \quad (2.89)$$

де  $g_1 = \frac{1}{2} \sqrt{a_1 \cdot t}$ , м<sup>-1</sup>;  $g_2 = \frac{1}{2} \sqrt{a_2 \cdot t}$ , м<sup>-1</sup>;  $\vartheta = \sqrt{\frac{a_2}{a_1}}$ ;

інші позначення наводилися раніше.

Якщо іригаційна інфільтрація інтенсивністю  $w$  відбувається по всій зоні  $I$  (рис. 2.14,а), розрахунок виконують за формулами:

- для зони  $I$  ( $x > 0$ )

$$\Delta h_1(\xi, t) = 2 \frac{w \cdot t}{\mu_1} \left[ 0,5 - \frac{2}{\sigma + 1} i^2 \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot x) \right]; \quad (2.90)$$

- для зони  $2$  ( $x < 0$ )

$$\Delta h_2(\xi, t) = 4 \frac{w \cdot t \cdot \sigma}{\mu_1 (\sigma + 1)} i^2 \operatorname{erfc}(\xi_2 \cdot x); \quad (2.91)$$

В умовах, коли зрошувана смуга проходить по двох різномірних зонах, маючи контури, паралельні розташованій всередині границі розділу  $x = 0$  (рис. 2.14,з), прогнозний підйом рівня ґрунтових вод розраховують за формулами:

- для зони  $I$  ( $x > 0$ )

$$\Delta h_1(\xi, t) = 2w \cdot t \left\{ \frac{1}{\mu_1} \left[ \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot \xi - b') + \frac{\sigma - 1}{\sigma + 1} i^2 \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot \xi + b') \right] - \frac{2}{\sigma + 1} i^2 \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot x) \right\} + \frac{2}{\mu_2 (\sigma + 1)} \left[ \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot x) - i^2 \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot \xi + b'') \right]; \quad (2.92)$$

- для зони  $2$  ( $x < 0$ )

$$\Delta h_2(\xi, t) = 4w \cdot t \left\{ \frac{\sigma}{\mu_1 (\sigma + 1)} \left[ \operatorname{erfc}(\xi_2 \cdot x) - i^2 \operatorname{erfc}(\xi_2 \cdot \xi - x) \right] + \frac{1}{\mu_2} \left[ 0,5 \cdot i^2 \operatorname{erfc}(\xi_2 \cdot \xi + b'') - \frac{\sigma}{\sigma + 1} i^2 \operatorname{erfc}(\xi_2 \cdot x) - \frac{1 - \sigma}{2 (\sigma + 1)} i^2 \operatorname{erfc}(\xi_2 \cdot \xi - x) \right] \right\}, \quad (2.93)$$

де  $b', b''$  – відстань відповідно від правого і лівого контурів зрошуваної смуги до внутрішньої границі  $x = 0$ , м; інші позначення ті самі.

За наявності іригаційної інфільтрації інтенсивністю  $w$  по всій зоні  $2$  і на прилежній до неї смугі  $0 < x \leq b'$  зони  $I$ :

- для зони  $I$  ( $x > 0$ )

$$\Delta h_1(\xi, t) = 2w \cdot t \left\{ \frac{1}{\mu_1} \left[ i^2 \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot \xi - b') - \frac{\sigma - 1}{\sigma + 1} i^2 \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot \xi + b') \right] - \frac{2}{\sigma + 1} i^2 \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot x) \right\} + \frac{2}{\mu_2 (\sigma + 1)} i^2 \operatorname{erfc}(\xi_1 \cdot x); \quad (2.94)$$

- для зони  $2$  ( $x < 0$ )

$$\Delta h_2(\tau, t) = 4w \cdot t \left\{ \frac{\sigma}{\mu_1(\sigma+1)} \left[ \operatorname{erfc} \left( g_2 \cdot x \right) - i^2 \operatorname{erfc} \left( g_2' \cdot \vartheta - x \right) + \frac{1}{\mu_2} \left[ 0,25 - \frac{\sigma}{\sigma+1} i^2 \operatorname{erfc} \left( g_2 \cdot x \right) \right] \right\}, \quad (2.95)$$

де позначення ті самі, що і у формулах (2.92) – (2.93).

### 2.5.3. Методи врахування складних природних і меліоративних умов в розрахункових схемах прогнозу

**Схематизація складних геометричних границь пластів.** Реальний криволінійний контур області фільтрації може бути приведений до типової розрахункової схеми, наприклад, напівобмеженого пласта з прямокутною зрошуваною ділянкою (рис. 2.8,а). Два можливих варіанти такої схематизації криволінійної границі пласта наведені на рис. 2.15.

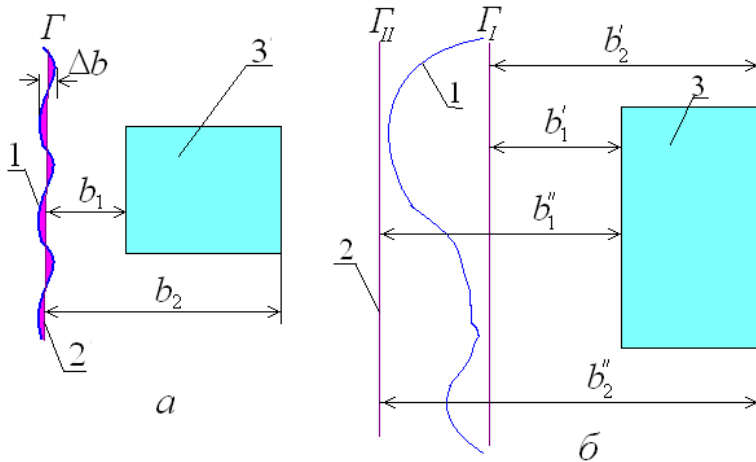


Рис. 2.15. Варіанти розрахункової схематизації криволінійного граничного контуру області фільтрації:

1 – реальний граничний контур; 2 – схематизована границя; 3 – зрошуваний масив

Перший варіант застосовують за невеликої глибини звивистості існуючого граничного контуру (рис. 2.15,а). Прямолінійна розрахункова границя пласта  $\Gamma$  проводиться у такий спосіб, щоб площі, що відсікаються нею і відповідно доповнюють криволінійні приграничні ділянки області фільтрації, приблизно були однаковими. При цьому відхилення розрахункового положення границі від дійсного її контуру мають бути невеликими порівняно з відстанями до ділянки інфільтрації:  $\Delta b < 0,05 - 0,10 \bar{b}_1$ .

Якщо даний критерій не витримується і ширина смуги, всередині якої розташований дуже звивистий граничний контур пласта, що дорівнює відстані до зрошуваної ділянки, рекомендується інший варіант схематизації (рис. 2.15,б). Прямолінійні границі цієї смуги  $\Gamma_I$  і  $\Gamma_{II}$  приймають як граничний розрахунковий контур пласта відносно ділянки інфільтрації, з найбільшим віддаленням від нього. Це визначає два граничних варіанти координат ділянки ( $b'_1, b'_2$  та  $b''_1, b''_2$ ), що відміряють відповідно від  $\Gamma_I$  і  $\Gamma_{II}$ . Аналогічно координата  $x$  кожної розрахункової точки має два екстремальних значення:  $x'$  і  $x''$ .

Задача прогнозу оцінки підвищення рівня ґрунтових вод у будь-якій точці області правіше  $\Gamma_I$  зводиться до розрахунку  $\Delta h$  (рис. 2.8,а), за двох поєднаннях координат вершин зрошуваної ділянки ( $b'_1, b'_2, -l, l$  та  $b''_1, b''_2, -l, l$ ), а також даної точки ( $x', y$  та  $x'', y$ ), дозволяє отримати результати відповідно  $\Delta h_I(x', y, t)$  та  $\Delta h_{II}(x'', y, t)$ . Шукане значення  $\Delta h$  знаходиться в діапазоні між обчисленими граничними значеннями  $\Delta h_I$  і  $\Delta h_{II}$ .

У випадку великої звивистості берегової лінії річок і водосховищ з граничними умовами першого і третього роду прогнозна оцінка виражається нерівністю  $\Delta h_I < \Delta h < \Delta h_{II}$ . Розрахунки величин  $\Delta h_I$  і  $\Delta h_{II}$  виконують за рівнянням (2.53) при  $p = -1$  (гранична умова першого роду) або за іншими рівняннями.

Згадані граничні оцінки нерідко можуть бути практично достатніми для того, щоб дійти висновку про загрозу/незагрозу підтоплення даної території (враховуючи особливості рельєфу місцевості). Якщо така оцінка не дозволяє видати точний прогноз через значні відмінності екстремальних значень  $\Delta h_I$  і  $\Delta h_{II}$ , то використовують як найбільш вірогідне їх середнє значення:

$$\Delta h_{\text{сеп}} = 0,5(\Delta h_I + \Delta h_{II})$$

Показані на рис. 2.15 варіанти схематизації криволінійної границі пласта застосовують і у випадках приведення до інших планових схем області фільтрації (пласт-квадрат, пласт-смуга і т. д.). За великих об'ємів розрахунків для прогнозу оцінки  $\Delta h$  усі обчислення виконують на ЕОМ.

**Схематизація складних контурів зрошуваних масивів.** Для забезпечення достовірності прогнозу в розрахунках  $\Delta h$  зважають на складну геометрію контурів зрошуваних масивів і нерівномірність розподілу інтенсивності іригаційної інфільтрації по території. Зрошувальна система може включати ту або іншу кількість довільно розташованих зрошуваних ділянок, розділених між собою незрошуваними площами. Інтенсивність іригаційної інфільтрації на окремих ділянках нерідко неоднакова через різний поливний режим, різні гідрофізичні властивості ґрунтів зони аерації, неоднаковий характер рельєфу місцевості та інші причини.

У нашому складному випадку для напівобмеженої області фільтрації можлива розрахункова схема, представлена на рис.2.16. Кожна окрема зрошувана ділянка з номером  $i$  являє прямокутник і характеризується кутом нахилу  $\varphi_i$  відносно прямолінійної границі пласта і значенням інтенсивності інфільтрації  $w_i$ . Вісь  $Oy$  суміщена з границею пласта, а ортогональна їй вісь  $Ox$  проведена нижче всіх ділянок інфільтрації.

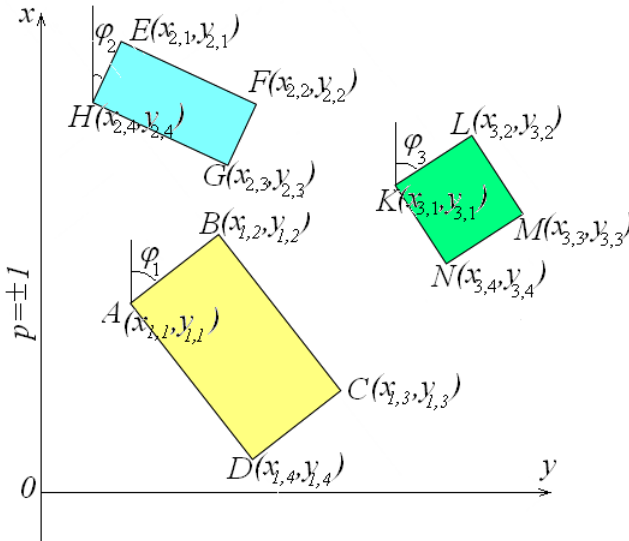


Рис. 2.16. Схема окремих прямокутних зрошуваних ділянок, довільно розташованих відносно границі пласта

Величина результуючого підвищення рівня ґрунтових вод  $\Delta h_s$  в кожній точці області з координатами  $X, Y$  на будь-який строк прогнозу  $t$  за одночасного сумісного впливу системи ділянок іригаційної інфільтрації виражається за принципом суперпозиції рівнянням

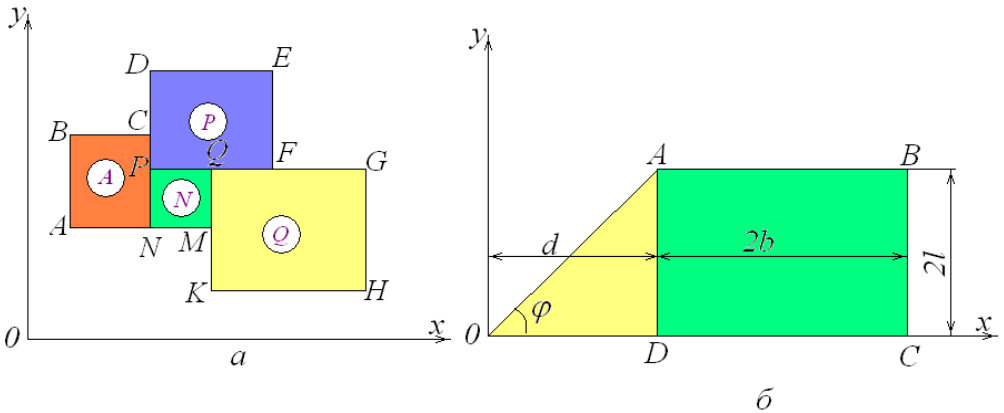
$$\Delta h_s \langle X, Y, t \rangle = \Delta h_1 \langle X, Y, t \rangle + \Delta h_2 \langle X, Y, t \rangle + \dots + \Delta h_n \langle X, Y, t \rangle, \quad (2.96)$$

де  $\Delta h_1 \langle X, Y, t \rangle, \Delta h_2 \langle X, Y, t \rangle, \dots, \Delta h_n \langle X, Y, t \rangle$  – часткові прирости рівня за рахунок диференційного впливу окремих зрошуваних ділянок з номером відповідно 1, 2, ...,  $n$ ;

$n$  – загальна кількість всіх ділянок інфільтрації.

За наявності перетікання через слабкопроникний підстилаючий шар кожен з вказаних складових частин величини  $\Delta h_s$  розглядають за рівнянням (2.85), задаючись відповідними значеннями  $w, \varphi$  і координат вершин зрошуваних ділянок.

Інший практично актуальний спосіб схематизації реальної геометричної форми зрошуваних масивів показаний на рис. 2.17. Складний плановий контур ділянок інфільтрації для потреб прогнозу величини  $\Delta h$  зручно представити відповідним поєднанням декількох розрахункових фрагментів – прямокутних, а іноді й трикутних фігур. При цьому очікуване підвищення рівня ґрунтових вод у будь-якій точці території визначається по принципу суперпозиції як сума часткових приростів рівнів за рахунок впливу зрошення на кожному з указаних фрагментів.



**Рис. 2.17. Фрагментування зрошуваних масивів складної геометричної форми:**  
*а – поєднання прямокутних фігур; б – поєднання трикутних і прямокутних фігур*

Рис. 2.17,а ілюструє приклад розташування в пласті-квадранті зрошуваної площі, що має складний ступінчастий контур  $ABCDEFGHKM$ , ортогональні відрізки якого паралельні координатним осям  $Ox$  і  $Oy$ , суміщеним з границями пласта. Для зручності розрахунку ця фігура розділена на фрагменти: прямокутники  $ABCN$ ,  $PDEF$ ,  $NPQM$  і  $QGHK$  (як один із варіантів). Фрагменти позначені символами  $A$ ,  $P$ ,  $N$  і  $Q$ .

Прогнозна величина підйому ґрунтових вод  $\Delta h_s$ , що викликаний іригаційною інфільтрацією інтенсивністю  $w$  на всій площі масиву  $ABCDEFGHKM$ , виражається сумою

$$\Delta h_{\Sigma} = \Delta h_A + \Delta h_P + \Delta h_N + \Delta h_Q, \quad (2.97)$$

де  $\Delta h_A$ ,  $\Delta h_P$ ,  $\Delta h_N$ ,  $\Delta h_Q$  – часткові прирости рівня ґрунтових вод за рахунок диференційованого впливу зрошення на прямокутних фрагментах відповідно  $A$ ,  $P$ ,  $N$  і  $Q$ .

Формулу (2.97) застосовують до всіх точок масиву і прилеглої незрошуваної території на будь-який строк прогнозу.

Інший приклад фрагментування, наведений на рис. 2.17,б, відноситься до зрошуваних площ з ломаним контуром. Масив, що має форму трапеції  $OABC$ , розбивається на два розрахункових фрагменти: трикутник  $OAD$  і прямокут-

ник  $ABCD$ . Довжини відрізків  $OD$ ,  $AB$  і  $BC$  дорівнюють відповідно  $d$ ,  $2b$  і  $2l$ . Сторони трикутника  $OA$  і  $OD$  утворюють кут  $\varphi$  в діапазоні від  $0$  до  $\frac{\pi}{2}$ . Пласт є умовно однорідним на водоупорі і розглядається як необмежений в плані. Початок координат суміщається з вершиною трикутника  $O$ , а вісь  $Ox$  – з основою трапеції. Розрахункова залежність для прогнозу підйому ґрунтових вод  $\Delta h_{\Sigma}$ , що викликана іригаційною інфільтрацією на площі трапецієподібного масиву  $OABC$ , має вигляд [47]:

$$\Delta h_{\Sigma}(x, y, t) \cong 0,25 \frac{w \cdot t}{\mu} \left[ I(\zeta_x, m) - I(\zeta_1, m_1) - I(\zeta_2, m_2) \right] + I(\zeta_2, m_3) + V(\zeta_x, \beta, \varphi) - V(\zeta_1, \beta, \varphi), \quad (2.98)$$

де  $I$  – функція (2.44) при аргументах  $\lambda = \zeta_x, \alpha_1, \alpha_2$  і  $m = m, m_1, m_2, m_3$ ;

$V$  – функція (2.50) з аргументами  $\alpha = \zeta_x, \alpha_1, \beta, \varphi$ ;

$$\zeta_x = g \cdot x, \quad \zeta_y = g \cdot y, \quad \alpha_1 = g \cdot (x - d), \quad \alpha_2 = g \cdot (x - d - 2b), \quad \beta = \zeta_y - \zeta_x \operatorname{tg} \varphi,$$

$$m = \frac{y}{x}, \quad m_1 = \frac{y - 2l}{x - 2d}, \quad m_2 = \frac{y}{x - d - 2b}, \quad m_3 = \frac{y - 2l}{x - d - 2b}, \quad g = \frac{1}{2\sqrt{a \cdot t}}.$$

**Врахування коливань інтенсивності іригаційної інфільтрації за часом.** Основні способи розрахункової схематизації складної зміни за часом величини  $w$  і умов їх застосування охарактеризовані в підрозділі 1.6. У випадку використання для прогнозу величини  $\Delta h$  ступінчастого графіка  $w(x)$ , тобто схеми стрибкоподібної зміни інтенсивності іригаційної інфільтрації (рис. 1.27,б), рівняння викликаних ними коливань рівня ґрунтових вод має вигляд при  $t_{n-1} < t < t_n$ :

$$\Delta h(x, y, t) \cong \sum_{j=1}^n (w_j - w_{j-1}) \Delta \bar{h}(x, y, t - t_{j-1}), \quad (2.99)$$

де  $\Delta \bar{h}$  – відповідне аналітичне рівняння відносної величини підйому рівня ґрунтових вод (при  $w = 1$ ).

Рівняння (2.99) ґрунтується на принципі суперпозиції та дійсне для всіх розглянутих у пунктах 2.5.1 і 2.5.2 розрахункових схем форми і розташування зрошуваних площ, форми пласта і типу граничних умов, структури області фільтрації (умовно однорідний пласт на водоупорі, перетікання через слабопроникний підстилаючий шар, планова неоднорідність водоносної товщі на водоупорі). Його можна застосувати і за будь-якої апроксимації складної геометрії границь пластів і контурів зрошуваних масивів. Тому в розрахунках за рівнянням (2.99) використовують як  $\Delta \bar{h}$  всі наведені вище розрахункові залежності  $\Delta h$  при  $w = \text{const}$  (вважаючи  $w = 1$ ).

Викладене можна показати на прикладі прямокутного зрошуваного масиву в необмеженому умовно однорідному пласті на водоупорі (рис. 2.1,а),

визначаючи очікуване коливання рівня ґрунтових вод у центральній точці ділянки 1. Підставляючи в рівняння (2.43) вираз  $\Delta \bar{h}$ , за формулою (2.99) при  $i=1$  і  $w=1$  отримують конкретну розрахункову залежність для  $n$ -го ступеня графіка  $w(\zeta)$ :

$$\Delta h(0,0,t) = \frac{1}{\mu} \left[ w_1 \cdot t \cdot I(\zeta_1, m) + (w_2 - w_1) \cdot (-t_1) \cdot I(\zeta_1, m) + \right. \\ \left. + (w_3 - w_2) \cdot (-t_2) \cdot I(\zeta_2, m) + \dots + (w_n - w_{n-1}) \cdot (-t_{n-1}) \cdot I(\zeta_{n-1}, m) \right], \quad (2.100)$$

де  $g = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot t}$ ,  $g_1 = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot (-t_1)}$ ,  $g_2 = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot (-t_2)}$ ,  $g_{n-1} = \frac{1}{2} \sqrt{a \cdot (-t_{n-1})}$ ;

$$m = \frac{l}{b}.$$

Розрахунки  $\Delta h(0,0,t)$  за цією залежністю виконують шляхом інтерполяції табличних значень функції  $I$ , застосовуючи як аргументи  $\lambda$  і  $m$  їх значення, вказані у формулі. Залежність (2.100), як і загальне рівняння (2.99), використовують за будь-якого ступеня графіка  $w(\zeta)$   $j < n$ .

Для короткострокових прогнозів зміни рівня ґрунтових вод функцією  $w(\zeta)$  доцільно представити у вигляді лінійної залежності:  $w(\zeta) = w_0 + c \cdot t$  при  $0 < t < t_1$  (рис. 1.27,з). Стосовно до схеми прямокутної ділянки в необмеженому пласті (рис. 2.1,а) рівняння для розрахунку прогнозної величини  $\Delta h$  в період часу  $0 < t < t_1$  має вигляд:

$$\Delta h(x,y,t) = \frac{w_0 \cdot t + c \cdot t^2}{4 \cdot \mu} \left[ I(\zeta_x, m_1) - I(\zeta_x, m_2) - I(\zeta_x, m_3) + I(\zeta_x, m_4) - \right. \\ \left. - \frac{c \cdot t^2}{4\mu} \left[ I_x(\zeta_1, \beta_1) - I_x(\zeta_1, \beta_2) - I_x(\zeta_2, \beta_1) + I_x(\zeta_2, \beta_2) \right], \quad (2.101) \right.$$

$$\text{де } I_x(\zeta, \beta) = \int_0^1 \operatorname{erf}\left(\frac{\alpha}{\sqrt{\theta}}\right) \cdot \operatorname{erf}\left(\frac{\beta}{\sqrt{\theta}}\right) \cdot \theta \cdot d\theta; \quad (2.102)$$

$$\alpha_1 = \eta_x, \quad \alpha_2 = \xi_x; \quad \beta_1 = m_1 \cdot \eta_x, \quad \beta_2 = m_2 \cdot \eta_x;$$

$w_0$  – початкове значення  $w$  в момент  $t = 0$ , м/добу;

$c$  – уклон лінійного графіка  $w(\zeta)$ ;

інші позначення ті самі, що і в рівнянні (2.49).

Для прогнозних розрахунків величини  $\Delta h$  в напівобмеженому пласті з прямокутною зрошуваною ділянкою (рис. 2.1,а) за лінійної залежності  $w(\zeta)$  перетворюють рівняння (2.53) в такому порядку: виключають множник  $w$  перед фігурною дужкою, а замість кожного члена рівняння  $I(\zeta, m)$  підставляють відповідний вираз

$$w_0 + c \cdot t \cdot I(\alpha, m) - c \cdot t \cdot I_n(\alpha, \beta),$$

де  $\alpha = \lambda$ ,  $\alpha = m \cdot \lambda$ ;  $\lambda = \xi'_x, \xi''_x, \eta'_x, \eta''_x$ ;  $m = m_1, m_2, \dots, m_7, m_8$ .

Схема кусочно-лінійної залежності  $w$  (рис. 2.27,д) дозволяє найбільш детально враховувати при прогнозуванні величини  $\Delta h$  безперервний хід зміни за часом інтенсивності інфільтрації  $w$ . Як приклад можна навести відповідну цій схемі розрахункову формулу очікуваної зміни рівня  $\Delta h$  для центральної точки  $I$  прямокутної зрошуваної ділянки в необмеженому умовно однорідному пласті на водоупорі (рис. 2.1,а) при  $t_{n-1} < t < t_n$ :

$$\begin{aligned} \Delta h(0, t) = & \frac{w_0 \cdot t}{\mu} I(\alpha, m) + \frac{1}{\mu} c_1 \cdot t^2 \left[ I(\alpha, m) - I_n(\alpha, \beta, g \cdot l) \right] + \\ & + (c_2 - c_1) \cdot (-t_1)^2 \left[ I(\alpha, m) - I_n(\alpha, \beta, g_1 l) \right] + \\ & + (c_3 - c_2) \cdot (-t_2)^2 \left[ I(\alpha, m) - I_n(\alpha, \beta, g_2 l) \right] + \dots + \\ & + (c_n - c_{n-1}) \cdot (-t_{n-1})^2 \left[ I(\alpha, m) - I_n(\alpha, \beta, g_{n-1} l) \right], \end{aligned} \quad (2.103)$$

де  $c_1, c_2, c_3, \dots, c_{n-1}, c_n$  – значення уклону 1, 2, 3-ї, ... (n-1)-ї, n-ї гілки ломаного графіка  $w$  в періоди часу відповідно  $0 < t < t_1$ ,  $t_1 < t < t_2$ ,  $t_2 < t < t_3$ , ...,  $t_{n-2} < t < t_{n-1}$ ,  $t_{n-1} < t < t_n$ ;

$g, g_1, g_2, \dots, g_{n-1}$  – коефіцієнти, що мають ті самі вирази, що і в формулі (2.100), м<sup>-1</sup>;

смісл інших позначень такий самий як і в попередньому викладі.

## 2.5.4. Наближена оцінка можливості утворення верховодки за зрошення

За наявності слабководопроникних прошарків у ненасиченій зоні зрошення може утворитися шар верховодки.

Розглянемо випадок утворення верховодки на зрошенні для схеми, яка запропонована на рис. 2.18; верхній шар з водовіддачею  $\mu_1$  і коефіцієнтом фільтрації  $k_1$ , нижній – потужністю  $m_2$  і коефіцієнтом фільтрації  $k_2$ .

Очевидно, що при  $k_2 < k_1$  та інтенсивності інфільтраційного живлення  $w$  ( $w < k_1$ ) буде мати місце утворення шару верховодки з рівнем  $H_0$ . Після поливу ( $w = 0$ ) шар верховодки буде знижуватися за рахунок просочування води через слабкопроникний шар до рівня  $H$ .

Розрахунок часу зниження шару верховодки виконується за формулою

$$t = \frac{\mu_1}{k_1 - w} \left( H_0 - H - A \ln \frac{H_0 + b_*}{H + b_*} \right), \quad (2.104)$$

$$\text{де } A = \frac{(1 - m_2) \cdot (k_1 - w) \cdot m_2 w}{k_1 - w}, \quad b_* = \frac{w m_2}{k_1 - w}, \quad v = \frac{k_1}{k_2}.$$

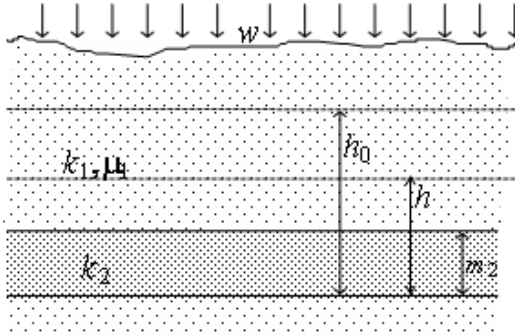


Рис. 2.18. Розрахункова схема для оцінки умов утворення верховодки

## 2.6. Розрахунок сольового режиму (прогноз засолення ґрунту зони аерації)

Виконання такого розрахунку насамперед потребує надійних матеріалів ґрунтових і гідрогеологічних досліджень щодо вмісту і видів солей в ґрунтах і ґрунтових водах.

Метою розрахунку сольового режиму є забезпечення сприятливого сольового режиму в активному шарі ґрунту.

Для ґрунтів сухостепової і степової зон прогноз сольового режиму і динаміки поглинання основ (Na, Ca, Mg) ведуть на підставі розв'язання рівнянь конвективної дифузії і рівнянь ізотерм іонного обміну:

$$n_a \frac{\partial C_p}{\partial t} = m_d \frac{\partial^2 C_p}{\partial x^2} - v_k \frac{\partial C_p}{\partial x} - \frac{\partial N_p}{\partial t}, \quad (2.105)$$

$$\frac{N_1}{\sqrt{N_2}} = \alpha_1 \frac{C_1}{\sqrt{C_2}}; \quad \frac{N_1}{\sqrt{N_3}} = \alpha_2 \frac{C_1}{\sqrt{C_3}}, \quad (2.106)$$

$$N_1 + N_2 + N_3 = N_{\text{зає}}, \quad (2.107)$$

$$t = 0 \quad C_p = 0, \quad C_{sl,p} = C_{sl,p}^0, \quad (2.108)$$

$$t > 0 \quad \begin{cases} x = 0; & C_p - C_{nl} = m_d \frac{\partial C_p}{\partial x}, \\ x = h; & \frac{\partial C_p}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad (2.109)$$

де  $C_p, t$  – концентрація іонів у ґрунтовому розчині, мекв/100г;

$N_p(x, t)$  – вміст іонів у ґрунтовому поглинальному комплексі (ГПК),  
мекв/100г;

$x$  – глибина (координата) від поверхні ґрунту, м,  $0 \leq x \leq h$ ;

$t$  – тривалість розрахункового періоду, діб;

$h$  – потужність розрахункового шару ґрунту, м;

$p=1, 2, 3$  відносяться відповідно до характеристик іонів  $Na, Ca, Mg$ ;

$\alpha_1$  і  $\alpha_2$  – коефіцієнти ізотерм іонообмінної сорбції;

$m_d$  – коефіцієнт конвективної дифузії;

$v_k$  – швидкість фільтрації.

Розв'язок цих рівнянь дозволяє визначити динаміку іонів  $Na, Ca, Mg$  в ґрунтовому розчині та ґрунтовому поглинальному комплексі, якщо попередньо визначені їх початкові значення розподілу в ґрунтовому розчині  $C_{sl,p}$ , їх сумарний вміст у ґрунтовому поглинальному комплексі  $N_{заг}$ , їх концентрація в зрошувальній воді  $C_n$ , дослідні параметри  $n_d, \alpha_1, \alpha_2$ , а також якщо відомий закон зміни швидкості фільтрації  $v_k$ . Вирішення сформульованої задачі здійснюється *методом кінцевих різниць*.

Допускається прогноз водно-сольового режиму виконувати на підставі *лінійних моделей вологопереносу*.

## 2.7. Прогноз мінералізації дренажного стоку

Для *горизонтального дренажу* прогноз і оцінку зміни мінералізації дренажних вод визначають за формулою

$$C_w = C_n \frac{M}{W} + \frac{G_{поч}}{\omega_{НВ}} \cdot \sum_{i=1}^3 \alpha_i \cdot \chi_i \cdot \exp\left(-\chi_i \frac{W \cdot t}{\omega_{НВ}}\right), \quad (2.110)$$

де  $C_w$  – мінералізація дренажних вод, г/л;

$M$  – об'єм поданої води на поле за одиницю часу (рік), м<sup>3</sup>/га;

$W$  – об'єм відведеної води за одиницю часу (рік), м<sup>3</sup>/га;

$C_n$  – концентрація солей в зрошувальній воді, г/л;

$G_{поч}$  – початковий (вихідний) запас солей в розрахунковій товщі ґрунту, кг/га;

$\omega_{НВ}$  – водоутримувальна здатність ґрунту (найменша вологоємність розрахункової товщі), м<sup>3</sup>/га;

$\alpha_i$  – показник відносного вмісту хлоридів ( $\alpha_1$ ), сульфатів ( $\alpha_2$ ), гідрокарбонатів ( $\alpha_3$ ) у загальній сумі вихідних мінеральних солей, частка від одиниці;

$t$  – час, років;

$\chi_i$  – параметр, що враховує «активність» вилужування солей відповідно хлоридів ( $\chi_1$ ), сульфатів ( $\chi_2$ ), гідрокарбонатів ( $\chi_3$ ).

Рекомендовані такі значення параметрів:

- $\chi_1=1,165$  для хлоридів;
- $\chi_2=0,426$  для сульфатів;
- $\chi_3=0,265$  для гідрокарбонатів.

У розрахунку зміни концентрації одного з аніонів приймають  $\alpha_i=1$  для прогнозного аніону і  $\alpha_i=0$  для двох інших аніонів, а значення параметрів  $C_n$ ,  $G_{нов}$ , і  $\chi_i$  беруть відповідно до цього інградієнту.

Застосовуючи *вертикальний систематичний дренаж*, коли водозабір здійснюється із нижнього добре водопроникного шару, перекритого зверху слабкопроникною засоленою покривною товщею, прогнозу мінералізацію дренажного стоку для розглянутого періоду (0-T) визначають за формулою

$$C_w \left( \bar{v} \right) = \frac{h_2 \cdot n_2 \cdot C_{20} + v_k \cdot \Delta t \left[ \sum_{i=1}^v C_1 \left( \bar{v}_i \cdot i \cdot \Delta t \right) - \frac{v}{v+1} \sum_{i=0}^{v-1} C \left( \Delta t \right) \right]}{h_2 \cdot n_2 + v_k \cdot \Delta t \left( \frac{v}{v+1} \right)}, \quad (2.111)$$

де  $C_w \left( \bar{v} \right) \cong C_w \left( \bar{v} \cdot \Delta t \right)$  – осереднена мінералізація дренажних вод, г/л, що відводиться свердловиною в момент часу  $t_v = v \cdot \Delta t$ ;

$\Delta t$  – крок часу, приймають  $\Delta t = \frac{T}{j}$ ;

$v = 1, 2, \dots, j$ ;

$C_1 \left( \bar{v}_i \cdot t_i \right) \cong C_1 \left( \bar{v}_i \cdot i \cdot \Delta t \right)$  – мінералізація розчину, який надходить із верхнього покривного шару в нижній через кривлю в момент часу  $t_i = i \cdot \Delta t$ , г/л;

$C_{20}$  – вихідна осереднена концентрація солей в нижньому дренаваному шарі, г/л;

$h_1, h_2$  – потужність відповідно верхнього і нижнього шарів ґрунту, м;

$v_k$  – середня за розрахунковий період  $T$  інтенсивність надходження води із покривного шару в нижній, м/добу;

$T$  – тривалість розглянутого періоду, дб;

$n_2$  – шпаруватість нижнього шару ґрунту.

Мінералізація води  $C_t$  ( $Q_t, t$ ), що надходить з верхнього покривного шару в нижній в момент часу  $t$ , визначають за спеціальною номограмою.

#### **Вправа 2.4. Прогнозні розрахунки мінералізації ґрунтових вод і засоленості ґрунтів зони аерації.**

- Дано: - ґрунт – чорнозем звичайний важкосуглинковий;  
- середня багаторічна зрошувальна норма (брутто) – 2610 м<sup>3</sup>/га;  
- концентрація солей в поливній воді – 1,3 г/л;  
- середній об'єм відведеної води за рік – 298 м<sup>3</sup>/га;  
- потужність активного шару ґрунту – 1,0 м;  
- щільність розрахункового шару ґрунту – 1,3 г/см<sup>3</sup>;  
- шпаруватість ґрунту – 45 %;  
- вміст легкорозчинних солей в ґрунті – 0,2 %;  
- відносний вміст солей, %:  
    хлориди – 40;  
    сульфати – 30;  
    гідрокарбонати – 30;  
- вологість ґрунту при НВ – 25,3 %;  
- критична глибина залягання рівня ґрунтових вод – 2,6 м;  
- щорічний середній підйом ґрунтових вод – 0,95 м;  
- середні багаторічні атмосферні опади – 500 мм.

- Необхідно: 1) виконати прогноз мінералізації дренажних вод для горизонтального дренажу через 1 та 10 років експлуатації зрошувальної системи;  
2) визначити глибину залягання ґрунтових вод при їх стабілізації.  
3) встановити можливу величину мінералізації ґрунтового розчину на його поверхні.  
4) обчислити максимальне засолення ґрунту і глибину його розповсюдження;  
5) розрахувати середню мінералізацію ґрунтового розчину для всієї зони аерації, можливе накопичення солей та тривалість засолення.

#### **Розв'язок**

**1. Прогноз і оцінку зміни мінералізації дренажних вод** для горизонтального дренажу виконують за формулою (2.110). При цьому прийняті такі дані:

- концентрацію солей в поливній воді на зрошенні чи промиванні встановлюють на підставі хімічного аналізу проб  $C_n = 1,3$  г/л;
- об'єм поданої води на зрошення (середня багаторічна зрошувальна норма, брутто) визначають на підставі розрахунку режиму зрошення за формулою (2.7);  $M = 2610$  м<sup>3</sup>/га;
- об'єм відведеної дренажем за одиницю часу (рік) води розраховують на підставі водобалансових розрахунків за формулою (2.11) або спрощеною формулою (2.12);  $W = 298$  м<sup>3</sup>/га;
- початковий (вихідний) запас солей в розрахунковій товщі  
$$G_{поч} = 100 \cdot \gamma \cdot h \cdot S_1 = 100 \cdot 1300 \cdot 1,0 \cdot 0,2 = 2600 \text{ кг/га};$$
- щільність розрахункового шару ґрунту  $\gamma = 1,3$  г/см<sup>3</sup>, або 1300 кг/м<sup>3</sup>;

- потужність активного шару ґрунту;  $h = 1$  м;
- вміст легкорозчинних солей в ґрунті;  $S_1 = 0,2$  %.
- водоутримувальна здатність ґрунту (запаси вологи при НВ) розрахункової товщі;

$$\omega_{НВ} = 100 \cdot \gamma \cdot h \cdot \beta_{не} = 100 \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot 25,3 = 3289 \text{ м}^3/\text{га};$$

- показник відносного вмісту легкорозчинних аніонів:
  - ✓ хлоридів  $\alpha_1 = 0,40$ ,
  - ✓ сульфатів  $\alpha_2 = 0,30$ ,
  - ✓ гідрокарбонатів  $\alpha_3 = 0,30$ ;
- параметр, який враховує «активність» вилуження солей:
  - ✓ хлоридів  $\chi_1 = 1,165$ ,
  - ✓ сульфатів  $\chi_2 = 0,426$ ,
  - ✓ гідрокарбонатів  $\chi_3 = 0,265$ ;

- час  $t = 1$  рік і 10 років.

Тоді мінералізація дренажних вод складатиме:

- через 1 рік експлуатації зрошувальної і дренажної мережі

$$C_w = 1,3 \frac{2610}{298} + \frac{26000}{3289} \cdot \left[ 0,4 \cdot 1,165 \cdot \exp\left(-1,165 \cdot \frac{298 \cdot 1}{3289}\right) + 0,3 \cdot 0,456 \cdot \exp\left(-0,456 \cdot \frac{298 \cdot 1}{3289}\right) + 0,3 \cdot 0,265 \cdot \exp\left(-0,265 \cdot \frac{298 \cdot 1}{3289}\right) \right] = 16,4 \text{ г/л};$$

- через 10 років

$$C_w = 1,3 \frac{2610}{298} + \frac{26000}{3289} \cdot \left[ 0,4 \cdot 1,165 \cdot \exp\left(-1,165 \cdot \frac{298 \cdot 10}{3289}\right) + 0,3 \cdot 0,456 \cdot \exp\left(-0,456 \cdot \frac{298 \cdot 10}{3289}\right) + 0,3 \cdot 0,265 \cdot \exp\left(-0,265 \cdot \frac{298 \cdot 10}{3289}\right) \right] = 13,9 \text{ г/л}.$$

**2. Глибину залягання ґрунтових вод при їх стабілізації** визначають за формулою (2.17). За стабілізації рівня ґрунтових вод випаровування з їх поверхні дорівнює навантаженню на дренаж, тобто  $e = W = 298 \text{ м}^3/\text{га}$  29,8 мм/рік. Випаровуваність для зрошуваної зони України орієнтовно становить 1000 мм/рік. Тоді при  $H_{кр} = 2,6$  м і

$$n=2 \text{ (найнесприятливіший випадок)} \quad X_1 = 2,6 \left( 1 - \sqrt{\frac{29,8}{1000}} \right) = 2,15 \text{ м}.$$

Тривалість, за якої відбудеться підйом рівня ґрунтових вод від критичної глибини до положення стабілізації, за їх середньої швидкості  $v_{сеп} = 0,95$  м/рік, згідно з формулою (2.19), дорівнюватиме  $t = \frac{2,60 - 2,15}{0,5 \cdot 0,95} = 0,95$  року, фактично 1 рік.

**3. Можлива величина мінералізації ґрунтового розчину на його поверхні складатиме**

$$C_n = C_w \cdot \exp \left[ Pe \left( 1 - \frac{2}{\tilde{v}} \right) \right], \quad (2.112)$$

де  $Pe$  – параметр Пекле;

$\tilde{v}$  – відносна швидкість вертикального вологообміну.

Параметри Пекле визначають за формулою

$$Pe = \frac{X_l \cdot v_1}{2 \cdot m \cdot D^*}, \quad (2.113)$$

де  $m$  – шпаруватість ґрунту зони аерації, частка від маси ґрунту (одиниці);

$D^*$  – коефіцієнт конвективної дифузії (параметр переносу солей), м<sup>2</sup>/добу;

$v_1$  – інтенсивність транспірації ґрунтових вод, м/добу

$$v_1 = v_2 + e, \quad (2.114)$$

$v_2$  – інтенсивність інфільтрації зі зрошуваних полів, м/добу

$$v_2 = \frac{P + M}{3650000}, \quad (2.115)$$

$P$  – середні багаторічні атмосферні опади, м<sup>3</sup>/га;

$M$  – середня багаторічна зрошувальна норма, м<sup>3</sup>/га;

$\tilde{v}$  – відносна швидкість вертикального вологообміну

$$\tilde{v} = \frac{v_1}{v_2}. \quad (2.116)$$

Тоді для розглянутого прикладу  $v_2 = \frac{5000 + 2610}{3650000} = 0,00208$  м/добу;

$e = 298$  м<sup>3</sup>/га = 29,8 мм/рік = 0,0298 м/рік = 0,0000816 м/добу;

$v_1 = 0,00208 + 0,0000816 = 0,00216$  м/добу;

$\tilde{v} = \frac{0,00216}{0,00208} = 1,038$ .

Коефіцієнт конвективної дифузії визначають за формулою

$$D^* = D_l + \lambda |v_1|, \quad (2.117)$$

де  $\lambda$  – коефіцієнт гідродинамічної дисперсії, який залежить від вмісту в ґрунті частинок менше 0,01 мм (фізичної глини) (рис. 2.19);

$D_l$  – коефіцієнт молекулярної дифузії,  $D_l \approx 10^{-4}$  м<sup>2</sup>/добу.

Уміст фізичної глини в ґрунті різного гранулометричного складу, за відсутності лабораторних вимірювань, орієнтовно визначають по класифікації Н. А. Качинського (табл. 2.6).

Для розглянутого прикладу ґрунт – чорнозем звичайний важкосуглинковий; згідно з класифікацією Н.А. Качинського (табл. 2.6) уміст частинок менше 0,01 мм за степовим ґрунтоутворенням повинно бути 45-60 % – у середньому 50 %, тоді (рис. 2.19  $\lambda = 0,33$  м)

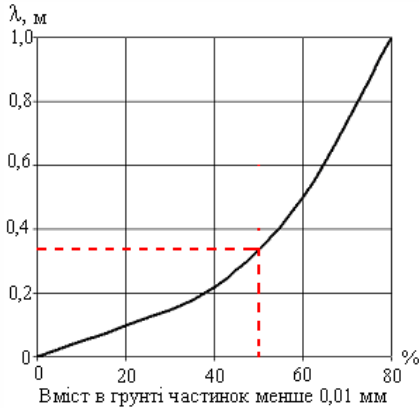


Рис. 2.19. Залежність коефіцієнта гідралічної дисперсії  $\lambda$  для ґрунтів різного гранулометричного складу

Таблиця 2.6 – Класифікація ґрунту за механічним складом (за Н.А. Качинським)

Вміст фізичної глини, % частинок менше 0,01 мм		Назва ґрунту за гранулометричним складом
підзолистого типу ґрунтоутворення (ненасичені основами)	ступеневого типу ґрунтоутворення	
0–5	0–5	Пісок сипучий зв'язний
5–10	5–10	
10–20	10–20	Супісок
20–30	20–30	Суглинок легкий середній важкий
30–40	30–45	
40–50	45–60	
50–70	60–70	Глина легка середня важка
70–80	70–80	
80–100	80–100	

$$D^* = 0,0001 + 0,33 \cdot 0,00208 = 0,000786 \text{ м}^2/\text{добу}.$$

$$Pe = \frac{2,15 \cdot 0,00208}{2 \cdot 0,5 \cdot 0,000786} = 5,69.$$

Із огляду представлені розрахунки величина мінералізації ґрунтового розчину на поверхні ґрунту через рік становитиме

$$C_n = 16,4 \cdot \exp\left[5,69 \left(1 - \frac{2}{1,038}\right)\right] = 0,084 \text{ г/л, а через 10 років } 0,071 \text{ г/л.}$$

#### 4. Максимальне засолення ґрунту очікується на глибині

$$X_{max} = X_1 \cdot \frac{1}{v}. \quad (2.118)$$

Максимальне засолення ґрунтового розчину на глибині максимального засолення

$X_{max}$

$$C_{max} = C_w \cdot \exp \left[ Pe \left( 1 - \frac{l}{v} \right)^2 \right]. \quad (2.119)$$

Для розглянутого прикладу глибина максимального засолення дорівнюватиме

$$X_{max} = 2,15 \cdot \frac{1}{1,038} = 2,07 \text{ м, а концентрація ґрунтового розчину через 1 рік}$$

експлуатації  $C_{max} = 16,4 \cdot \exp \left[ 5,69 \cdot \left( 1 - \frac{1}{1,038} \right)^2 \right] = 16,5 \text{ г/л.}$

**5. Середню мінералізацію ґрунтового розчину для всієї зони аерації ( $X_1$ ) орієнтовно визначають за формулою**

$$C_{сеп} = 0,75 \cdot C_w. \quad (2.120)$$

Можливе накопичення солей у шарі  $X_1$

$$G = C_{сеп} \cdot X_1 \cdot m. \quad (2.121)$$

Щорічне надходження солей в  $X_1$ -товщу з боку ґрунтових вод

$$\Delta G = C_w (v_1 - v_2). \quad (2.122)$$

Тривалість часу за який відбудеться засолення зони аерації у разі підйому рівня ґрунтових вод вище критичного, розраховують за формулою

$$T = \frac{G}{\Delta G}. \quad (2.123)$$

Для розглянутого прикладу  $C_{сеп} = 0,75 \cdot 16,4 = 12,3 \text{ г/л,}$

$$G = 12,3 \cdot 2,15 \cdot 0,45 = 11,9 \text{ кг/га,}$$

$$\Delta G = 12,3 \cdot (0,00216 - 0,00208) = 0,000984 \text{ кг/добу, або } 0,359 \text{ кг/рік,}$$

$$T = \frac{11,9}{0,359} = 33 \text{ роки.}$$

**За даним розрахунком можна зробити такі висновки:**

1. Ґрунтові води через 1 (t) рік знаходитимуться від поверхні ґрунту на глибині 2,15 м ( $X_1$ ) з концентрацією солей 16,4 г/л ( $C_w$ ).
2. На поверхні ґрунту концентрація водорозчинних солей становитиме 0,071 г/л ( $C_n$ ), на глибині 2,07 м ( $X_{max}$ ) очікується максимальне засолення ґрунту зі загальною мінералізацією 16,5 г/л ( $C_{max}$ ).
3. Критичний період, за який відбудеться засолення зони аерації складає 33 роки (T).
4. Прогнозна пророка підтверджує необхідність будівництва дренажу на зрошуваній території.

## 2.8. Характеристика сприятливого меліоративного режиму

*Меліоративний режим зрошуваних земель* – сукупність показників і характеристик, що обумовлюють умови ґрунтоутворення і розвитку рослин.

Меліоративний режим може бути сприятливим і несприятливим.

Враховуючи розробки І.П. Айдарова, А.І. Голованова, Г.О. Сенчукова [49], можна встановити обмеження в таких складових меліоративного режиму:

- **живлення ґрунтових вод** за рахунок фільтраційних втрат із зрошувальної мережі – 10 % від сумарного випаровування для степової зони і 15 % для сухостепової. Границею допустимості антропогенних дій слугує відхилення від указаних значень в 1,4–1,6 раза;
- **величина інфільтраційного живлення ґрунтових вод** – 10 % від зрошувальної норми для степової зони і 15 % – для сухостепової. Допустимою границею (екологічно прийнятним показником) є відхилення від указаних значень в 1,5 раза;
- **допустимі рівні регулювання ґрунтових вологозапасів** для земель степової зони (чорноземи звичайні та південні) – у межах 0,65–0,85 від НВ, для сухостепової зони (каштанові ґрунти) – 0,7–0,9 НВ;
- **допустима глибина залягання рівня ґрунтових вод** для степової зони (чорноземи звичайні та південні) становить не менше 5 м від поверхні землі; на інших територіях варіює в межах 2,0–2,5 м;
- **допустима загальна мінералізація зрошувальної води** для чорноземів – не більше 0,6 г/л при вмісті натрію в них не більше 10–15 % від суми всіх катіонів, рН = 7; для каштанових ґрунтів – не більше 0,8 г/л при вмісті натрію не більше 25 % від суми катіонів і рН не більше 7,5;
- **допустима величина змиву ґрунту в умовах зрошення** за результатами досліджень Ю.П. Полякова для чорноземів звичайних і південних 0,18 мм/рік; для темнокаштанових, каштанових і світлокаштанових ґрунтів, – відповідно 0,15; 0,13; 0,10 мм/рік.

### *Запитання для самоконтролю*

1. Для яких потреб здійснюють прогнози гідрогеолого-меліоративного стану на зрошуваних землях?
2. Які основні завдання прогнозів гідрогеолого-меліоративного стану на зрошувальних системах?
3. Розкажіть про методи гідрогеологічних прогнозів в оцінці гідрогеолого-меліоративного стану на зрошуваних землях.
4. З'ясуйте типи виконання гідрогеологічних прогнозів і для яких умов їх розробляють.

5. Що собою являють прогнози гідрохімічного режиму ґрунтових вод?
6. З якою метою складають прогноз сольового режиму материнських порід та ґрунтів зони аерації?
7. У який спосіб встановлюють основні вихідні дані для здійснення гідрогеологічних прогнозів?
8. На якій засаді засновані прогнози методом гідрогеологічної аналогії?
9. Які необхідно враховувати подібності природних умов?
10. Що являє собою метод, заснований на аналізі графіків коливань рівня ґрунтових вод?
11. Яким чином застосовують метод, заснований на встановленні кореляційних зв'язків режиму з визначаючими факторами?
12. Поясніть застосування методу множинної кореляції при прогнозі гідрогеолого-меліоративної аналогії.
13. За яких умов застосовують балансові методи для прогнозу гідрогеолого-меліоративного стану?
14. З яким поєднанням меліоративних заходів і для яких рівнів складають рівняння водного балансу?
15. З яких частин складається рівняння водного балансу?
16. У який спосіб визначають приріст ґрунтових вод за відсутності дренажу на підставі водно-балансових розрахунків?
17. Чим відрізняються рівняння водного балансу зрошуваної території від однойменних рівнянь незрошуваних територій?
18. Для чого ведуть розрахунок водного балансу в існуючих умовах незрошуваних територій або на діючих меліоративних системах?
19. Як розраховують термін підйому ґрунтових вод до критичної глибини?
20. Що означає стабілізація рівня ґрунтових вод? Коли вона відбувається?
21. Яким чином можна встановити тривалість, за якої підніметься рівень ґрунтових вод від критичної глибини до стабілізаційного рівня?
22. З якою метою складають сольовий баланс зрошуваної території?
23. Як розрахувати надходження і винос солей з поверхневими і ґрунтовими водами?
24. Яким має бути сольовий баланс зрошуваної території за наявності дренажу, щоб запобігти вторинному засоленню?
25. Розкажіть про методи математичного моделювання гідрогеологічних об'єктів.
26. Що може бути аналоговою моделлю гідрогеологічних процесів?
27. З'ясуйте застосування чисельних моделей гідрогеологічних процесів.
28. Для чого застосовують ідентифікацію моделі за гідрогеологічних прогнозів?
29. В яких випадках застосовують статичні і динамічні моделі за гідрогеологічного прогнозуванні?
30. Які параметри характеризують якість гідрогеологічного прогнозу?
31. Яким рівнянням описується модель динаміки рівня ґрунтових вод? Які складові цього рівняння?

32. Коли застосується схема умовно однорідного пласта на водоупорі за моделювання рівня ґрунтових вод?
33. Опишіть як реалізувати схему планової неоднорідності водоносної товщі на водоупорі за моделювання динаміки рівня ґрунтових вод.
34. В яких випадках, моделюючи рівень ґрунтових вод, застосовують схему «граничного перетікання» із верхнього горизонту через роздільний шар за фіксованих напорів на його підшві?
35. Коли застосовують граничні умови першого, другого, третього і четвертого родів за моделювання динаміки рівня ґрунтових вод?
36. Як можна охарактеризувати фільтраційну схему будови водоносних пластів – умовно однорідний пласт на водоупорі?
37. Охарактеризуйте фільтраційну схему будови водоносних пластів – умовно однорідний пласт за наявності «граничного перетікання» через слабководопроникний підстиляючий шар.
38. Розкажіть про фільтраційну схему будови водоносних пластів – планова неоднорідність водоносної товщі на водоупорі.
39. За яких умов застосовують схеми геометричної форми пласта в плані: необмежений в плані пласт, напівобмежений пласт, пласт-кут, пласт-квадрат, пласт-смуга, пласт-прямокутник?
40. Як при застосуванні аналітичних методів прогнозу гідрогеологічних умов урахують складні геометричні границі пластів?
41. Що являє собою рівняння суперпозиції при здійсненні прогнозів гідрогеологічних умов складних контурів зрошуваних ділянок аналітичними методами?
42. Чому може утворюватися тимчасова верховодка під час зрошення шаруватих ґрунтів?
43. Яким чином ведуть розрахунок сольового режиму при прогнозі засолення ґрунту зони аерації?
44. Охарактеризуйте сприятливий меліоративний режим зрошуваних земель.

## 3. ГОРИЗОНТАЛЬНИЙ ДРЕНАЖ

Комплекс гідротехнічних споруд і пристроїв, що включає відкриті або закриті дрени, колектори зі спорудами на них і дренажні насосні станції, називають горизонтальним дренажем. Його влаштовують на масивах зі слабопроникними відкладеннями потужністю до 40 м, які залягають на водоупорі або підстилаються водоносним пластом з провідністю менше 100 м<sup>2</sup>/добу. Застосовують, як правило, в центральних частинах міжгірських впадин, на широких алювіальних терасах, периферійних частинах конусів виносу і в міжконусних депресіях, на сучасних і стародавніх приморських дельтах і низинах.

### 3.1. Конструкція горизонтального дренажу

Залежно від призначення і розташування по відношенню до дренажної площі і джерела живлення підземними водами розрізняють систематичний і вибірковий дренажі, головні (ловчі) і берегові дрени.

**Систематичний дренаж** являє собою систему паралельних горизонтальних відкритих або закритих дрен, які розташовані рівномірно по дренажній площі. Це основний вид дренажу на зрошуваних землях. Його передбачають на масивах зі складним гідрогеологічно-меліоративним станом, на ґрунтах схильних до вторинного засолення і небезпечної тенденції підйому ґрунтових вод вище критичних відміток.

**Вибірковий дренаж** складається із дрен, компактно розташованих на окремих ділянках території зі складним меліоративним станом і здебільшого в понижених елементах рельєфу за відсутності напірного живлення. Тобто якщо на основній території, за прогнозними розрахунками, необхідність в будівництві дренажу може виникнути через 10–15 років, а на окремих її частинах – значно раніше, то немає підстав для будівництва дренажу відразу на всій території.

**Головний (ловчий) і береговий дренаж** складається зі системи горизонтальних відкритих або закритих дрен, розташованих уздовж контурів живлення підземних вод дренажного масиву.

Головний дренаж влаштовують за наявності значного зовнішнього живлення підземних вод для часткового або повного перехоплення підйомного потоку. Дренаж передбачають вздовж верхньої (по напрямку потоку) границі меліорованої площі. Влаштування ловчої дрени не виключає можливості влаштування систематичного горизонтального дренажу на прилеглій території. Необхідність у будівництві головного дренажу обґрунтовують прогнозними фільтраційними розрахунками.

Береговий дренаж проектують за наявності підтоплення з боку річки або водосховищ.

**Відкритий горизонтальний** дренаж виконують у вигляді каналів у виїмці глибиною 3–4 м. Розміри поперечного перерізу каналів визначають гідравлічним розрахунком. Відкритий дренаж має ряд недоліків, що обмежують його застосування:

- заростання і сповзання відкосів;
- втрата корисної площі;
- погіршення умов механізації польових робіт;
- великі експлуатаційні затрати.

**Закритий дренаж** складається з дрен, внутрішньогосподарських і міжгосподарських колекторів різних порядків, ловчих і берегових дрен, споруд на них. Як правило, дрени і внутрішньогосподарські колектори останнього порядку будують закритими, а господарські і міжгосподарські колектори – відкритими.

Закриті дрени і колектори виготовляють з гончарних труб довжиною 333 мм і діаметром 50–250 мм; керамічних – довжиною 70 см, азбестоцементних безнапірних – довжиною 4 м, бетонних і залізобетонних безнапірних труб, а також труб з різних полімерів – поліетилену, поліхлорвінілу, полівінілхлориду.

У гончарні, керамічні та бетонні труби довжиною до 70 см вода надходить через зазори у стиках. За довжини труб 70 см встановлюють додаткову перфорацію у вигляді щілин або отворів, сумарна площа яких становить 0,5% поверхні труби. Ширина щілин – 3–7 мм, діаметр отворів 5–10 мм.

Дренажні труби, які застосовують у будівництві закритого дренажу на зрошуваних землях, повинні відповідати двом основним вимогам – бути міцними і хімічно стійкими і в основному проти сульфідів. Розрахунковий тиск ґрунту на труби прокладених на глибині 3,5–4,5 м становить 0,09–0,12 МПа. Навіть за вакуумування дренажу тиск може підвищуватися на 0,01–0,05 МПа, при цьому все одно буде нижче границі міцності вказаних труб.

Гончарні, керамічні і полімерні труби, що відповідають вимогам ГОСТ, не піддаються дії сульфатів, а бетонні і азбестоцементні труби значно страждають від них. Тому при влаштуванні дренажу їх обмазують бітумом, обґрунтовують доцільність застосування.

Вітчизняна промисловість випускає полімерні труби гладкостінні, гофровані або плетені мінімальним діаметром 50–100 мм і довжиною від 5 до 300 м з перфорацією через плетені волокна, виткові і поздовжні щілини або у вигляді круглих отворів.

Мінімальні похили відкритих дрен приймають 0,0005, а закритих – 0,001–0,002.

Одним із основних елементів закритого дренажу вважають фільтрувальну обсіпку, яка попереджає виніс частинок дренаваного ґрунту і замулення дрен, збільшує притік ґрунтових вод до дрени і дозволяє воді вільно надходити

ти в дрена. Від матеріалу і якості влаштування фільтра залежить ефективність роботи закритого дренажу.

Стики трубок обсіпають щебенем, гравієм або піщано-гравійними сумішами, створюючи фільтр. При проектуванні ретельно підбирають матеріал фільтрувальної обсіпки і її гранулометричний склад (крупність). Фільтрувальна обсіпка дрен повинна бути суцільною по довжині, так як переривчаста ускладнює будівництво дренажу і значно знижує притік води до дрени, особливо за малих діаметрів труб.

Призначаючи габарити обсіпки, дотримуються таких умов:

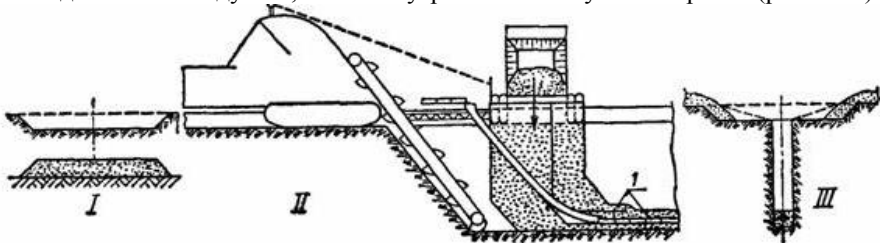
- ширину обсіпки встановлюють залежно від зовнішнього діаметра дрени:  $B = D + a$ , де  $D$  – зовнішній діаметр дренажної труби;  $a$  – ширина обсіпки з двох сторін дрени ( $a = 0,2-0,3$  м);
- висоту обсіпки  $H$  (м) при дренаванні однорідних ґрунтів визначають висотою вимочування. За глибокого залягання водоупору

$H = 0,17 - 0,26 \frac{Q}{k}$ , а за близького  $H = 0,37 \frac{Q}{k}$ . При цьому  $Q$  – притік води до дрени (м<sup>3</sup>/добу на 1 м довжини);  $k$  – коефіцієнт фільтрації дренажного ґрунту, м/добу.

Як дренажні фільтри застосовують також мати зі скловати і базальтового волокна, склотканину, технічну марлю і склосітку. Застосування цих виробів дозволяє скоротити витрати матеріалів, знизити транспортні затрати і механізувати процес виготовлення, монтажу і укладки фільтрів.

Будівництво закритого горизонтального дренажу залежно від рівня ґрунтових вод і вологості ґрунту проводять механізованим або напівмеханізованим способом. У ґрунтах природної вологості при глибині ґрунтових вод понад 2,5 м для влаштування дрен і колекторів застосовують дренаукладчики Д-658, Д-659 та ін. Труби і фільтри укладають вручну.

При облаштуванні дренажу на зрошувальних системах необхідно ретельно виконувати планування траси. Для отримання більш рівного дна траншеї в пониженнях по трасі із місцевого ґрунту за допомогою бульдозерів і грейдерів відсипають подушки, а на буграх влаштовують корита (рис. 3.1).

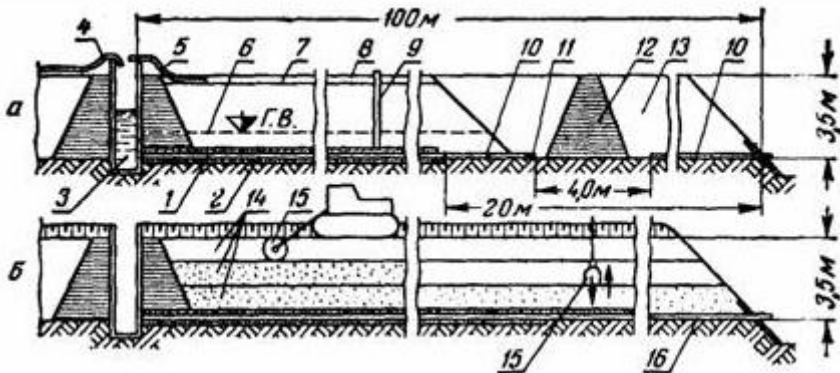


**Рис. 3.1. Технологічна схема влаштування траншейного дренажу на зрошувальних землях при рівні ґрунтових вод нижче дна траншеї:**

*I – влаштування корита або подушки на нерівних ділянках траси; II – копання траншеї, укладка трубок і фільтра – I – контроль за правильністю укладки і усунення дефектів; III – засипка траншеї і планування*

Траншеї копають за допомогою багатоковшових екскаваторів, обладнаних пристроями для автоматичного контролю уклону дна траншеї (направляючий трос або ПУЛ). Копання траншеї з укладкою фільтра під тубки, укладкою труб і перевіркою їх положення, укладкою фільтра над трубками і первинною обсіпкою ґрунтом шаром 10–15 см.

Поливні води із зрошувальних ділянок не повинні прориватись в дрени через засипку. Прорив через засипку може замулювати дрени і закупорити її. Для запобігання проривів поливної води в дрени ґрунт при зворотній засипці траншеї ущільнюють до природної щільності. Зазвичай застосовують два способи ущільнення ґрунтів у траншеях: комбінованим замочуванням і прикочуванням (рис. 3.2).



**Рис. 3.2. Технологічні схеми засипання траншеї дрени зрошувальних систем:**

*а* – при неглибокому заляганні ґрунтових вод (вище дна дрени); *б* – при глибокому заляганні ґрунтових вод; 1 – дренажні труби; 2 – фільтр; 3 – оглядовий колодезь; 4 – шланг підводу води в колодезь; 5 – шланг для підводу води в траншею; 6 – рівень води в траншеї після наповнення через дренажні труби і фільтр; 7 – рівень верху засипки після замочування через дренажні трубки; 8 – русло, заповнюване водою для замочування зверху вниз; 9 – контрольна трубка; 10 – ланки жорстких труб без перфорації і без фільтра; 11 – заглушка; 12 – тимчасова перемичка; 13 – ділянка траншеї з засипкою, ущільненою трамбуванням; 14 – засипання шарами; 15 – ущільнення засипки прикочуванням або трамбуванням; 16 – ланки жорстких труб без перфорації і фільтра

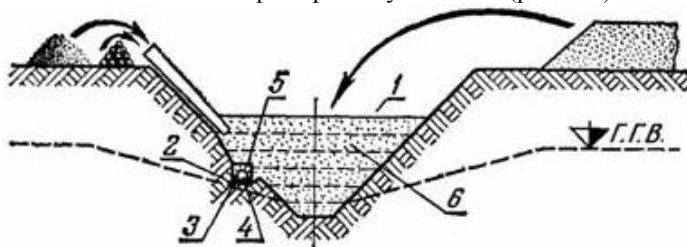
Спосіб замочування (рис. 3.2,*а*) застосовується на пилюватих суглинках, порядок робіт такий:

- від гирла дрени на ділянці довжиною 20 м укладають звичайні азбестоцементні або жорсткі пластмасові труби ланками по 4 м без фільтрів;
- на цій ділянці прибирають одну ланку, знявши заглушку на нижньому торці верхньої ділянки труби, а на місце знятої ланки поперек траншеї відсипають перемичку із ущільненого ґрунту;
- із оглядового колодезя в дрени подають воду, яка, заповнюючи її, просочується через фільтри і затоплює траншею шаром 30–40 см;
- за допомогою бульдозера ґрунтом із відвалу засипають траншею з водою, ґрунт розмокає, осідає нижче бровок траншеї;

- в траншею подають воду, яка фільтрує через засипку зверху вниз і змикається з попередньо зволуженим ґрунтом на дні траншеї;
- насичений водою ґрунт в траншеї протягом 2–3 днів самоущільнюється, після чого в траншею досипають залишений у відвалах ґрунт і поверхню засипки планують врівень з поверхнею землі;
- розбирають земляну перемичку в траншеї, замість неї знову встановлюють, ланку жорсткої труби і ділянку траншеї до гирла засипають ґрунтом з ущільненням його механічним способом.

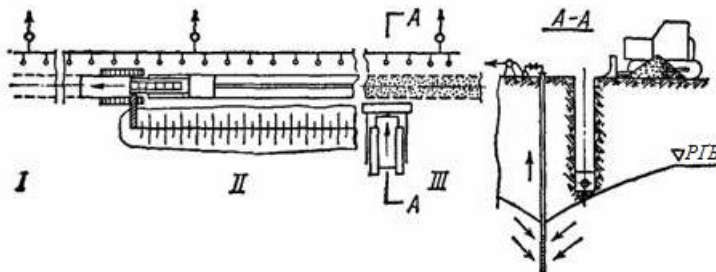
Спосіб прикочування (рис. 3.2,б) полягає у пошаровому відсіпанні ґрунту в траншею з ущільненням кожного шару трамбівками або котками. Якщо ґрунти для засипки вологоволі, то їх зволожують до оптимальної вологості. Дозволення ґрунту здійснюють у відвалах або в траншеї пошарово.

Більш складно будувати дренаж при високому стоянні ґрунтових вод і в пилуватих ґрунтах. В таких умовах дренаж будують в траншеях трапецеїдального перерізу на 0,7–1,0 м глибше проектної глибини закладання дрени для відводу води (рис. 3.3) або застосовують штучне пониження рівня ґрунтових вод за допомогою легких голкофільтрових установок (рис. 3.4).



**Рис. 3.3. Технологічна схема влаштування траншейного дренажу на зривувальних системах при стоянні рівня ґрунтових вод вище дна траншеї:**

1 – копання траншеї; 2 – облаштування полиці; 3 – укладка нижнього фільтра; 4 – укладка дренажних труб; 5 – укладка фільтра по боках і зверху труб; 6 – пошарова засипка траншеї з ущільненням ґрунту



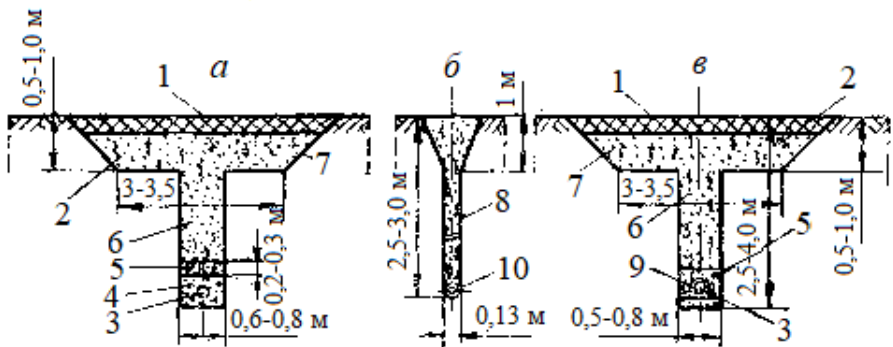
**Рис. 3.4. Технологічна схема облаштування траншейного дренажу зі штучним пониження ґрунтових вод за допомогою ЛІУ:**

I – підготовка траси, монтаж голкофільтрів, пониження рівня ґрунтових вод; II – копання траншеї, укладка труб і фільтра, контроль укладки і усунення дефектів; III – засипка траншеї, демонтаж голкофільтрових установок

В першому випадку на одному із відкосів на рівні проектної глибини закладання дрени вручну відривають полицю шириною 0,8-1,2 м. Із піщано-гравійної суміші на полицю відкладають шар фільтра, а на нього дренажні труби. Потім труби з боків і зверху обкладають фільтрувальним матеріалом і одночасно засипають ґрунтом нижню частину траншеї. Для формування вертикальних відкосів фільтра використовують тимчасові земляні валики або дошки. Фільтрувальний матеріал з берм траншеї на полицю подають по лотках. Траншею засипають бульдозером пошарово з ущільненням кожного шару механічним способом. Цей спосіб дорогий і трудомісткий, тому іноді доцільно на трасі дрени застосовувати штучне пониження ґрунтових вод. Голкофільтрові установки розташовують в один ряд вздовж траси дрени і за їх допомогою понижують рівень ґрунтових вод на 0,6–0,7 м нижче проектного дна траншеї. Копання траншеї, укладку дренажних труб, фільтра і частково засипку дрени ведуть під захистом глибинного водопониження.

Укладку витих дренажних труб здійснюють механізованим способом з попереднім підсипанням піску шаром 5–7 см.

Останнім часом у зоні надмірного зволоження широке розповсюдження отримав безтраншейний спосіб укладки дренажу із тонкостінних гладких і гофрованих пластмасових труб діаметром 50–70 мм. У зоні недостатнього зволоження такий спосіб ще недостатньо поширений через обмежену глибину укладки (до 3 м).



**Рис. 3.5. Поперечний переріз (конструкція) закритого дренажу:**

*а* – з піщано-гравійним фільтром; *б* – безтраншейний пластмасовий; *в* – з мінерально-волокнистим фільтром; 1 – відсіпка родючого шару ґрунту; 2 – зворотна засипка за допомогою механізмів; 3 – гончарна, азбестоцементна або пластмасова дренажна труба діаметром 100–200 мм; 4 – піщано-гравійний фільтр; 5 – зворотна засипка вручну; 6 – траншеї; 7 – корито; 8 – щілина; 9 – склополотно; 10 – пластмасова дренажна труба діаметром 80–100 мм з фільтром з склотканини

Колекторно-дренажну мережу розташовують в плані з урахуванням рельєфу, ґрунтово-меліоративних умов території, розміщення зрошувальної мережі, організації території і високопродуктивного застосування сільськогос-

подарської техніки. Дрени розміщують у напрямку гідроізогіпс, а колектори – впоперек до похилу місцевості.

Розташування колекторів і дрен у зоні фільтраційного потоку зі зрошувальних каналів допускається за таких умов:

- зрошувальний канал з протифільтраційним покриттям;
- колектор у вигляді трубопроводу без перфорації («глухий»);
- зрошувач виконують як трубопровід;
- відстань між зрошувальним каналом і дреною (колектором) перевищує  $10h_{op}$  де  $h_{op}$  – глибина закладання дрени.

У місцях перетину з постійними зрошувальними каналами, дорогами і лісосмугами закриті дрени (колектори) влаштовують у вигляді труб без перфорації по довжині на менше  $l_{op} = 10B$ , де  $B$  – ширина каналу по верху.

Спряження дрен з колекторами у вертикальній площині здійснюють у такий спосіб:

- закриту дренажну лінійку з *закритим колектором* – за допомогою оглядових колодязів влаштовують так, щоб низ труби дрени був вище дна труби колектора не менш ніж на  $0,8d$ , де  $d$  – внутрішній діаметр колектора;
- закриту дренажну лінійку з *відкритим колектором* – за допомогою гирлової споруди влаштовують так, щоб розрахунковий рівень води в колекторі був не менше ніж на 0,3 м нижче низу гирлової труби дрени, а максимальний розрахунковий рівень води в колекторі не підтоплював гирла дрени.

Під час проектування гирлових споруд передбачають конструкцію, яка забезпечує надійність роботи дренажу при його очистці від замулювання і бур'янів (гирло-«карман» і т.ін.).

На колекторно-дренажній мережі планують споруди, які б забезпечували:

- самопливний відвід дренажних і скидних вод з меліорованої території у водоприймач або їх перекачку;
- спряження б'єфів і усунення небезпеки розмиву;
- проїзд транспорту вздовж і через відкриті колектори;
- перетин колекторно-дренажної мережі зі зрошувальною мережею;
- постійний нагляд за роботою мережі;
- облік кількості і якості дренажних вод, що відводяться.

У разі неможливості самопливного відводу дренажних вод місцезнаходження і кількість дренажних насосних станцій обґрунтовують техніко-економічним розрахунком.

Розташування і конструкція колодязів повинні забезпечувати безперешкодне проведення сільськогосподарських робіт і захист дрен від засмічення.

## 3.2. Розрахунок параметрів горизонтального систематичного дренажу

До параметрів систематичного горизонтального дренажу відносять:

- глибину закладання дрен;
- відстань між дренами;
- положення рівня ґрунтових вод між дренами в розрахунковий період часу;
- приплив до дрен і витрати дрен.

Головними методами визначення параметрів дренажу є гідравлічні розрахунки, на основі аналітичних залежностей рівномірного руху води за безнапірного режиму пропуску нормальних витрат і повного наповнення дрен.

Для визначення параметрів дренажу намічають розрахункову геофільтраційну схему, зі схематизованим гідрогеологічним розрізом і вказанням схеми живлення дренажу.

Схематизуючи гідрогеологічні умови, виділяють такі розрахункові схеми:

- порівняно однорідна товща, що залягає до водоупору;
- двошарова товща зі закладанням дренажу у верхньому або нижньому шарі;
- три- чи чотиришарова товща зі закладанням дренажу у верхньому шарі;
- двошарова чи однорідна товща з напірним живленням при закладанні дренажу у верхньому шарі.

Розрахунок параметрів дренажу здійснюють на експлуатаційний період за формулами сталої фільтрації і перевіряють відповідно до прогнозу водно-сольового режиму і динаміки ґрунтових вод у характерні періоди.

**Визначення глибини залягання дрен.** Глибина закладання дренажу ( $H_{op}$ ) обмежується, з одного боку, прийнятною допустимою глибиною залягання ґрунтових вод, а із іншого – можливостями дреноукладчиків. У зрошуваній зоні України глибина закладання дрен змінюється від 2,5 до 4,0 м.

Орієнтовно глибину закладання дрен визначають за формулою (рис. 3.6)

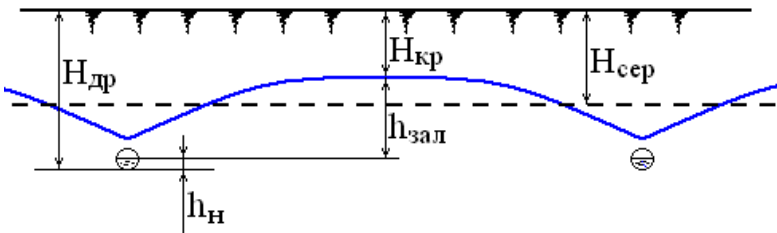


Рис. 3.6. Розрахункова схема для визначення глибини закладання дрен

$$H_{др} = H_{кр} + h_{зал} + h_n, \quad (3.1)$$

де  $H_{кр}$  – критична глибина залягання підґрунтових вод (норма осушення), м;  
 $h_{зал}$  – залишкова глибина ґрунтових вод між дренами (приймають для су-  
глинків важких 0,5 м, середніх – 0,4 м і легких – 0,3 м), м;  
 $h_n$  – глибина наповнення дрена (приймають 0,5 діаметра дрена), м.

Остаточно глибину закладання дрена визначають на підставі техніко-економічних розрахунків, так як більше заглиблення дрена приводить до зростання капітальних затрат на укладку 1 м дренажу, але дає можливість збільшити відстань між дренами і тим самим зменшити загальну довжину дренажу.

Якщо прийняти криву депресії у вигляді параболи, то середню між дренами глибину ґрунтових вод розраховують за формулою

$$H_{сер} = H_{др} + \frac{2}{3} (H_{др} - H_{кр}). \quad (3.2)$$

**Визначення відстані між дренами.** Відстань між дренами *першої схеми (однорідна товща)* за *глибокого залягання водоупору*  $h \rightarrow \infty$  і  $\frac{B}{2} < h_d$  визначають за формулою О.М. Костякова

$$B = \frac{\pi \cdot k \cdot H}{w \cdot \left( \ln \frac{B}{d} - 1 \right)}, \quad (3.3)$$

де  $w$  – інтенсивність інфільтраційного живлення, м/добу;  
 $H$  – перевищення ґрунтових вод між дренами над горизонтом води в дренах, м;  
 $k$  – коефіцієнт фільтрації ґрунту, м/добу;  
 $d$  – розрахунковий зовнішній діаметр дрена, м;  
 $h$  – потужність всієї водоносної товщі до водоупору, м;  
 $h_d$  – висота від водоупору до рівня води в дренах, м.

Для *першої, другої і третьої схем за обмеженої величини залягання водоупору* ( $h = const$ ) відстань між дренами визначають за формулою В.М. Шестакова

$$B = 4 \left( \sqrt{\Phi^2 + \frac{T \cdot H}{2w}} - \Phi \right), \quad (3.4)$$

де  $T$  – провідність водоносної товщі, м<sup>2</sup>/добу;

$$T = \sum_{i=1}^j k_i h_i, \quad (3.5)$$

де  $k_i$  і  $h_i$  – відповідно коефіцієнт фільтрації і потужність  $i$ -го шару;

$j$  – кількість шарів;

$\Phi$  – фільтраційний опір, обумовлений недосконалістю дренажу за ступенем розкриття водоносної товщі, м.

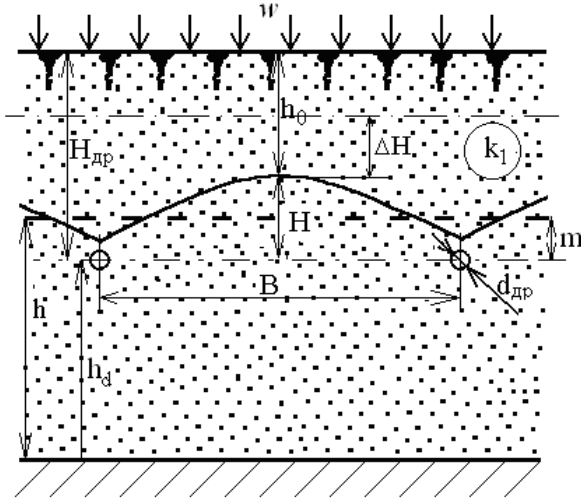


Рис. 3.7. Розрахункова схема за однорідної товщі

Фільтраційний опір  $\Phi$  визначають за формулами, що залежать від геофільтраційної схеми і розташування дренажу:

**а) однорідна товща** (рис. 3.7)

$$\Phi = h \cdot f, \quad (3.6)$$

де  $f$  – опір, який визначають за формулами:

- за умови  $d = 2r \leq 0,25h$ ,  $m \approx 0,5H$ ,  $h = h_d + m$

$$f = 0,366 \cdot \lg \frac{h}{2\pi \cdot r \cdot \sin \frac{\pi(m+r)}{2h}}, \quad (3.7)$$

- за умови  $m=0$  і  $r \ll h$

$$f = 0,73 \cdot \lg \frac{h}{\pi \cdot r}, \quad (3.8)$$

де  $r$  – радіус дрени, м.

**б) двошарова товща, розташування дрен у верхньому шарі** (рис. 3.8)

$$\Phi = \beta_{sup} \cdot h \frac{k_2}{k_1} f + h_1 \frac{k_1 - k_2}{k_1} f_1, \quad (3.9)$$

де  $h$  – потужність всіх шарів від водоупору, м;  $h = h_1 + h_2$ ;

$h_1$ ,  $h_2$  – відповідно потужність першого та другого шарів, м;

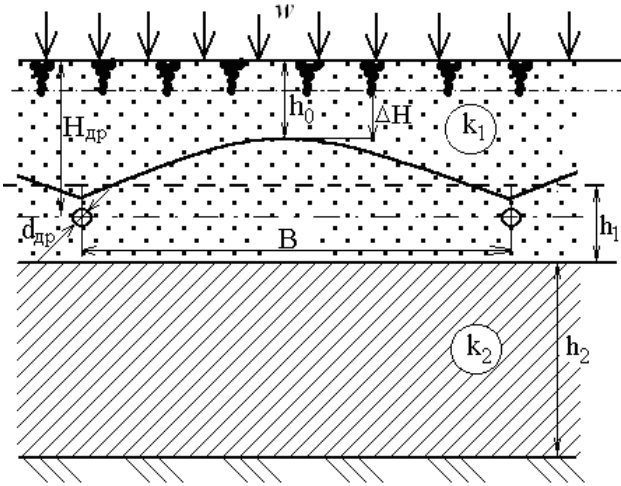


Рис. 3.8. Розрахункова схема двошарової товщі з дренажем у верхньому шарі

$f$  та  $f_1$  – коефіцієнти, які визначають за формулами (3.7) або (3.8), де  $h$  приймають відповідно як  $(h_1 + h_2)$  та  $h_1$ ;

$\beta_{sup}$  – коефіцієнт верхнього шару, що визначається за допомогою рис. 3.9 та відповідних значень  $\varphi$ ,  $\lambda$  і  $\xi$ , встановлених у табл. 3.1.

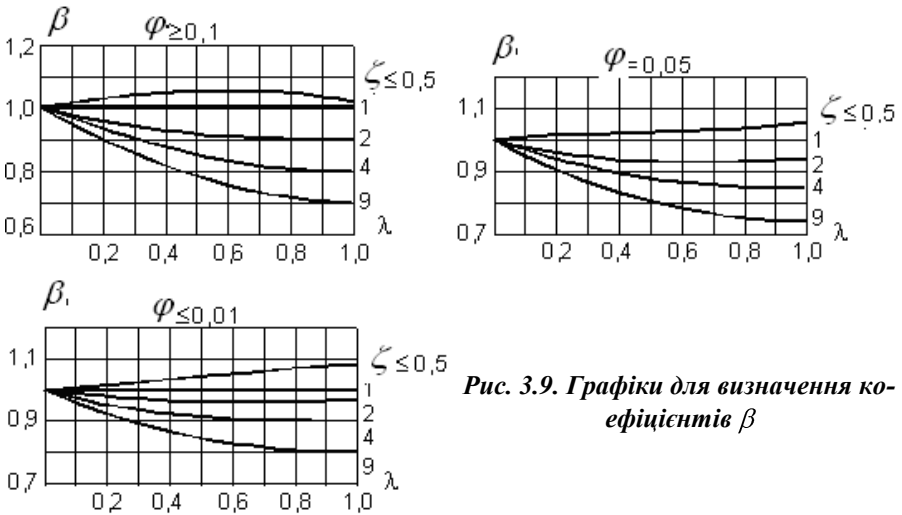


Рис. 3.9. Графіки для визначення коефіцієнтів  $\beta$

**Таблиця 3.1 – Вихідні параметри для визначення коефіцієнтів  $\beta$  і  $\alpha$**

Коефіцієнт $\beta$	Вихідні параметри		
	$\varphi$	$\lambda$	$\xi$
$\beta_{sub}$	$\frac{r_{\partial}}{h_1}$	$\frac{k_2 - k_1}{k_2 + k_1}$	$\frac{h_2}{h_1}$
$\beta_{inf}$	$\frac{r_{\partial}}{h_2}$	$\frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2}$	$\frac{h_1}{h_2}$
$\beta_1$	$\frac{r_{\partial}}{h_1}$	$\frac{k_3 - k_2}{k_3 + k_2}$	$\frac{h_3}{h_1}$
$\beta_2$	$\frac{r_{\partial}}{h_1}$	$\frac{k_2 - k_1}{k_2 + k_1}$	$\frac{h_p}{h_1}$
$\beta_3$	$\frac{r_c}{h_3}$	$\frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2}$	$\frac{h_1}{h_p}$
$\beta_4$	$\frac{r_c}{h_3}$	$\frac{k_2 - k_3}{k_2 + k_3}$	$\frac{h_1}{h_3}$
$\beta_p$	$\frac{r_c}{h_3}$	$\frac{k_2 - k_3}{k_2 + k_3}$	$\frac{h_2}{h_3}$
$\beta_t$	$\frac{r_{\partial}}{h_1}$	$\frac{k_2 - k_1}{k_2 + k_1}$	$\frac{h_2}{h_1}$
$\alpha_1$	$\frac{r_{\partial}}{h_1}$	$\frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2}$	$\frac{h_2}{h_1}$
$\alpha_3$	$\frac{r_c}{h_3}$	$\frac{k_3 - k_2}{k_3 + k_2}$	$\frac{h_2}{h_3}$

Крім того, коефіцієнт  $\beta_i$  можна знайти за формулою

$$\beta_i = 1 - \left( 0,21 \cdot \sqrt{\lambda} \pm \lambda \cdot \varphi \right) \cdot \lg \xi; \quad (3.10)$$

У формулі (3.10) знак «+» перед членом  $\lambda \cdot \varphi$  необхідно застосовувати при  $\xi > 1$ , а «-» – при  $\xi < 1$ . У всіх випадках при  $\lambda < 0$  приймають  $\beta_i = 1$ .

За умови  $\frac{k_2}{k_1} > 10$  (слабководопровідний шар підстиляється добреводопровідним) фільтраційний опір визначають за формулою

$$\Phi = 0,73 \frac{k_2}{k_1} h_2 \lg \frac{4h_1}{\pi \cdot r}. \quad (3.11)$$

Розраховуючи відстань між дренами за формулою (3.4), замість  $H$  приймають перевищення напору в нижньому шарі  $H_{int}$

$$H_{int} = H - \frac{w}{k_1} h_1. \quad (3.12)$$

**в) двошарова товща при розташуванні дрен в нижньому шарі із вільною поверхнею ґрунтових вод у верхньому** (рис. 3.10)

$$\Phi = \beta_{inf} h \frac{k_1}{k_2} f + h_2 \frac{k_2 - k_1}{k_2} f_2, \quad (3.13)$$

де  $\beta_{inf}$  – коефіцієнт нижнього шару (табл. 3.1, рис. 3.4);

$f$  – опір, який визначають за формулами (3.7) та (3.8), де замість  $h$  приймають  $h_d$  чи  $h_j$ ;

$f_1$  – коефіцієнти, які визначають за формулами (3.7) або (3.8) де замість  $h$  приймають  $h_2$ , а замість  $t$  приймають  $t_2$  чи  $h_d$ .

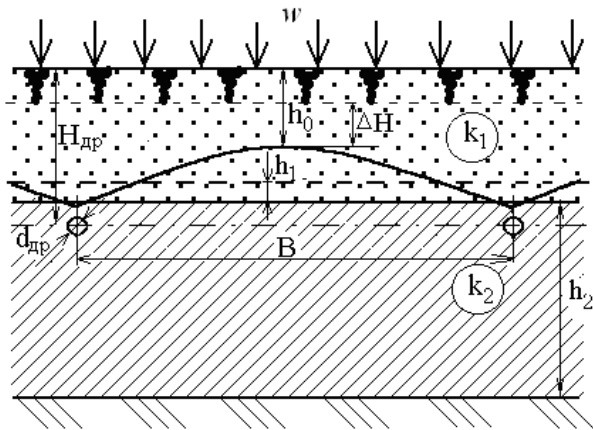


Рис. 3.10. Розрахункова схема двошарової товщі з дренами в нижньому шарі і вільною поверхнею ґрунтових вод у верхньому шарі

2) двошарова товща при розташуванні дрен і вільної поверхні підземних вод у нижньому шарі (рис. 3.11)

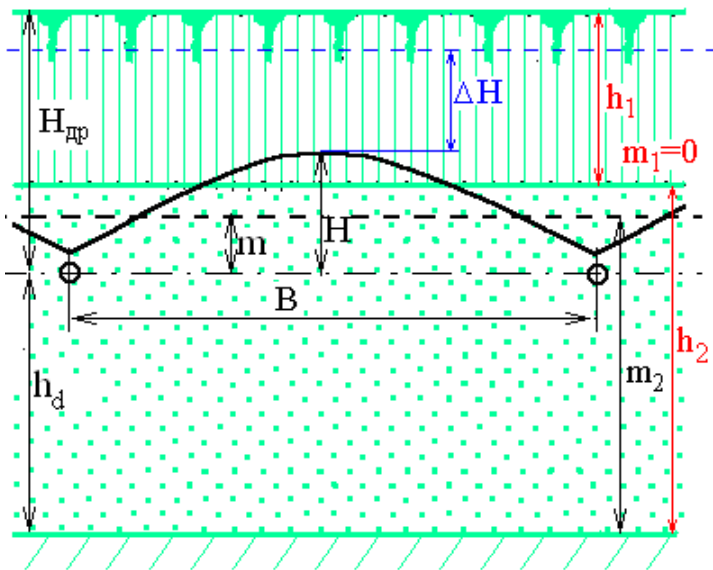


Рис. 3.11. Розрахункова схема двошарової товщі при розташуванні дренажу і вільної поверхні ґрунтових вод в нижньому шарі

$$\Phi = h_2 \cdot f_2 \cdot \quad (3.14)$$

д) тришарова товща з дренажем у верхньому шарі (рис. 3.12). При цьому можуть виникнути декілька варіантів залежно від водопроникності шарів ( $k_1, k_2, k_3$ ).

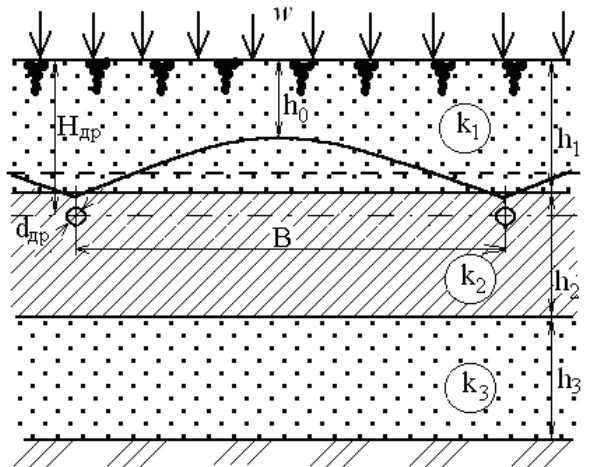


Рис. 3.12. Розрахункова схема тришарової товщі з дренажами у верхньому шарі

За умови  $k_{1,2}k_2 \geq k_3$ ;  $k_1 \leq k_2 \leq k_3$  і  $k_{1,3} \leq k_2$  фільтраційний опір визначають за формулою

$$\Phi = \beta_1 \beta_2 h \frac{k_2}{k_1} f + \beta_1 h_t \frac{k_2 - k_3}{k_1} f_t + \frac{k_1 - k_2}{k_1} f_1 \cdot h_1, \quad (3.15)$$

де  $\beta_1, \beta_2, \beta_t$  – коефіцієнти (табл. 3.1, рис. 3.9);

$f, f_t, f_1$  – опір, який визначають за формулами (3.7) чи (3.8) де замість  $h$  відповідно приймають  $h = h_1 + h_2 + h_3$ ,  $h_t = h_1 + h_2$ ,  $h_1$ .

За умови  $\frac{k_2}{k_3} < 0,1$  і  $\frac{k_2}{k_1} > 0,01$  фільтраційний опір визначають за формулою

$$\Phi = h_1 f_1 + \frac{T_3}{k_1} \left( \alpha_1 \frac{k_1}{k_2} \tilde{f}_t + \frac{k_2 - k_1}{k_2} \tilde{f}_1 \right), \quad (3.16)$$

де  $\alpha_1$  – коефіцієнт, що приймають за рис. 3.13 та відповідних значень  $\varphi, \lambda, \xi$ , прийнятих у табл. 3.1;

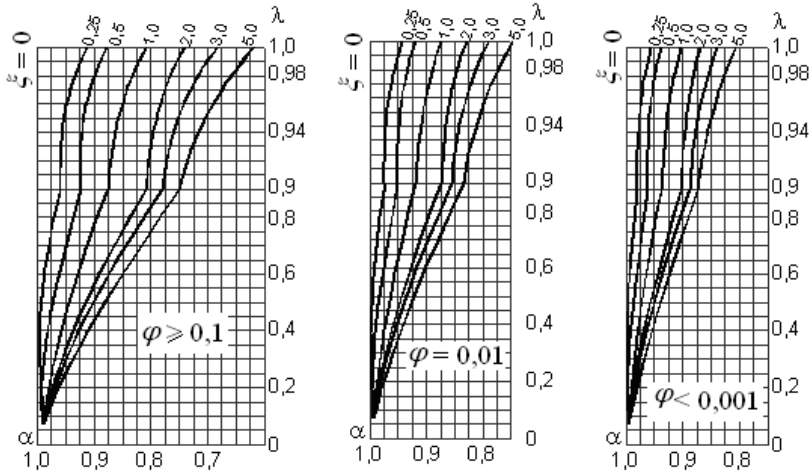


Рис. 3.13. Графіки для визначення коефіцієнта  $\alpha$

$\tilde{f}_i$ ,  $\tilde{f}_l$  – опори, які визначають за формулами:

$$\tilde{f}_i = 0,73 \cdot \lg \frac{4 \cdot h_i \cos \frac{\pi \cdot m}{2 \cdot h_i}}{\pi \sqrt{2 \cdot r} (n + 0,5r)}, \quad (3.17)$$

якщо  $\frac{m}{h_l} < 0,1$  і  $r \ll h_l$ ,

$$\tilde{f}_i = 0,73 \cdot \lg \frac{4 \cdot h_i}{\pi \cdot r}, \quad (3.18)$$

де замість  $h_i$  для  $\tilde{f}_l$  приймають  $h_l$ , а для  $\tilde{f}_i$  –  $h_l$ .

За умови, середній слабководопроникний шар  $k_3 \gg k_2$  і  $\frac{k_2}{k_1} \leq 0,01$  фільтраційний опір визначають за формулою

$$\Phi = \frac{T}{T_1} \Phi_1 + \frac{T_3}{T_1} \frac{0,5}{v} \tau, \quad (3.19)$$

де  $T$  – провідність, що дорівнює  $T = k_1 \cdot h_1 + k_3 \cdot h_3$ ;

$T_1, T_3$  – провідність відповідно першого і третього шарів;

$\Phi_1$  – фільтраційний опір, який приймають  $\Phi_1 = h_1 \cdot f_1$ ;

$v$  – коефіцієнт перетікання  $v = \sqrt{\frac{k_2 T}{h_2 T_1 T_3}}$ ;

$\tau$  – поправочний коефіцієнт, що приймають за рис. 3.14 залежно від  $\tilde{B} = 0,5v \cdot B$ , або за формулою  $\tau = \frac{ch\tilde{B} - l}{sh\tilde{B}}$ . При  $\tilde{a} > 3$  можна прийняти  $\tau = 1$ .

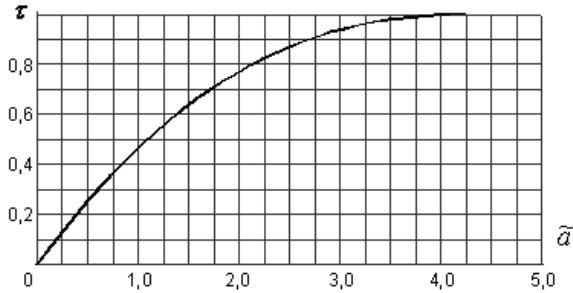


Рис. 3.14. Графік визначення коефіцієнта  $\tau$

*ж) чотиришарова товща* з верхнім шаром покритих слабководопро-  
никних відкладень ( $k_1$ ) і роздільним шаром ( $k_3$ )  $\frac{k_1}{k_2} < 0,1$ ;  $k_2 \gg k_3$  і  $k_4 \gg k_3$   
(рис. 3.15).

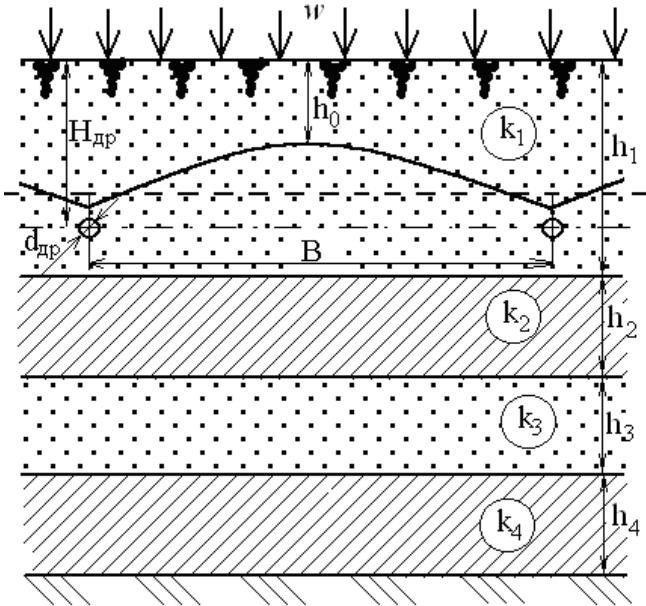


Рис. 3.15. Розрахункова схема чотиришарової товщі з дренами у верхньому шарі

Фільтраційний опір визначають за формулою

$$\Phi = \left( 1 + \frac{T_4}{T_2} \right) \cdot \Phi_t + \frac{T_4}{T_2} \cdot \frac{0,5}{v_t} \cdot \tau_t, \quad (3.20)$$

де  $\Phi_t$  – фільтраційний опір, який визначають за формулою (3.11) для двошарової товщі, м;

$T_2, T_4$  – провідність другого і четвертого шарів, м<sup>2</sup>/добу;

$\tau_t$  – поправочний коефіцієнт, який залежить від  $\tilde{B}_t = 0,5v_t \cdot B$ ;

$$v_t = \sqrt{\frac{k_3 \cdot T}{h_3 \cdot T_2 \cdot T_4}}; \quad T = T_2 + T_4.$$

**Притік води до дрени з двох боків на 1 п.м дрени за інфільтраційного живлення** розраховують за формулою

$$q = w \cdot B. \quad (3.21)$$

В умовах **інфільтраційного і напірного живлення з постійним напором для двошарової товщі**, якщо  $B > 2h$  (рис. 3.8–3.11), притік до дрени визначають за формулою

$$q = \frac{k_1 \left[ \Delta H + \frac{w}{k_1} (m - m) + \frac{w}{k_2} h_2 \right]}{\tilde{\Phi}}, \quad (3.22)$$

де  $k_1, k_2$  – відповідно коефіцієнти фільтрації першого і другого шарів, м/добу;

$h_1, h_2$  – потужність першого і другого шарів;

$m$  – перевищення середнього рівня ґрунтових вод над рівнем води в дренажах, м;

$\Delta H$  – напір в нижчерозташованому горизонті над рівнем води в дренажах, м;

$\tilde{\Phi}$  – фільтраційний опір, м.

$$\tilde{\Phi} = \alpha_1 \frac{k_1}{k_2} \tilde{f} + \frac{k_2 - k_1}{k_2} \tilde{f}_1, \quad (3.23)$$

де  $\alpha_1, \tilde{f}, \tilde{f}_1$  – встановлюють за формулою (3.17).

За умови  $\frac{k_2 h_1}{k_1 h_2} < 0,01$

$$\tilde{\Phi} = f_1 + 0,5 \cdot v_2 \cdot \text{ctg} \tilde{B}_1, \quad (3.24)$$

де  $\tilde{B}_1 = 0,5v_1 \cdot B$ ;  $v_1 = \sqrt{\frac{k_2}{k_1 h_1 h_2}}$ ;  $v_2 = \sqrt{\frac{k_1 h_2}{k_2 h_1}}$ .

В умовах інфільтраційного і напірного живлення з постійним напором для двошарової товщі перевищення поверхні підґрунтових вод між дренами над рівнем води в дренах визначають за формулою, якщо  $B > 2h$ ,

$$H = \frac{W}{k_1} m + \frac{W}{k_1} \Phi(u), \quad (3.25)$$

де  $u = \eta_\alpha \frac{k_1}{k_2} \omega + \frac{k_2 - k_1}{k_2} \omega_l$  (за умови  $\frac{k_2 h_1}{k_1 h_2} > 0,01$ );

$$u = \frac{0,5v_2}{sh \tilde{B}_1} \quad (\text{за умови } \frac{k_2 h_1}{k_1 h_2} > 0,01);$$

$\eta_\alpha$  – поправочний коефіцієнт, який залежить від  $\beta_\alpha = lg \frac{k_1}{k_2}$  і  $\varepsilon = \frac{B}{h}$ ;

$\omega$  – опір, який визначають за формулою

$$\omega_i = 1,27 \cdot e^{\frac{\pi \cdot B}{4 \cdot h_i}} \cos \frac{\pi \cdot m}{2 \cdot h_i}, \quad (3.26)$$

$$\text{при } \frac{m}{h_i} < 0,1 \quad \omega_i = 1,27 \cdot e^{\frac{\pi \cdot B}{4 \cdot h_i}}.$$

Інтенсивність притоку води з напірного горизонту  $W_n$  визначають за формулою

$$W_n = \frac{q}{B} - W. \quad (3.27)$$

У випадку *інфільтраційного і напірного живлення для однорідної товщі за близького залягання напірного горизонту*  $B > 3h$ , параметри дренажу визначають за формулою

$$B = \frac{4h_d}{\pi} \ln \left[ \frac{4}{th \left[ \frac{\Delta H - l}{\Delta H} \ln \frac{8 \cdot h_d}{\pi \cdot D^*} \right]} \right], \quad (3.28)$$

$$\text{де } \Delta H = \frac{H + \tilde{W} \cdot h_d}{H}; \quad \tilde{W} = \frac{W}{k}; \quad D^* = \sqrt{2 \cdot D(H + D)}.$$

За умови  $B \leq 3h$

$$B = \frac{\pi \cdot h_d}{h_d^*}, \quad (3.29)$$

$$q = \frac{\pi \cdot k \cdot H \cdot \Delta \tilde{H}}{h_d^* + \ln \frac{B}{\pi \cdot D^*}}, \quad (3.30)$$

$$\text{де } \Delta \tilde{H} = \frac{\Delta H + \tilde{W} \cdot h_d}{H}.$$

Параметр  $h_d^*$  знаходять підбором із рівняння

$$h_d^* + \left( H - 1 \right) \ln h_d^* = \left( \tilde{H} - 1 \right) \ln \frac{2 \cdot h_d}{v^*} + \ln 2. \quad (3.31)$$

**Вправа 3.1. Розрахунок параметрів горизонтального систематичного дренажу порівняно однорідної товщі, що залягає від поверхні до водоупору**

Дано: - потужність порівняно однорідного шару від поверхні до водоупору – 15 м;  
 - товща ґрунту – суглинок важкий;  
 - коефіцієнт фільтрації водоносної товщі – 0,5 м/добу;  
 - критична глибина залягання ґрунтових вод – 2,6 м;  
 - розрахунковий об’єм дренажного стоку – 298 м<sup>3</sup>/га.

Необхідно визначити: 1) глибину закладання дрен;  
 2) інтенсивність інфільтраційного живлення дренажу;  
 3) відстань між дренами;  
 4) питомий притік води до дрени.

**Розв’язок**

**1. Визначення глибини закладання дрен.** Глибину закладання дрен визначають за формулою (3.1). Для розглянутого прикладу – суглинків важких  $H_{осм} = 0,5$  м, при  $H_{кр} = 2,6$  м, за при орієнтовного розрахункового діаметра дрени 100 мм ( $H_{нан} = 0,05$  м),  $H_{ор} = 2,6 + 0,5 + 0,05 = 3,15$  м.

Якщо приблизно прийняти криву депресії у вигляді параболи, то середню між дренами глибину залягання ґрунтових вод можна розрахувати за формулою (3.2). Для розглянутого прикладу  $H_{сер} = 3,15 - \frac{2}{3} \cdot (3,15 - 2,6) = 2,78$  м.

**2. Визначення інтенсивності інфільтраційного живлення** здійснюють за формулою

$$w = \frac{W}{10000 \cdot t}, \quad (3.32)$$

де  $W$  – об’єм дренажного стоку (навантаження на дренаж), м<sup>3</sup>/га;  
 $t$  – тривалість вегетаційного періоду, діб.

Об’єм дренажного стоку визначають на підставі воднобалансових розрахунків. Для розглянутого прикладу він становить 298 м<sup>3</sup>/га. Тривалість вегетаційного періоду для зрошуваної зони України в середньому – 200 діб, тоді

$$w = \frac{298}{10000 \cdot 200} = 0,000149 \text{ м/добу.}$$

**3. Визначення відстані між дренами.** Розрахунок здійснюють, якщо відомі:

- середнє значення навантаження на дренаж (інтенсивність інфільтрації) за розрахунковий період;
- глибина закладання дрени;
- допустима глибина пониження рівня ґрунтових вод між дренами;

- геологічна будова водоносної товщі ґрунту.

Відстань між дренами  $B$  для однорідної товщі за глибокого залягання водоупору

$h \rightarrow \infty$  і  $\frac{B}{2} < h_d$  визначають за формулою О.М. Костякова (3.3). При цьому спочатку

$B$  задається як стандартне значення, потім отримане значення перераховують декілька разів (ітерацій), доки попереднє і наступне значення не будуть відрізнятися більш ніж на 5 м. Отримане значення  $B$  округлюють з точністю  $\pm 5$  м.

Для розглянутого прикладу:

- потужність водоносної товщі  $h = H_{ey} - H_{cep} = 15 - 2,78 = 12,22$  м;
- висота  $h_d = H_{ey} - H_{op} + H_{nan} = 15 - 3,15 + 0,05 = 11,9$  м;
- діаметр дрена  $D_p = 100$  мм, або 0,1 м;
- початкове значення  $B$  приймаємо 100 м

$$\text{Звідси } B_1 = \frac{\pi \cdot 0,5 \cdot 0,5}{0,000149 \cdot \left( \ln \frac{100}{0,1} - 1 \right)} = 890 \text{ м;}$$

$$B_2 = \frac{\pi \cdot 0,5 \cdot 0,5}{0,000149 \cdot \left( \ln \frac{890}{0,1} - 1 \right)} = 650 \text{ м; } B_3 = \frac{\pi \cdot 0,5 \cdot 0,5}{0,000149 \cdot \left( \ln \frac{650}{0,1} - 1 \right)} = 677 \text{ м;}$$

$$B_4 = \frac{\pi \cdot 0,5 \cdot 0,5}{0,000149 \cdot \left( \ln \frac{677}{0,1} - 1 \right)} = 674 \text{ м.}$$

У результаті приймаємо  $B = 675$  м. Для остаточного прийняття рішення перевіряють умову  $\frac{B}{2} < h_d$ ; для даного випадку  $\frac{675}{2} > 12,22$  тобто умова не виконується і дану формулу застосовувати не можна.

За обмеженої величини залягання водоупору, відстань між дренами визначають за формулою В.М. Шестакова (3.4).

Для розглянутого прикладу  $T = 0,5 \cdot 12,22 = 6,11$  м<sup>2</sup>/добу.

Перевищення середнього рівня ґрунтових вод над рівнем води в дренах, виходячи з розрахункової схеми (рис. 3.7), обчислюють за формулою

$$m = \left( H_{op} - H_{nan} \right) \cdot H_{cep} \quad (3.33)$$

Тоді  $m = \left( 3,15 - 0,05 \right) \cdot 2,78 = 0,32$  м;  $\frac{m}{h} = \frac{0,32}{12,22} = 0,026 < 0,1$ , тобто умова форму-

ли (3.8) виконується;  $f$  можна розраховувати  $f = 0,73 \lg \frac{12,22}{\pi \cdot 0,05} = 1,38$ ; отже

$$\Phi = 12,22 \cdot 1,38 = 16,86 \text{ м.}$$

$$\text{Таким чином, } B = 4 \left( \sqrt{16,86^2 + \frac{6,11 \cdot 0,5}{2 \cdot 0,000149}} - 16,86 \right) = 343 \text{ м.}$$

У подальшому відстань між дренами приймаємо 345 м.

Для розглянутої фільтраційної схеми відстань між дренами розраховують і за формулою С.Ф. Авер'янова

$$B = 2 \sqrt{\frac{2 \cdot k \cdot H_{ocm} \cdot h_d}{w} \cdot \left(1 + \frac{H_{ocm}}{2 \cdot h_d}\right) \cdot \alpha}, \quad (3.34)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт висячості

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot h_d}{B} \cdot 2,94 \lg \frac{1}{\sin \frac{\pi \cdot D_p}{2 \cdot h_d}}}. \quad (3.35)$$

Розрахунок, як і у формулі О.М. Костякова (3.3), здійснюють за декілька ітерацій.

**Примітка.** При взятті тригонометричних функцій на калькуляторі його переводять в реєстр радіан.

Для розглянутого прикладу значення відстані між дренами в початковому наближенні приймають рівним розрахованому за формулою В.М. Шестакова. Тоді

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 12,22}{345} \cdot 2,94 \cdot \lg \frac{1}{\sin \frac{\pi \cdot 0,1}{2 \cdot 12,22}}} = 0,714,$$

$$B = 2 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 12,22}{0,000149} \cdot \left(1 + \frac{0,5}{2 \cdot 12,22}\right) \cdot 0,714} = 345 \text{ м.}$$

Отже, розрахунок за формулою В.М. Шестакова (3.4) і за формулою С.Ф. Авер'янова (3.35) дає однаковий результат.

Відстань між дренами з іншою геологічною будовою водоносної товщі ґрунту визначають за формулою В.М. Шестакова (3.4), але фільтраційний опір  $\Phi$  встановлюють за спеціальними формулами, що враховують окремо коефіцієнти фільтрації і потужність різних водоносних шарів.

**4. Питомий притік води до дрена** за інфільтраційного живлення з обох боків на 1 п. м дрена визначають за формулою (3.21).

У даному прикладі він дорівнює  $q_{mn} = 0,000149 \cdot 345 = 0,051 \text{ м}^2/\text{добу}$ , або

$$\frac{0,051 \cdot 1000}{86400} = 0,000059 \text{ л/(с·м)}.$$

**Вправа 3.2. Розрахунок відстані між дренами при двохшаровій товщі з закладанням дренажу у верхньому шарі**

Дано: - літологічна будова водоносного горизонту (табл. 3.2);

*Таблиця 3.2 – Літологічна будова водоносної товщі*

Грунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок важкий лесоподібний	0–4,5	0,1
Супісок	4,5–15	1,2

- критична глибина залягання ґрунтових вод – 2,6 м;
- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,00015 м/добу;
- глибина закладання дрен – 3,0 м.

Необхідно: Визначити відстань між дренами.

**Розв'язок**

Розрахункова схема розташована на рис. 3.3. Відстань між дренами розраховують за формулою (3.4). Фільтраційний опір  $\Phi$  визначають за формулою (3.9), за умови

$\frac{k_2}{k_1} > 10$  фільтраційний опір встановлюють за формулою (3.11).

Для розглянутого прикладу за умови  $\frac{k_2}{k_1} = \frac{1,2}{0,1} = 12 > 10$  розрахунок опору  $\Phi$  розраховують формулою (3.11).

Тоді  $h_1 = \frac{2}{3} (H_{op} - H_{kp}) + (H_1 - H_{op}) = \frac{2}{3} (3,0 - 2,6) + (4,5 - 3) = 1,77$  м.

$$h_2 = 15 - 4,5 = 10,5 \text{ м.}$$

В першому приближенні діаметр приймають 100 мм, тоді  $r_0 = 0,05$  м.

Водопровідність водоносної товщі дорівнюватиме

$$T = k_1 \cdot h_1 + k_2 \cdot h_2 = 0,1 \cdot 1,77 + 1,2 \cdot 10,5 = 12,8 \text{ м}^2/\text{добу.}$$

Перевищення рівня підземних вод між дренами

$$H = H_{op} - H_{kp} = 3,0 - 2,6 = 0,4 \text{ м;}$$

$$\Phi = 0,73 \cdot \frac{1,2}{0,1} \cdot 10,5 \cdot \lg \frac{4 \cdot 1,77}{\pi \cdot 0,05} = 152 \text{ м;}$$

$$B = 4 \cdot \left( \sqrt{152^2 + \frac{12,8 \cdot 0,4}{2 \cdot 0,00015}} - 152 \right) = 193,7 \text{ м.}$$

Округливши до стандартного значення,  $B = 195$  м.

**Вправа 3.3. Розрахунок відстані між дренами за двошарової товщі зі закладанням дренажу в нижньому шарі, а вільної поверхні підземних вод у верхньому.**

Дано: - літологічна будова водоносного горизонту (табл. 3.3);

*Таблиця 3.3 – Літологічна будова водоносної товщі*

Грунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок важкий лесоподібний	0–2,8	0,1
Супісок	2,8–15	1,2

- критична глибина залягання ґрунтових вод – 2,6 м;
- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,00015 м/добу;
- глибина закладання дрен – 3,0 м.

Необхідно визначити відстань між дренами.

**Розв'язок**

Розрахункова схема розташована на рис. 3.5.

Відстань між дренами розраховують за формулою (3.4).

Фільтраційний опір  $\Phi$  визначають за формулою (3.13)

Для розглянутого прикладу:

$$h_1 = \frac{2}{3} (H_{op} - H_{sp}) = \frac{2}{3} (H_{op} - H_1) = \frac{2}{3} (3,0 - 2,6) = 0,07 \text{ м};$$

$$h_2 = 15 - 2,8 = 12,2 \text{ м}.$$

В першому наближенні діаметр приймаємо 100 мм, тоді  $r_0 = 0,05 \text{ м}$ .

Водопровідність водоносної товщі

$$T = k_1 \cdot h_1 + k_2 \cdot h_2 = 0,1 \cdot 0,07 + 1,2 \cdot 12,2 = 14,6 \text{ м}^2/\text{добу}.$$

Перевищення рівня підземних вод між дренами

$$H = H_{op} - H_{sp} = 3,0 - 2,6 = 0,4 \text{ м}.$$

$$\varphi = \frac{r_0}{h_2} = \frac{0,05}{12,2} = 0,004; \quad \lambda = \frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2} = \frac{0,1 - 1,2}{0,1 + 1,2} = -0,85, \quad \xi = \frac{h_1}{h_2} = \frac{0,07}{12,2} = 0,006.$$

Так як  $\lambda < 0$ , то приймають  $\beta_{inf} = 1$ .

$$H_{сер} = 3 - \frac{2}{3} (3,0 - 2,6) = 2,73 \text{ м}.$$

Перевищення  $m = 3 - 0,05 - 2,73 = 0,22 \text{ м}$ .

Опір  $f$  при  $\frac{m}{h_1 + h_2} = \frac{0,22}{0,07 + 12,2} = 0,018 < 0,1$  визначають за формулою (3.8);

$$f = 0,73 \cdot \lg \frac{12,27}{\pi \cdot 0,05} = 1,38.$$

Опір  $f_2$  при  $\frac{m}{h_2} = \frac{0,22}{12,2} = 0,018 < 0,1$  визначають за формулою (3.8);

$$f_2 = 0,73 \cdot \lg \frac{12,2}{\pi \cdot 0,05} = 1,38.$$

За формулою (3.13)  $\Phi = 1 \cdot 0,07 + 12,2 \cdot \frac{0,1}{1,2} \cdot 1,38 + 12,2 \cdot \frac{1,2 - 0,1}{1,2} \cdot 1,38 = 16,8 \text{ м.}$

Отже,  $B = 4 \cdot \left( \sqrt{16,8^2 + \frac{14,6 \cdot 0,4}{2 \cdot 0,00015}} - 16,8 \right) = 495 \text{ м.}$

### **Вправа 3.4. Розрахунок відстані між дренами за двошарової товщі з розташуванням дрен і вільної поверхні підземних вод у нижньому шарі**

Дано: - літологічна будова водоносного горизонту (табл. 3.4);

**Таблиця 3.4 – Літологічна будова водоносної товщі**

Ґрунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок важкий лесоподібний	0–1,2	0,1
Супісок	1,2–15	1,2

- критична глибина залягання ґрунтових вод – 2,6 м;
- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,00015 м/добу.
- глибина закладання дрен – 3,0 м.

Необхідно визначити відстань між дренами.

#### **Розв'язок.**

Розрахункова схема розташована на рис. 3.6.

Відстань між дренами розраховують за формулою (3.6).

Фільтраційний опір  $\Phi$  визначають за формулою (3.14). Для розглянутого прикладу

$$H_{сер} = 3 - \frac{2}{3} \cdot 2,6 = 2,73 \text{ м; } h_2 = H_{BV} - H_{сер} = 15 - 2,73 = 12,27 \text{ м.}$$

У першому наближенні діаметр приймаємо 100 мм, тоді  $r_0 = 0,05 \text{ м.}$

Водопровідність водоносної товщі  $T = k_2 \cdot h_2 = 1,2 \cdot 12,27 = 14,7 \text{ м}^2/\text{добу.}$

Перевищення рівня підземних вод між дренами

$$H = H_{др} - H_{кр} = 3,0 - 2,6 = 0,4 \text{ м.}$$

Перевищення  $m = 3 - 0,05 - 2,73 = 0,22 \text{ м.}$

Опір  $f_2$  при  $\frac{m}{h_2} = \frac{0,22}{12,27} = 0,18 < 0,1$  визначають за формулою (3.8)

$$f_2 = 0,73 \cdot \lg \frac{12,27}{\pi \cdot 0,05} = 1,38.$$

За формулою (3.14)  $\Phi = 12,27 \cdot 1,38 = 10,9 \text{ м.}$

$$\text{Отже, } B = 4 \cdot \left( \sqrt{10,9^2 + \frac{14,7 \cdot 0,4}{2 \cdot 0,00015}} - 10,9 \right) = 520 \text{ м.}$$

### Вправа 3.5. Розрахунок відстані між дренами за тришарової товщі з дренажем у верхньому шарі

Дано: - літологічна будова водоносного горизонту (табл. 3.5);

Таблиця 3.5 – Літологічна будова водоносної товщі

Грунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок важкий лесоподібний	0–4,2	0,1
Суглинок легкий	4,2–8,8	0,7
Супісок	8,8–15	1,2

- критична глибина залягання ґрунтових вод – 2,6 м;
- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,00015 м/добу;
- глибина закладання дрен – 3,0 м.

Необхідно визначити відстань між дренами.

#### Розв'язок

Розрахункова схема розташована на рис. 3.7.

Для розглянутого прикладу виконується умова  $k_1 \leq k_2 \leq k_3$ , тому фільтраційний опір розраховують за формулою (3.15).

$$h_1 = \frac{2}{3} (H_{op} - H_{sp}) + (H_1 - H_{op}) = \frac{2}{3} (2,6) + (2,6 - 3) = 1,47 \text{ м;}$$

$$h_2 = 8,8 - 4,2 = 4,6 \text{ м;}$$

$$h_3 = 15 - 8,8 = 6,2 \text{ м;}$$

$$h_i = h_1 + h_2 = 1,47 + 4,6 = 6,07 \text{ м;}$$

$$h = h_1 + h_2 + h_3 = 1,47 + 4,6 + 6,2 = 12,27 \text{ м;}$$

Водопровідність  $T = 1,47 \cdot 0,1 + 4,6 \cdot 0,7 + 6,2 \cdot 1,2 = 8,37 \text{ м}^2/\text{добу}$ .

Для визначення  $\beta_1$  за табл. 3.1  $\varphi = \frac{r_d}{h_1} = \frac{0,05}{1,47} = 0,034$ ;

$$\lambda = \frac{k_3 - k_2}{k_3 + k_2} = \frac{1,2 - 0,7}{1,2 + 0,7} = 0,263$$

$$\xi = \frac{h_3}{h_i} = \frac{6,2}{6,07} = 1,02. \text{ Тоді за рис. 3.4 або формулою (3.10) } \beta_1 = 0,999.$$

Для визначення  $\beta_2$   $\varphi = \frac{r_d}{h_1} = \frac{0,05}{1,47} = 0,034$ ;  $\lambda = \frac{k_2 - k_1}{k_2 + k_1} = \frac{0,7 - 0,1}{0,7 + 0,1} = 0,75$ ;

$$\xi = \frac{h_p}{h_1} = \frac{4,6 + 6,2}{1,47} = 7,35. \text{ Тоді за рис. 3.4 або формулою (3.10) } \beta_2 = 0,820.$$

Для визначення  $\beta_i$   $\varphi = \frac{r_o}{h_1} = \frac{0,05}{1,47} = 0,034$ ;  $\lambda = \frac{k_2 - k_1}{k_2 + k_1} = \frac{0,7 - 0,1}{0,7 + 0,1} = 0,75$ ;

$\xi = \frac{h_2}{h_1} = \frac{4,6}{1,47} = 3,13$ . Тоді за рис. 3.4 або формулою (3.10)  $\beta_i = 0,897$ .

$H_{сер} = 3 - \frac{2}{3} \cdot 2,6 = 2,73$  м.

Перевищення  $m = 3 - 0,05 - 2,73 = 0,22$  м.

Опір  $f$  при  $\frac{m}{h} = \frac{0,22}{12,27} = 0,018 < 0,1$  визначають за формулою (3.8);

$$f = 0,73 \cdot lg \frac{12,27}{\pi \cdot 0,05} = 1,38.$$

Опір  $f_i$  при  $\frac{m}{h_i} = \frac{0,22}{6,07} = 0,036 < 0,1$  визначають за формулою (3.8);

$$f_i = 0,73 \cdot lg \frac{6,07}{\pi \cdot 0,05} = 1,16.$$

Опір  $f_1$  при  $\frac{m}{h} = \frac{0,22}{1,47} = 0,15 > 0,1$  визначають за формулою (3.7);

$$f_1 = 0,366 \cdot lg \frac{1,47}{2 \cdot \pi \cdot 0,05 \cdot \sin \frac{\pi \cdot (0,22 + 0,05)}{2 \cdot 1,47}} = 0,355.$$

Розрахувавши всі проміжні дані, обчислюють фільтраційний опір за формулою (3.15);

$$\Phi = 0,999 \cdot 0,820 \cdot 12,27 \frac{1,2}{0,1} 1,38 + 0,897 \cdot 6,07 \frac{0,7 - 1,2}{0,1} + \frac{0,1 - 0,7}{0,1} 0,355 \cdot 1,47 = 136 \text{ м.}$$

Відстань між дренами становитиме  $B = 4 \cdot \left( \sqrt{136^2 + \frac{8,37 \cdot 0,4}{2 \cdot 0,00015}} - 136 \right) = 145 \text{ м.}$

### Вправа 3.6. Розрахунок відстані між дренами за тришарової товщі зі середнім слабководопроникним шаром

Дано: - літологічна будова водоносного горизонту (табл. 3.6);

Таблиця 3.6 – Літологічна будова водоносної товщі

Ґрунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок легкий лесоподібний	0–4,2	0,7
Суглинок важкий мулистий	4,2–5,8	0,02
Пісок дрібнозернистий	5,8–15	5,2

- критична глибина залягання ґрунтових вод – 2,6 м;

- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,00015 м/добу;

- глибина закладання дрен – 3,0 м.

Необхідно визначити відстань між дренами.

**Розв'язок.**

Розрахункова схема розташована на рис. 3.7.

Для розглянутого прикладу виконують умову, що  $0,7 \gg 0,02$  і  $\frac{0,02}{5,2} < 0,01$  і

тому розрахунок фільтраційного опору ведуть за формулою (3.19). При цьому прийнято такі вихідні дані:

$$h_1 = \frac{2}{3} (H_{op} - H_{kp}) + (H_1 - H_{op}) = \frac{2}{3} (4,2 - 3) + (4,2 - 3) = 1,47 \text{ м};$$

$$h_2 = 5,8 - 4,2 = 1,6 \text{ м};$$

$$h_3 = 15 - 5,8 = 9,2 \text{ м};$$

$$T_1 = 1,47 \cdot 0,7 = 1,03 \text{ м}^2/\text{добу};$$

$$T_2 = 1,6 \cdot 0,02 = 0,032 \text{ м}^2/\text{добу} \text{ (величина дуже мала, тому нею можна знехтувати)};$$

$$T_3 = 9,2 \cdot 5,2 = 47,8 \text{ м}^2/\text{добу};$$

$$T = 1,0 + 47,8 = 49,8 \text{ м}^2/\text{добу};$$

$$H_{сер} = 3 - \frac{2}{3} (4,2 - 3) = 2,73 \text{ м}.$$

$$\text{Перевищення } m = 3 - 0,05 - 2,73 = 0,22 \text{ м}.$$

Опір  $f_1$  при  $\frac{m}{h} = \frac{0,22}{1,47} = 0,15 > 0,1$  визначають за формулою (3.7);

$$f_1 = 0,366 \cdot \lg \frac{1,47}{2 \cdot \pi \cdot 0,05 \cdot \sin \frac{\pi (4,2 - 0,22 + 0,05)}{2 \cdot 1,47}} = 0,355.$$

$$\Phi_1 = 0,355 \cdot 1,47 = 0,522 \text{ м}.$$

$$v = \sqrt{\frac{0,02 \cdot 49,8}{1,6 \cdot 1,03 \cdot 47,8}} = 0,112.$$

У першому наближенні приймають  $\tau = 1$ .

$$\text{Тоді } \Phi = \frac{49,8}{1,03} \cdot 0,522 + \frac{47,8}{1,03} \cdot \frac{0,5}{0,112} \cdot 1 = 232 \text{ м}.$$

$$B = 4 \left( \sqrt{232^2 + \frac{49,8 \cdot 0,4}{2 \cdot 0,00015}} - 232 \right) = 460 \text{ м}.$$

Перевіряємо умову  $\tilde{a} = 0,5 \cdot 0,112 \cdot 460 = 25,76$ , що значно більше 3. Тому  $\tau = 1$  і перерахунок відстані між дренами не потрібен.

**Вправа 3.7. Розрахунок відстані між дренами за чотиришарової товщі зі шаром покривних слабопроникних відкладень і роздільним третім шаром**

Дано: - літологічна будова водоносного горизонту (табл. 3.7);

*Таблиця 3.7 – Літологічна будова водоносної товщі*

Грунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок важкий лесоподібний	0–4,2	0,1
Суглинок легкий	4,2–8,8	0,7
Суглинок важкий мулистий	8,8–9,6	0,02
Супісок	9,6–15,0	1,2

- критична глибина залягання ґрунтових вод – 2,6 м;
- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,00015 м/добу;
- глибина закладання дрен – 3,0 м.

Необхідно визначити відстань між дренами.

**Розв'язок**

Розрахункова схема наведена на рис. 3.10.

Розрахунок ведуть для чотиришарової товщі з верхнім шаром покривних слабопроникних відкладень ( $k_1$ ) і роздільним шаром ( $k_3$ ), тобто при  $\frac{k_1}{k_2} < 0,1$ ,  $k_2 \gg k_3$  та  $k_4 \gg k_3$ . При цьому фільтраційний опір визначають за формулою (3.20).

Для розглянутого прикладу:

$$h_1 = \frac{2}{3} (H_{op} - H_{sp}) + (H_1 - H_{op}) = \frac{2}{3} (3 - 2,6) + (4,2 - 3) = 1,47 \text{ м};$$

$$h_2 = 8,8 - 4,2 = 4,6 \text{ м};$$

$$h_3 = 9,6 - 8,8 = 0,8 \text{ м};$$

$$h_4 = 15,0 - 9,6 = 5,4 \text{ м};$$

$$T_2 = 4,6 \cdot 0,7 = 3,22 \text{ м}^2/\text{добу};$$

$$T_4 = 5,4 \cdot 1,2 = 6,48 \text{ м}^2/\text{добу}.$$

При визначенні  $\beta_{sub}$  прийнято такі вихідні дані:

$$\varphi = \frac{r_\partial}{h_1} = \frac{0,05}{1,47} = 0,034; \lambda = \frac{k_2 - k_1}{k_2 + k_1} = \frac{0,7 - 0,1}{0,7 + 0,1} = 0,75; \xi = \frac{h_2}{h_1} = \frac{4,6}{1,47} = 3,13.$$

Тоді за графіком (рис. 3.4)  $\beta_{sub} = 0,897$ .

$$H_{cep} = 3 - \frac{2}{3} (3 - 2,6) = 2,73 \text{ м}.$$

Перевищення  $m = 3 - 0,05 - 2,73 = 0,22 \text{ м}.$

Опір  $f$  при  $\frac{m}{h_1 + h_2} = \frac{0,22}{1,47 + 4,6} = 0,036 < 0,1$  визначають за формулою (3.8);

$$f = 0,73 \cdot \lg \frac{6,07}{\pi \cdot 0,05} = 1,16.$$

Опір  $f_1$  при  $\frac{m}{h_1} = \frac{0,22}{1,47} = 0,150 > 0,1$  визначають за рівнянням (3.7);

$$f_1 = 0,366 \cdot \lg \frac{1,47}{2\pi \cdot 0,05 \cdot \sin \frac{\pi \cdot 0,22 + 0,05}{2 \cdot 1,47}} = 0,355.$$

Фільтраційний опір  $\Phi_t = 0,897 \cdot 6,07 \cdot \frac{0,7}{0,1} \cdot 1,16 + 1,47 \cdot \frac{0,1 - 0,7}{0,1} \cdot 0,355 = 41,1$  м.

$$\text{Коефіцієнт } v_t = \sqrt{\frac{0,02 \cdot 3,22 + 6,48}{0,8 \cdot 3,22 \cdot 6,48}} = 0,108.$$

У першому наближенні приймають  $\tau_t = 1$ .

Загальний фільтраційний опір  $\Phi = \left(1 + \frac{6,48}{3,22}\right) \cdot 41,1 + \frac{6,48}{3,22} \cdot \frac{0,5}{0,108} \cdot 1 = 114,5$  м.

$$\text{Відстань між дренами } B = 4 \cdot \left( \sqrt{114,5^2 + \frac{9,7 \cdot 0,4}{2 \cdot 0,00015}} - 114,5 \right) = 190 \text{ м.}$$

Для встановлення відповідності розрахунку перевіряють значення  $\tau_t$ .  
 $\tilde{a} = 0,5 \cdot 0,108 \cdot 190 = 10,3$ . За такого значення  $\tau_t = 1$  перерахунок відстані між дренами робити не потрібно; тому остаточно приймаємо  $B = 190$  м.

### 3.3. Дренажні труби

Закриті дрени проектують із труб різного матеріалу діаметром до 150 мм включно. У деяких випадках дрени виготовляють і діаметра 200 мм і більше, при цьому фільтр встановлюється по всій довжині дрена. Труби більших діаметрів використовують для створення колекторів.

**Керамічні (гончарні) дренажні труби** є найдавнішими дренажними трубками. Уперше їх застосували на початку XIX ст. для осушення боліт в Англії. У сучасних умовах значення цих трубок знизилася через розповсюдження більш технологічних пластмасових труб, але керамічні труби застосовують і сьогодні для створення дрен та колекторів.

Випускають гончарні труби за ГОСТ 8411-74 круглими та многогранними зі зовнішньої поверхні (рис. 3.16, табл. 3.8). Основною меліоративною вимогою до виробництва керамічних труб є дотримання перпендикулярності площин торців до осі труби. Оптимальна ширина зазору між керамічними трубками, що виконує роль водоприймального отвору, становить 2 мм. З урахуванням допусків на перекис площин торців ці зазори, наприклад для

труб з внутрішнім діаметром 50 мм, можуть досягати 10 мм. Тому необхідно завжди застосовувати рулонні захисні фільтраційні матеріали.

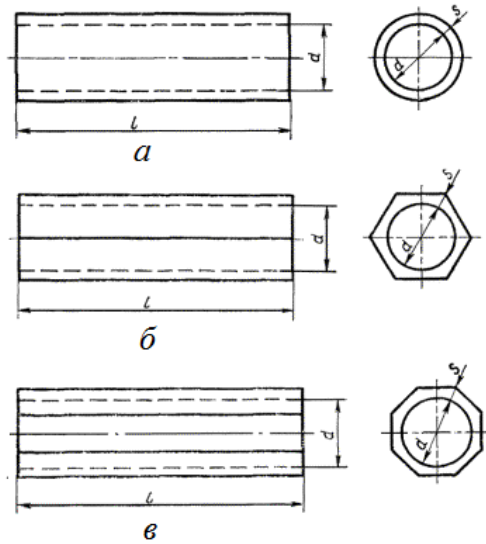


Рис. 3.16. Керамічні (гончарні) трубки зі зовнішньою поверхнею: а – з циліндричною; б – з шестигранною в – з восьмигранною

Таблиця 3.8 – Основні характеристики керамічних (гончарних) дренажних труб

Форма	Внутрішній діаметр, мм	Товщина стінок, мм	Допустимі відхилення, мм		Навантаження без руйнування, кН	Маса 1000 трубок, т	Допустима глибина укладки, м	
			овальність	перекіс торців			мінімальна	максимальна
Циліндрична	50±2	11±2	±2	±3	3,5	1,7	0,7	4,0
	75±2	13±2	±3	±4	3,5	2,7		
	100±2	15±2	±4	±4	4,5	4,2		
Шестигранна	125±2	18±3	±4	±5	4,5	5,4	1,0	4,0
	150±3	20±3	±4	±5	4,5	7,4		
Восьмигранна	175±5	20±5	±5	±6	5,0	10,4	1,2	4,0
	200±5	24±5	±5	±6	5,0	13,4	1,0	4,0
	250±5	25±5	±6	±8	5,0	17,0	1,2	3,0

Вимогам меліоративного будівництва здебільшого відповідають круглі керамічні труби, в найменшій мірі – шестигранні.

Довжина трубок становить 333 мм, з розрахунку 3 трубки на 1 погонний метр дренажу, внутрішній діаметр – 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 250 мм. Термін дії керамічних труб – 50 років і більше.

Трубки діаметром 50 та 75 мм використовують для укладки дрен, діаметром 75 і більше – для колекторів.

Використання шестиграних труб потребує підгонки і укладки на плоску грань, утруднений спуск в траншею по жолобу дреноукладача. Але такі трубки більш зручні при транспортуванні, оскільки їх легко вкладати в пакети та контейнери. Труби циліндричної форми більш зручні для влаштування дренажу.

Розтрубні труби випускають для будівництва дренажу в зоні зрошення засолених ґрунтів. Розтруб на одному кінці трубки забезпечує надійне з'єднання стиків, необхідне в просадочних та безструктурних ґрунтах.

Для удосконалення форми дренажних труб розроблені різні конструкції: з ребристою зовнішньою поверхнею, водонепроникними прорізами, фасками на торцях, шпаруватими стінками та ін. Однак виробничий досвід показав їх незначні переваги порівняно з існуючими гончарними трубками.

Трубки укладають упритул одна до одної, утворюючи зазори, що не перевищують 1–2 мм. У траншеї трубки підганяють вручну. Іноді гончарні трубки з'єднують за допомогою пластмасових муфт; у такому разі виключається підгонка трубок у траншеї. Вода в гончарні дрени потрапляє через зазори між трубками або через перфорацію в пластмасових муфтах.

Для попередження замулення дренажу частинками ґрунту застосовують захисні фільтраційні матеріали: органічні (мох, торф'яний дріб'язок, тирса та ін.) або синтетичні (склополотно, скловата та ін.), якими повністю загортають труби чи тільки їх стики.

**Пластмасові дренажні труби** мають значні переваги порівняно з керамічними. Їх основні переваги: гнучкість, технологічність в будівництві, гарантований розмір водоприймальних отворів.

Дренажні труби випускають із поліетилену високої щільності (ПВП), низької щільності (ПНП) та полівінілхлориду (ПВХ) – рис. 3.17. Довжина їх практично дорівнює необхідній довжині дрени.

Поліетиленові труби стійкі до дії органічних речовин, лугів, солей та мінеральних кислот. Труби з поліетилену високої щільності більш міцні, але менш еластичні, ніж із поліетилену низької щільності. Труби з полівінілхлориду (вініпласту) мають високу міцність та хімічну стійкість, але за від'ємних температур стають крихкими.

**Дренажні гофровані труби з поліетилену високої щільності** виготовляють за технічними умовами ТУ 6-19-224-83 (рис. 3.17, табл. 3.9).

На об'єкти меліоративного будівництва пластмасові гофровані труби надходять скрученими в бухти. Маса бухти діаметром 63 мм становить 50–60кг, довжина труби в бухті сягає 200–350 м. Труби в бухту намотують щільними упорядкованими витками для зручності їх транспортування і вільного змоту-

вання при укладці в дрена. Відрізки труб з'єднують муфтами з гофрованого поліетилену.

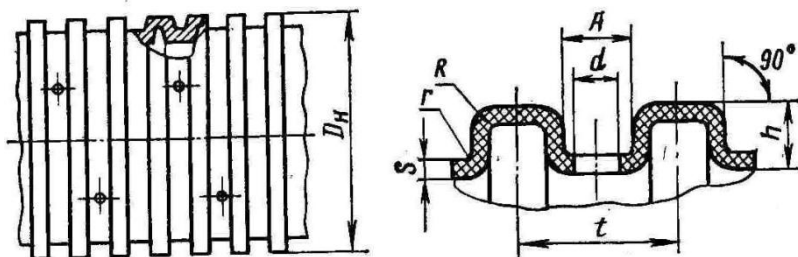


Рис. 3.17. Конструкція дренажних труб із поліетилену високої щільності (ТУ 6-19-224-83)

Таблиця 3.9 – Основні технічні характеристики дренажних гофрованих труб ПВП (ТУ 6-19-224-83)

Зовнішній діаметр, мм	Максимальна глибина укладки, м	Товщина стінки, мм	Розмір профілю гофри, мм			Діаметр водоприймальних отворів, мм	Водоприймальна площа, см <sup>2</sup> /м
			крок	висота	ширина впадини		
50	2,0	0,8	10	3,6	4,3	3	14
63	2,0	0,9	11	4,3	5	3,5	17
75	2,0	0,9	13,75	4,9	6	4	18
90	2,5	0,9	16	6,4	6	4	23
110	2,5	0,9	19,5	7,8	6	4	19
125	2,5	1,0	22	8,9	6	4	17
90	5,0	1,4	16	6,9	6	4	23
110	5,0	1,5	19,5	8,4	6	4	19
125	5,0	1,9	22	9,8	6	4	17

На заводі – виробнику бухти пластмасових труб перев'язують текстильною стрічкою, шпагатом або іншими матеріалами, що не пошкоджують труб.

У впадинах гофрованих труб розташовані водоприймальні отвори, які називають перфорацією. Труби діаметром 50 мм мають перфорацію 3 мм, діаметром 63 мм – 3,5 мм.

Пластмасові труби випробовують на заводі на міцність та деформацію (зміну діаметра). За результатами випробовувань встановлюють допустиму глибину закладання дренажу. Труби діаметром 50, 63 та 75 мм використовують для влаштування регулюючих дрен глибиною до 2 м, труби діаметром 90 мм та більше – для влаштування колекторів глибиною 2,5–5,0 м.

**Труба дренажна гофрована із ПВХ** (ТУ 6-05-1078-78, ТУ 21 УССР 72-77) призначена для влаштування закритого горизонтального дренажу на осушуваних і зрошуваних землях. Труби з'єднують через муфти або зварюванням.

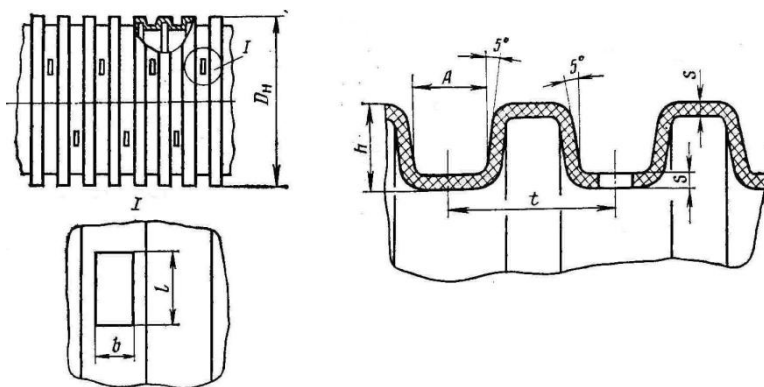


Рис. 3.18. Конструкція дренажних пластмасових труб із полівінілхлориду

Таблиця 3.10 – Основні технічні характеристики дренажних гофрованих труб із ПВХ

Тип труб	Параметр труб			Маса виробу, кг
	внутрішній діаметр, мм	зовнішній діаметр, мм	довжина труби, м	
Труби дренажні гофровані з ПВХ ТУ 6-05-1078-78	54	63	160	41,6
	55	75	120	43,2
	77	90	100	50,0
	94	110	70	50,4
	107	125	60	54,6
Труби дренажні гнучкі виті з ПВХ ТУ 21 УССР 72-77	100	118	6	6,6
	150	170	6	12,0
	200	229	6	19,2

Крім цілнотягнутих гофрованих труб з перфорацією, для влаштування дренажу можуть використовуватися гнучкі виті (спіральні виті) труби з полівінілхлориду за ТУ 33-291-83 (табл. 3.11).

Таблиця 3.11 – Характеристики спіральні-витих дренажних труб із ПВХ (ТУ 33-291-83)

Зовнішній діаметр, мм	Кількість рядів перфорації	Довжина труби, м	Маса виробу, кг	Водоприймальна площа, см <sup>2</sup> /м
50	10	200	35,8	19,2
63	13	160	38,2	54,9
75	17	120	38,2	65,3
90	20	100	38,0	67,2
110	22	70	32,4	69,7
125	27	60	35,4	82,9

**Примітка.** Розміри отворів на трубах: ширина – 0,6 мм; довжина – 4 мм, крок – 15 мм.

Ці труби виготовляють із профільної смуги полівінілхлориду методом спіральної навивки (рис. 3.19). Транспортують виті труби у відрізках, зв’язаних у пакети, або навитими на спеціальні барабани.



Рис. 3.19. Конструкція дренажних спірально-витих пластмасових труб

**Пористі труби.** Із пористих труб застосовують (в основному для дренавання полотен залізниць та шосейних доріг) керамзитобетонні трубофільтри (рис. 3.20, табл. 3.12).

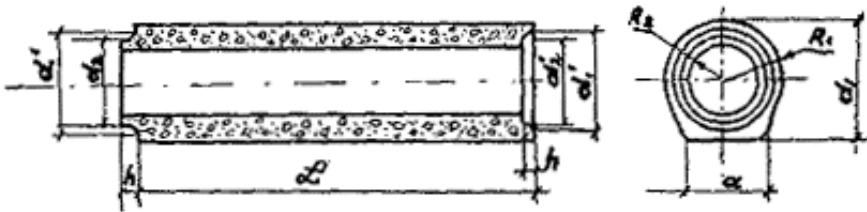


Рис. 3.20. Конструкція керамзитобетонних пористих труб (трубофільтрів) – ТУ 33-5-75

Таблиця 3.12 – Технічні характеристики керамзитобетонних дренажних трубофільтрів (ТУ 33-5-75)

Внутрішній діаметр, мм	Марка трубофільтра	Товщина стінки, мм	Довжина, мм	Маса, кг
<i>з гладенькими торцями</i>				
50	T-50	25	500	3,5
75	T-75	30	500	6,0
100	T-100	35	500	8,0
125	T-125	40	500	12,5
150	T-150	50	500	20,0
200	T-200	60	500	30,0
<i>фланцеві</i>				
150	ТФ-150	50	1000	40
200	ТФ-200	60	1000	60
300	ТФ-300	85	1000	123
400	ТФ-400	110	1000	212
500	ТФ-500	140	1000	338

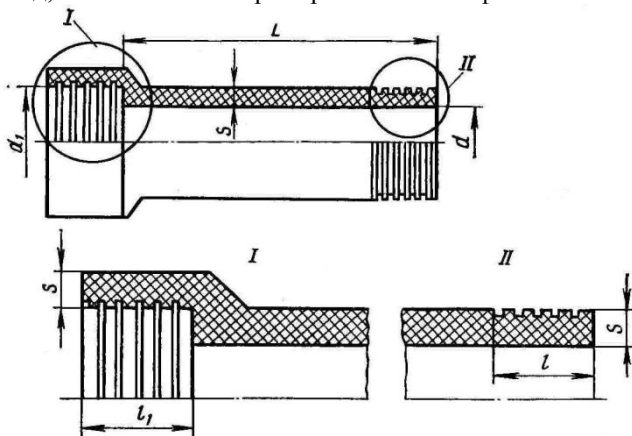
Трубофільтри використовують обгорнутими захисними фільтрувальними матеріалами. Вони, як і пластмасові, є найбільш досконалою конструкцією. Однак область їх застосування в меліорації обмежена відносно високою вартістю та великими вимогами до вмісту в ґрунтових водах агресивних іонів.

**Безнапірні азбестоцементні труби** в комплекті з муфтами застосовують при влаштуванні колекторів у складних гідрогеологічних умовах, за небезпеки заростання коренями дерев та кущів, з'єднання з колодязями, в гирлових спорудах.

*Таблиця 3.13 – Технічні характеристики азбестоцементних труб і муфт для безнапірних трубопроводів (ГОСТ 1839-80)*

Умовний прохідний діаметр, мм	Діаметр, мм		Товщина стінок, мм	Довжина, мм	Маса 1 м труби або однієї муфти
	зовнішній	внутрішній			
<i>труби</i>					
100	118	100	9	2950	6
150	161	141	10	2950	9
200	211	189	11	3950	13
300	307	279	14	3950	25
400	402	368	17	3950	40
<i>муфти</i>					
100	160	140	10	150	1
150	212	188	12	150	2
200	262	234	14	150	3
300	366	334	16	150	5
400	477	441	18	150	9

**Керамічні каналізаційні труби** (рис. 3.21) у меліоративній практиці застосовують досить рідко через високу їх вартість. Такі труби використовують для будівництва закритих колекторів за наявності агресивних ґрунтових та дренажних вод, коли інші інженерні проекти менш ефективні.



*Рис. 3.21. Конструкція керамічної каналізаційної труби (ГОСТ 286-82).*

Таблиця 3.14 – Технічні характеристики керамічних каналізаційних труб (ГОСТ 286-82)

Розміри ствола труби, мм			Розміри розтруба, мм		Номінальна товщина стінок ствола та розтруба, мм	Міцність труб, кН/м	
внутрішній діаметр $d$	нормальна довжина		внутрішній діаметр $d_1$	нормальна глибина, $l_1$			
	ствола	нарізки					
150		60	224	60	19	20	
200	Для всіх діаметрів	60	282	60	20	20	
250		60	340	60	22	20	
300		60	398	60	27	25	
350		1000,	70	456	70	28	25
400		1100,	70	510	70	30	25
450		1200,	70	568	70	34	25
500		1300,	70	622	70	36	30
550		1400	70	678	70	39	30
600			70	734	70	41	30

**Безнапірні бетонні та залізобетонні труби** (рис. 3.22) доцільно застосовувати для закритих колекторів діаметром 300 мм і більше за наявності неагресивних ґрунтових вод.

Корозійна стійкість бетонних та залізобетонних труб для будівництва закритих колекторів визначається залежно від агресивності води і середовища.

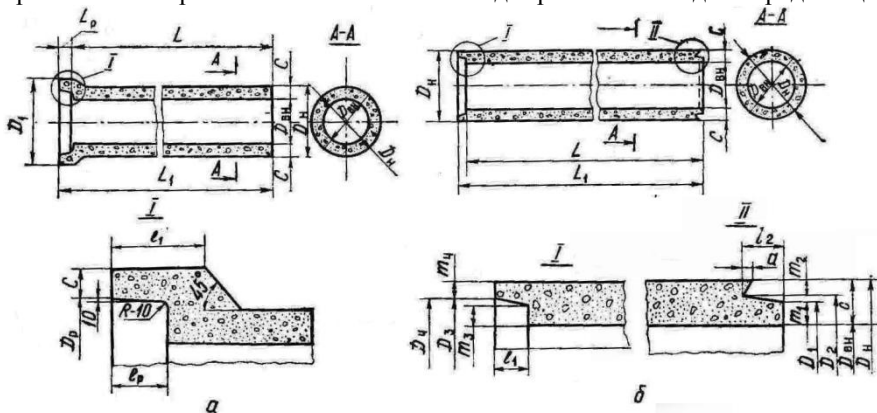


Рис. 3.22. Конструкції безнапірних бетонних (ГОСТ 20054-82) та залізобетонних (ГОСТ 6482.0-82 та ГОСТ 6482.1-82) труб: а – розтрубні; б – фланцеві

**Таблиця 3.15 – Технічні характеристики розтрубних залізобетонних труб**  
(ГОСТ 6482.0-82 та ГОСТ 6482.1-82)

Типорозмір	Діаметр умовного проходу, мм	$D_{ВН}$	$D_{Н}$	$L$	$D_{Р}$	Маса труби, т	Міцність труб, кН/м	
							1 група	2 група
РТ 4.50	400	400	500	5000	530	0,95	32,4	38,3
РТ5.50	500	500	620	5000	650	1,4	34,9	41,3
РТ 6.50	600	600	720	5000	750	1,7	35,4	44,2
РТ 8.50	800	800	960	5000	990	3,0	47,2	36,0
РТ 10.50	1000	1000	1200	5000	1230	4,6	59,0	81,6
РТ 12.50	1200	1200	1420	5000	1450	6,1	70,8	100,0
РТ 14.50	1400	1400	1620	5000	1650	7,0	78,7	113,0
РТ 16.50	1600	1600	1840	4500	1870	8,7	98,7	142,2
РТ 20.45	2000	2000	2260	4500	2300	10,6	132,5	-
РТ 24.30	2400	2400	2700	3000	2740	10,3	147,2	-

**Таблиця 3.16 – Технічні характеристики фланцевих залізобетонних труб**  
(ГОСТ 6482.0-82 та ГОСТ 6482.1-82)

Типорозмір	Діаметр умовного проходу, мм	$D_{ВН}$	$D_{Н}$	$L$	Маса труби, т	Міцність труб, кН/м	
						1 група	2 група
ФТ 4.50	400	400	500	5025	0,88	32,4	38,3
ФТ5.50	500	500	620	5025	1,3	34,9	41,3
ФТ 6.50	600	600	720	5025	1,6	35,4	44,2
ФТ 8.50	800	800	960	5035	2,8	47,2	36,0
ФТ 10.50	1000	1000	1200	5070	4,3	59,0	81,6
ФТ 12.50	1200	1200	1420	5090	5,7	70,8	100,0
ФТ 14.50	1400	1400	1620	5090	6,5	78,7	113,0
ФТ 16.50	1600	1600	1840	4590	8,1	98,7	142,2
ФТ 20.45	2000	2000	2260	4590	9,8	132,5	-
ФТ 24.30	2400	2400	2700	3110	9,0	147,2	-

### 3.4. Гідравлічний розрахунок закритих дрен і колекторів

У результаті гідравлічного розрахунку підбирають діаметр закритої дрени або колектора залежно від величини розрахункової витрати води, похилу дрени або колектора, матеріалу і конструкції дренажних труб.

Розрахункову витрату води в дрені (колекторі) визначають за формулою

$$Q = q_d \cdot F, \quad (3.36)$$

де  $Q$  – витрата води в дрені (колекторі), л/с;

$q_d$  – максимальний розрахунковий модуль дренажного стоку, л/(с·га);

$F$  – площа, що обслуговується дренаю (колектором), га.

Розрахунковий модуль дренажного стоку за відомої інтенсивності дренажного живлення  $w$  визначають за формулою

$$q_{вез} = w \cdot \frac{10000}{86,4} = w \cdot 116,4. \quad (3.37)$$

Виходячи із довжини дрени (колектора) і зони розповсюдження її впливу розраховують площу, що обслуговується дренаю, за формулою

$$F = \frac{L \cdot B}{10000}, \quad (3.38)$$

де  $L$  – довжина дрени, м;

$B$  – відстань між дренами (зона впливу на ґрунтові води однієї дрени), м.

Розрахункові витрати закритого колектора молодшого порядку дорівнюють сумі витрат впадаючих у нього дрен. Розрахункова витрата закритого колектора старшого порядку дорівнює сумі витрат впадаючих у нього дрен і молодших колекторів, тобто:

$$Q_n^{кол} = Q_n^{др} \cdot n, \quad (3.39)$$

$$Q_{max}^{кол} = Q_{max}^{др} \cdot n, \quad (3.40)$$

де  $n$  – кількість дрен, що впадають в колектор, шт.

Пропускнну здатність дренажних трубопроводів визначають за формулами рівномірного руху, труби розглядаються як безнапірні. Допускається пропускну здатність труб визначати за формулою

$$Q = 0,39 \cdot C \cdot D_{ен}^{5/2} \cdot i_d^{1/2}, \quad (3.41)$$

де  $Q$  – пропускна здатність дренажного трубопроводу, м<sup>3</sup>/с;

$D_{ен}$  – внутрішній діаметр труб, м;

$i_d$  – похил дрени (колектора);

$C$  – коефіцієнт Шезі;

$$C = \frac{1}{n} \left( \frac{D_{ен}}{4} \right)^{1/4}, \quad (3.42)$$

де  $n$  – коефіцієнт шорсткості.

Коефіцієнти шорсткості за відсутності дослідних даних приймають:

- керамічні труби довжиною 0,333 м – 0,017;
- бетонні та залізобетонні труби – 0,015;
- азбестоцементні труби – 0,013;
- гладкі пластмасові труби – 0,012;
- гофровані і виті труби ПВХ – 0,017.

Отримані за розрахунками значення пропускну здатності дренажного трубопроводу для ряду стандартних діаметрів труб порівнюють з розрахунковою втратою води. Приймають діаметр дрени (колектора) з найближчим більшим значенням пропускну здатності.

Для полегшення розрахунків і підбору потрібних діаметрів дрен і колекторів розроблені спеціальні таблиці і номограми (рис. 3.23).

Пошили дрен визначають з умов забезпечення швидкості незамуленого руху води, так як для виносу з дрен частинок менше 0,05 мм потрібна незамулена швидкість потоку 0,15 м/с.

Мінімальну швидкість перевіряють на пропуск нормальної витрати, а максимальну – на максимальну витрату.

Згідно з НТД-33.63.040-80 для зони зрошення України максимальну швидкість води в трубі приймають для труб:

- гладких гончарних – 1,0 м/с;
- розтрубних – 1,5 м/с;
- азбестоцементних та пластмасових – 2,5 м/с.

Проектуючи дрени в профілі витримують певні значення мінімально допустимих похилів для дрен:

- із керамічних дренажних і азбестоцементних труб діаметром 100–150 мм – 0,0015;
- із труб іншого матеріалу діаметром 100 мм – 0,002;
- дрен діаметром 125–150 мм – 0,0015;
- діаметром 200–250 мм – 0,001;
- діаметром 300 мм і більше, а також для колекторів – 0,0005.

За безпохильного рельєфу і відсутності засолення верхньої товщі ґрунтів допускається зменшення початкової глибини закладання дрен до 1,8 м і похилів до 0,0015. При цьому довжина дрен не повинна перевищувати 600–800 м.

### **Вправа 3.8. Гідравлічний розрахунок дрен**

Дано: - довжина дрен – 1250 м;  
- відстань між дренами – 345 м;  
- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,00015 м/добу;  
- похил дрен – 0,005;  
- дрена виконана із ПВХ труб.

Необхідно: 1) визначити витрату, яку повинна пропустити дрена;  
2) підібрати діаметр труб;  
3) перевірити швидкість руху води в дрені.

#### **Розв'язок.**

Для розглянутого прикладу  $L = 1250$  м,  $B = 345$  м  $F = \frac{1250 \cdot 345}{10000} = 43,1$  га.

$$q_{\text{вез}} = 0,000149 \cdot 116 = 0,017 \text{ л/(с·га)}.$$

$$Q_n^{\text{dp}} = 0,017 \cdot 43,1 = 0,745 \text{ л/с}.$$

Гідравлічний розрахунок виконують на пропуск максимальної витрати 10 %-ї забезпеченості. Для спрощення розрахунків максимальну витрату дрен заданої забезпеченості орієнтовно приймають в 5–6 разів вище нормальної.

$$\text{Тоді } Q_{\text{max}}^{\text{dp}} = 0,745 \cdot 5 = 3,73 \text{ л/с}.$$

Для зручності виконання гідравлічного розрахунку дрен та колекторів користуються спеціальними номограмами, наведеними на рис. 3.23–3.24.

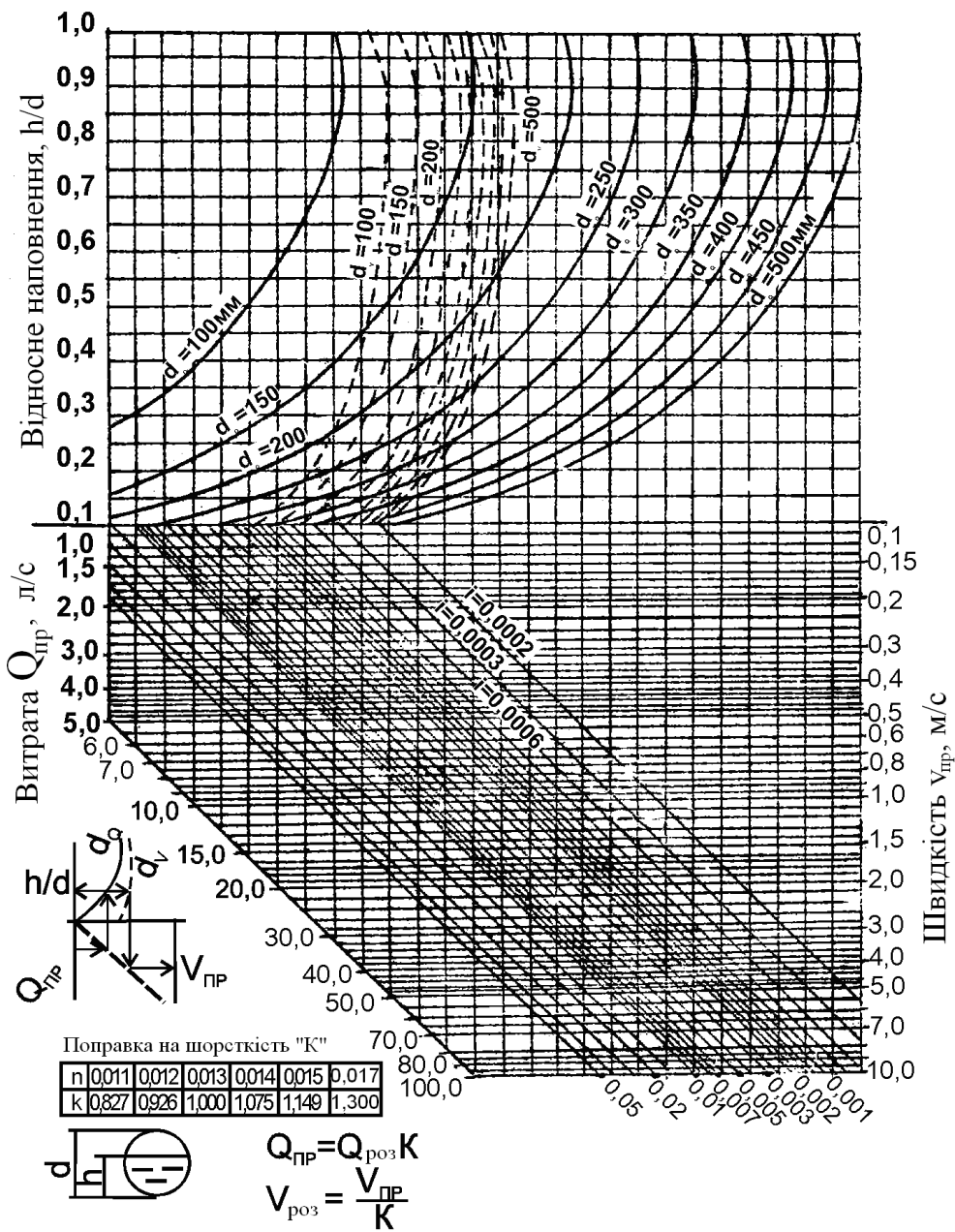


Рис. 3.23. Номограма для гідралічного розрахунку колекторно-дренажних труб діаметром 100–500 мм

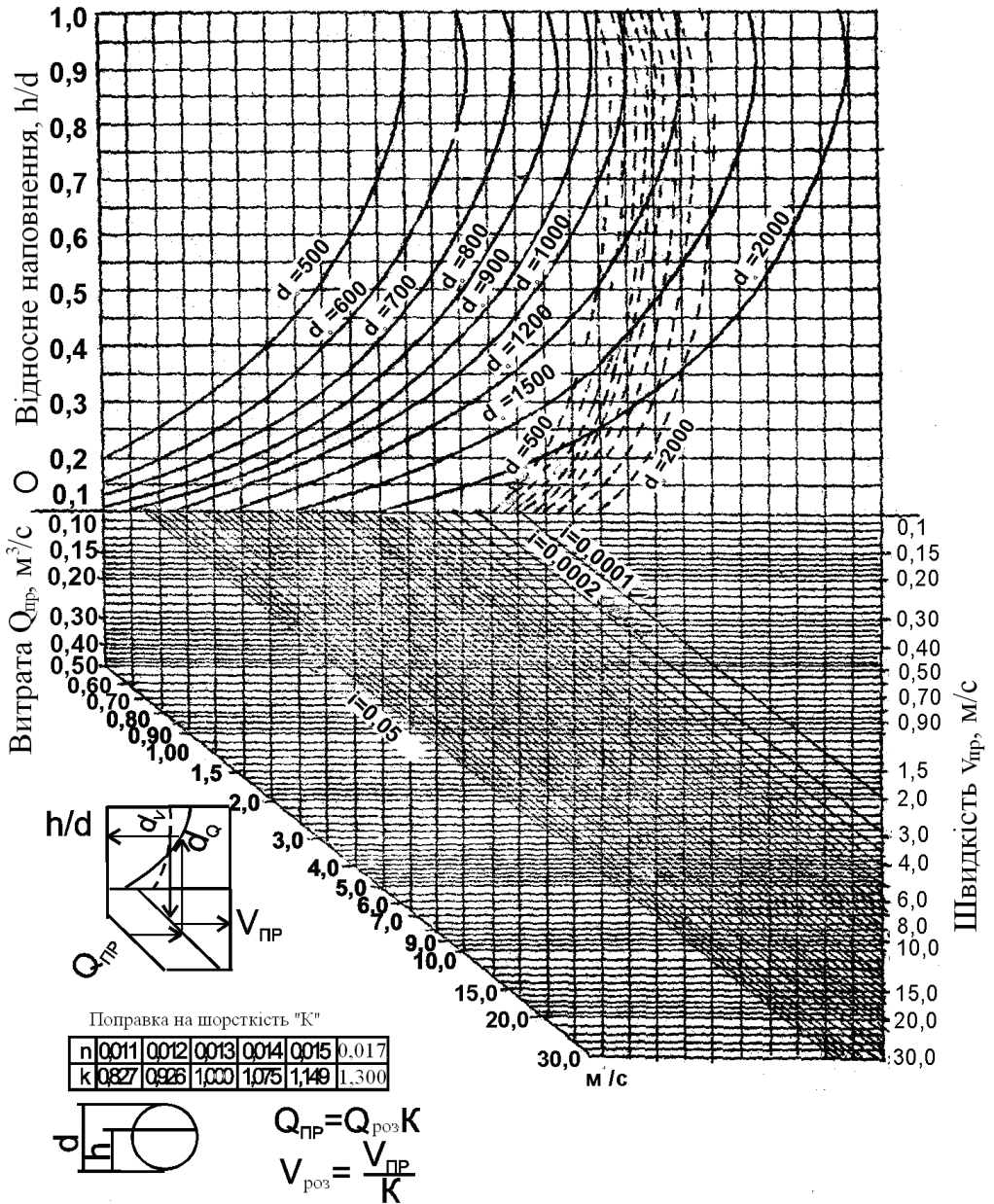


Рис. 3.24. Номограма для гідравлічного розрахунку колекторних труб діаметром 500–2000 мм

Розрахункову витрату приводять до стандартної шорсткості. Так, для ПВХ труб за шорсткості 0,017 поправочний коефіцієнт ( $K$ ) становить 1,3. Тоді приведена витрата дорівнюватиме

$$Q_{np} = Q_{роз} \cdot K = 3,73 \cdot 1,3 = 4,85 \text{ л/с.}$$

Згідно з номограмою:

- потрібний діаметр дрени – 100 мм;
- ступінь наповнення дрени  $h/d = 0,85$ ;
- приведена швидкість води в дрени – 0,70 м/с;
- розрахункова максимальна швидкість руху води в дрени

$$v_{роз} = \frac{v_{np}}{K} = \frac{0,70}{1,3} = 0,54 \text{ м/с.}$$

Отримані значення максимальної швидкості руху води в дрени значно нижчі за допустиму для пластмасових труб, яка становить 2,5 м/с. Однак ця швидкість дещо нижча рекомендованої для дрен, що становить 0,6–0,8 м/с.

Для вносу дрібних частинок швидкість руху води в дренах має бути понад 0,15 м/с. Мінімальну швидкість перевіряють пропуском нормальної швидкості по дрени розрахункового діаметра (в даному випадку 100 мм). Отже, приведена витрата становитиме  $Q_{np} = Q_n^{op} \cdot K = 0,745 \cdot 1,3 = 0,97 \text{ л/с.}$

Згідно номограми:

- ступінь наповнення дрени – 0,33;
- приведена швидкість води в дрени – 0,48 м/с;
- розрахункова мінімальна швидкість руху води в дрени

$$v_{роз} = \frac{v_{np}}{K} = \frac{0,48}{1,3} = 0,37 \text{ м/с.}$$

Отримана швидкість буде більше за мінімально допустиму (0,15 м/с). Отже, дрібні частинки ґрунту вноситимуться водним потоком при пропуску нормальної витрати.

### **Вправа 3.9. Перевірка пропускної здатності дрени**

Дано: - довжина дрени – 200 м;

- відстань між дренами – 120 м;

- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,00030 м/добу;

- похил дрени – 0,005;

- дрена виконана з труб дренажних гофрованих ПВХ з внутрішнім діаметром – 54 мм.

Необхідно: 1) визначити витрату, що може пропустити дрена;

2) обчислити витрату для дрени і порівняти її з пропускною здатністю;

3) перевірити швидкість руху води в дрени з допустимими значеннями.

**Розв'язок.**

1. Для розглянутого прикладу внутрішній діаметр дрени становить 54 мм або 0,054 м, гідравлічний радіус за формулою (3.42) дорівнюватиме  $R = \frac{0,054}{4} = 0,0135$  м.

Коефіцієнт шорсткості для пластмасових ПВХ труб становитиме 0,017, тоді за формулою (3.42) швидкісний коефіцієнт (коефіцієнт Шезі)  $c = \frac{0,0135^{1/6}}{0,017} = 28,7$ .

Пропускна здатність дрени при похилі 0,005 за формулою (3.41) буде складати

$$Q = 0,39 \cdot 28,7 \cdot 0,054^{5/2} \cdot 0,005^{1/2} = 0,000537 \text{ м}^3/\text{с}, \text{ або } 0,537 \text{ л/с}.$$

Швидкість руху води за повного заповнення дрени складе

$$v = 0,5 \cdot 28,7 \cdot \sqrt{0,054 \cdot 0,005} = 0,24 \text{ м/с}.$$

2. Модуль дренажного стоку вегетаційного періоду для розглянутого прикладу згідно з формулою (3.37)  $q_{\text{вез}} = 0,00030 \cdot 116 = 0,0348 \text{ л/(с·га)}$ .

Площу дренажу обчислюють за формулою (3.38)  $F = \frac{200 \cdot 120}{10000} = 2,4 \text{ га}$ .

Тоді нормальна витрата дрени буде  $Q_n^{dp} = 0,0348 \cdot 2,4 = 0,084 \text{ л/с}$ .

Максимальна витрата –  $Q_{\text{max}}^{dp} = 0,084 \cdot 5 = 0,42 \text{ л/с}$ , що менше пропускної здатності дрени за проектного похилу.

3. При пропуску цієї витрати необхідно визначити ступінь наповнення дрени і швидкість руху води в дрени. Для цього можна скористатись співвідношеннями

$$a = \frac{h}{d}, ; \quad (3.43)$$

$$Q = Q_m \cdot A ; \quad (3.44)$$

$$v = v_m \cdot B , \quad (3.45)$$

де  $a$  – ступінь наповнення труби водою;

$h$  – глибина води в трубі;

$d$  – діаметр труби;

$Q_m$  – витрата води за повного заповнення труби ( $a = 1$ );

$v_m$  – швидкість за повного заповнення труби ( $a = 1$ );

$A$  і  $B$  – коефіцієнти для перерахунку ступеня заповнення труб (табл. 3.17).

В даному випадку за пропускної здатності дрени 0,537 л/с і розрахункової максимальної витрати 0,42 л/с коефіцієнт  $A = \frac{0,42}{0,537} = 0,782$ .

$$\text{За табл. 3.17 } a = \frac{h}{d} = 0,67 .$$

Швидкість за повного заповнення  $v_m = 0,24 \text{ м/с}$ . За отриманого відношенні  $a$  коефіцієнт  $B = 1,12$ , тоді швидкість води в дрени становитиме  $v = 0,24 \cdot 1,12 = 0,27 \text{ м/с}$ .

Таблиця 3.17 – Значення  $A$  і  $B$  за різних ступенів наповнення труб круглого перерізу

$a$	$A$	$B$	$a$	$A$	$B$
0,05	0,004	0,184	0,55	0,589	1,045
0,10	0,017	0,333	0,60	0,578	1,083
0,15	0,043	0,457	0,65	0,766	1,113
0,20	0,080	0,565	0,70	0,850	1,137
0,25	0,129	0,661	0,75	0,927	1,152
0,30	0,188	0,748	0,80	0,994	1,159
0,35	0,256	0,821	0,85	1,048	1,157
0,40	0,332	0,889	0,90	1,082	1,142
0,45	0,414	0,948	0,95	1,087	1,108
0,50	0,500	1,000	1,00	1,000	1,000

За пропуску нормальної витрати  $A = \frac{0,084}{0,537} = 0,156$ . При цьому  $a = 0,27$ ,

$B = 0,70$ . Тоді  $v = 0,24 \cdot 0,70 = 0,17$  м/с.

Отже, під час розгляду обох випадків отримана розрахункова швидкість, яка більша допустимої на замулення (0,15 м/с), але менша за рекомендовану: 0,6–0,8 м/с.

### 3.5. Захисні фільтрувальні матеріали та конструкції дренажних фільтрів

Для забезпечення надійної роботи закритого дренажу і підвищення його водоприймальної здатності застосовують рулонні та об'ємні захисні фільтрувальні матеріали.

**Рулонні захисні фільтрувальні матеріали** отримали широке розповсюдження в зв'язку з високою технологічністю за механізованого способу будівництва закритого дренажу, особливо у випадку постачання на об'єкт повністю підготовлених до укладки пластмасових труб з обгорткою захисними фільтраційними матеріалами. До таких конструкцій відносять дренажні пластмасові трубофільтри, що випускають за ГОСТ 33-4431-01-82 та складаються з перфорованої пластмасової труби діаметром 50, 63 або 75 мм, намотаної на її поверхню пневмоекструзійним способом захисним безшовним фільтрувальним матеріалом із волокнисто-пористого поліетилену, а також за ТУ 33-143-81 з покриттям перфорованої пластмасової труби нетканим голкопробивним полотном.

Застосування рулонних захисних фільтрувальних матеріалів дозволяє захистити стики або перфорацію дренажних труб від потрапляння в порожнину дрен ґрунту зворотної засипки або дрібних фракцій об'ємного фільтра (0,05 мм та більше).

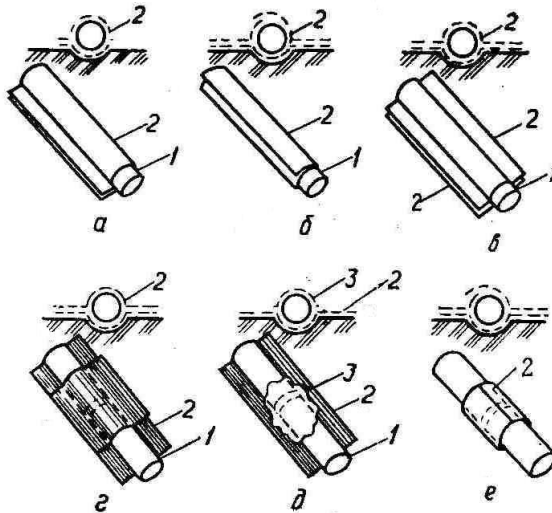
У зв'язку зі значною мінливістю ґрунтових умов на об'єктах дренажування, навіть по довжині окремих дрен, економічно доцільно завжди застосовувати захисні фільтрувальні матеріали. В цьому випадку спрощується будівництво

дренажу, так як не потрібно робити оптимальні водоприймальні отвори для кожної ґрунтової різновидності. Для гарантованого захисту товщина шару рулонного захисного фільтрувального матеріалу повинна бути не менше 1 мм.

Матеріали та вироби (табл. 3.18), що рекомендуються для використання як дренажні фільтри допускається застосовувати:

- у всіх ґрунтах, за сталої та пульсаційної фільтрації, будь-якого напрямку фільтраційного потоку до фільтра;
- у ґрунтових водах з рН від 4 до 9 та сумарним умістом мінеральних солей до 50 г/л за наявності заліза не більше 3 мг/л.

Дренажні фільтри зі штучних волокнистих матеріалів забороняється укладати в розріджений ґрунт.



*Рис. 3.25. Схеми конструкцій фільтрів для горизонтального трубчастого дренажу: а, б, в – для керамічних і пластмасових труб; г, д, е – для керамічних дренажних труб; 1 – дренажна труба; 2 – рулонний захисний фільтрувальний матеріал; 3 – мох (скловата, фрезерний торф, шлаковата).*

Схеми конструкції, представлені на рис. 3.25,а, застосовують під час використання гнучких пластмасових труб та будівництва дренажу механізованим способом за допомогою траншейних та безтраншейних дреноукладачів. Фільтр обгортається навколо труб по спіралі з перекриттям не менше 3 см.

У будівництві дренажу із керамічних та пластмасових труб механізованим та напівмеханізованим способами використовують конструкції (рис. 3.25,б, в, г, д).

Товщина фільтра повинна бути не менше 1 мм. Матеріали з полімерних волокон товщиною менше 0,5 мм потребують використання фільтра в два шари.

Таблиця 3.18 – Матеріали та вироби, що рекомендуються для дренажних фільтрів

Матеріал	Марка	ГОСТ, ТУ	Розмір			Маса 1 м <sup>2</sup> , кг	Коефіцієнт	
			довжина, м	ширина, см	товщина, мм		філь-грації, м/добу	0,02 МПа
Полотно скловолокнисте	ВВ-АМ	ТУ 21-23-131-80	до 200	30±1	0,8±0,2	100±20	200	60
Те ж	ВВ-М	ТУ 21-23-141-81	до 200	30±1	1,2±0,1	200±10	170	40
Те ж	ВВ-Г	ТУ 21-23-44-79	до 200	40±1	0,4±0,1	50±15	230	70
Те ж	ВВК	ТУ 21-23-97-77	до 200	96±2	0,6±0,2	100±30	180	50
Полотно клеєне неткане технічного призначення	-	ТУ 17 УСССР 3650-83	до 200	25, 90, 155	0,6±0,1	75±60	150	25
Філь-гри неклеєні дренажні для меліоративних систем	-	ТУ 550.2.121.81	до 50	170±5	3,5±0,5	400±50	100	20
Трубофіль-гр для меліоративного дренажу	-	ТУ 33 УСССР 28-81. жорсткого полівинілхлориду діаметром 100 мм. ТУ 21 УСССР 72-77. Захисний безшовний із поліетилену, товщиною 1,5-2,0 мм. Застосовується при будівництві колекторів.	Трубофіль-гр створено на підставі гнучкої витой труби із					

Останнім часом як рулонний матеріал застосовують *геотекстиль*, який ідеально підходить для застосування як роздільний шар в будівельних і дорожніх роботах, при закріпленні відкосів і схилів. Розрізняють геотекстиль синтетичного й природного походження. Його виробляють із поліпропіленового або поліефірного волокна (поліестера), застосовуючи методи голкопробивання або гідроскріплення, за рахунок чого полотно стає водонепроникним. Каландрування використовують з термофіксацією, що підвищує міцність матеріалу.

Геотекстиль включає в себе дві великі підгрупи: неткане полотно і геотканину. Перша група відрізняється тим, що полімери скріплені шляхом температурної або механічної дії. А геотканина – це полімери, скріплені плетінням (зазвичай під прямим кутом). Геотекстиль має високу стійкість до вологи і активних хімічних з'єднань, у тому числі й до кислот і лугів; не піддається гниттю, дії грибків, плісняви, комах і гризунів. Має високу міцність на розрив, розтягування і проколювання, за рахунок чого успішно протидіє коренням і пагонам рослин. Не намокає, внаслідок чого у вологу погоду рулони не збільшують своєї маси.

*Таблиця 3.19 – Технічні характеристики геотекстилю*

Тип	Щільність	Товщина	Водонепроникність
Геотекстиль 80	80± 6	0,4–0,5	2,3
Геотекстиль 120	120±9	0,6–0,7	2,24
Геотекстиль 160	150±12	0,7–0,8	2,23
Геотекстиль 180	180±14	2,0–2,2	2,2
Геотекстиль 200	200±15	1,4–1,5	2,18
Геотекстиль 220	220±15	1,3–1,5	2,16
Геотекстиль 280	280±22	2,0–2,2	2,13
Геотекстиль 350	350±28	2,5–2,7	2,1
Геотекстиль 400	400±24	3,1–3,3	2,05

Сфери використання цього матеріалу дуже великі і залежать від властивостей полімерів. Матеріал використовують як роздільний шар між гравієм, піском або іншими частинками для запобігання їх перемішування, як шар-фільтр при організації дренажних систем і обмотуванні водовідвідних труб, як коренеперериваючий шар, а також для запобігання механічних дій на гідроізоляцію. Найчастіше застосування геотекстилю – це розділення ґрунту і фільтрація. Високі фізичні характеристики геотекстилю обумовили його широке застосування:

- дренажні системи – для відводу стічних і ґрунтових вод, фільтрації;
- гідротехнічне будівництво – під час створення дамб і dna штучних водойм;
- закріплення ґрунтів, відкосів, берегів;
- розділення шарів ґрунту;
- залізничне і автодорожнє будівництво, зокрема, створення шосе, насипів, магістралей;

- присадибні й фермерські господарства;
- благоустрій території та землевпорядкування;
- будівництво фундаментів і покрівель.

Ширина полотна геотекстилю 1,5–2,2 м, довжина рулона – 100 м, склад сировини – 100 %-вий поліефір.

**Об'ємні захисні фільтрувальні матеріали** – природні або штучні – використовують для влаштування фільтрів, що необхідні в ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації менше 1 м/добу. Об'ємні фільтри влаштовують шляхом засипки дренажних траншей фільтрувальними матеріалами товщиною не менше 20см (у пливунах 30 см). Вони підвищують водоприймальну здатність дренажу в результаті збільшення ефективного діаметра дрен.

Для виключення значних втрат органічної речовини об'ємні фільтри із рослинного ґрунту дренажного масиву необхідно влаштовувати за товщини фільтра не менше 30 см.

Доцільно в улаштуванні об'ємних фільтрів застосовувати подрібнені рештки дерев та куців (технічну тирсу) безпосередньо з об'єкта осушування. Конструкції дренажних об'ємних фільтрів з урахуванням матеріалів та технології будівництва наведено на рис 3.26.

### 3.6. Розрахунок фільтраційної обсіпки горизонтального дренажу

Для покращення відведення ґрунтових вод горизонтальним дренажем проектують його фільтраційну обсіпку (об'ємний фільтр). Водопроникність фільтра повинна бути вище водопроникності дренажного ґрунту:

- зв'язних (глинистих) ґрунтів  $\frac{k_s}{k} \geq 10$ ;
- незв'язних (сипучих) ґрунтів  $\frac{k_s}{k} \geq 5$ .

де  $k_s$  – коефіцієнт фільтрації обсіпки, м/добу;

$k$  – коефіцієнт фільтрації ґрунту, м/добу.

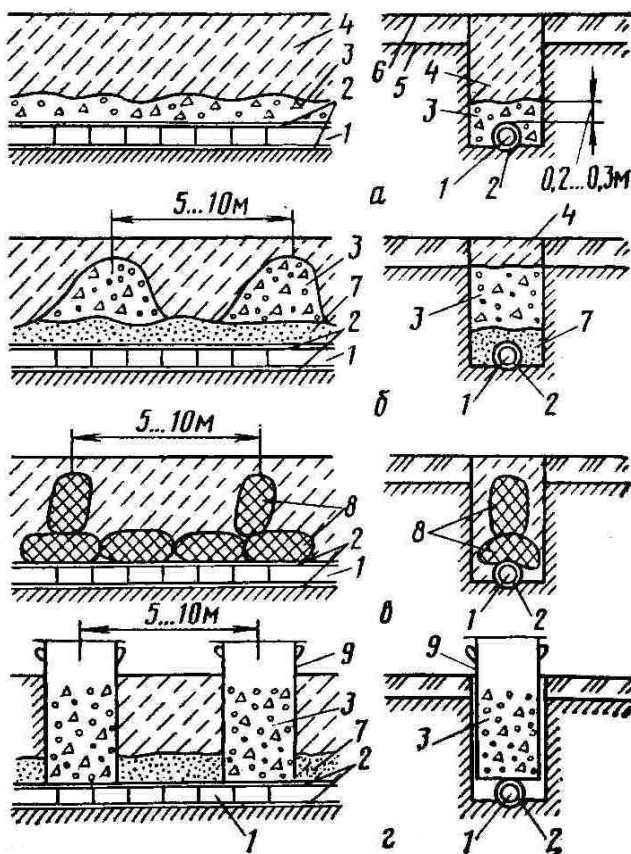
Фільтри, що захищають незв'язні ґрунти, повинні бути несуюфозними.

Несуюфозність матеріалу перевіряють за умовою

$$\frac{d_{s,3}}{d_{s,17}} > \left( 0,32 + 0,016\eta_s \right) \sqrt[6]{\eta_s} \frac{n_s}{1-n_s}, \quad (3.46)$$

де  $d_{s,3}$ ,  $d_{s,17}$  – діаметр частинок, дрібніше яких в матеріалі фільтра міститься відповідно 3 та 17 % за масою, мм;

$\eta_s$  – коефіцієнт неоднорідності фільтраційної обсіпки;



**Рис. 3.26. Конструкції об'ємних фільтрів:**

*а* – з рівномірною присискою дрен; *б* – з пунктирною засипкою дрен до підшови орного горизонту; *в* – з використанням сітчастих мішків з крупнопористим наповнювачем (керамзит та ін.); *г* – з використанням циліндрів, що виймають після засипки дрен;

1 – дренажний трубопровід; 2 – рулонний захисний фільтрувальний матеріал; 3 – крупнопориста засипка (щебінь, гравій, подрібнена деревина); 4 – засипка вийнятим ґрунтом; 5 – непорушений ґрунт; 6 – рослинний ґрунт; 7 – присиска дрен; 8 – сітчасті мішки з крупнопористим заповнювачем; 9 – металеві та пластмасові циліндри

$n_s$  – шпаруватість фільтраційної обсіпки, яку визначають за формулою

$$n_s = n_\alpha - 0,1 \cdot \lg \eta_s, \quad (3.47)$$

$n_\alpha = 0,45$  – для щебенистих ґрунтів;

$n_\alpha = 0,40$  – для піщано-гравійно-галькових ґрунтів.

При підборі фільтраційної обсіпки коефіцієнт неоднорідності повинен задовольняти умовам при влаштуванні дренажу:

- зв'язних ґрунтів

$$I_p > 7, 2,5 \leq \eta_s \leq 50, \quad (3.48)$$

- слабкозв'язних ґрунтів

$$I_p < 7, 2,5 \leq \eta_s \leq 35, \quad (3.49)$$

- незв'язних (сипучих) ґрунтів

$$2,5 \leq \eta_s \leq 25, \quad (3.50)$$

де  $I_p$  – число пластичності.

У випадку використання матеріалів фільтра з коефіцієнтом неоднорідності, що виходить за межі вказаного діапазону, можливість їх застосування повинна бути обґрунтована лабораторними і натурними дослідженнями.

Товщину фільтра  $t_s$  визначають з умови, що

$$t_s \geq \left( \left( \frac{1}{\gamma} - 7 \right) \bar{d}_{s,85} \right) \text{ см.} \quad (3.51)$$

Товщина і фільтраційний склад фільтра повинні задовольняти умовам і способам виробництва робіт:  $t_s \geq t_{s,min}$ , де  $t_{s,min}$  – мінімальна товщина фільтра (8–15 см), що обумовлено способом виробництва робіт.

Уміст частинок у фільтрі менше 0,1 мм становитиме не 10 %.

Максимальний діаметр фракції у фільтрі, що захищає зв'язний фільтрувальний ґрунт, не може перевищувати 40 мм.

При влаштуванні дренажу в зв'язних ґрунтах зерновий склад фільтра повинен задовольняти умовам

$$d_{sp,cal} \geq d_{sp,max}, \quad (3.52)$$

де  $d_{sp,cal}$  – розрахунковий діаметр шпарин фільтра, см;

$d_{sp,max}$  – максимальний діаметр шпарин фільтра, см.

Якщо число пластичності дренаваного ґрунту  $I_p \geq 7$  за ослаблення його в інтервалі вологості  $\beta_L \geq \beta \geq \beta_p$  ( $\beta$ ,  $\beta_L$ ,  $\beta_p$  – вологість ґрунту, відповідно на границі текучості і пластичності), щільність твердої фази (скелета) ґрунту приймають з умови

$$\gamma_v \geq \frac{\gamma}{1+e}, \quad (3.53)$$

де  $e$  – коефіцієнт шпаруватості дренаваного ґрунту за відповідної вологості  $\beta$ ;

$\gamma$  – щільність твердої фази ґрунту, г/см<sup>3</sup>.

Розрахунковий діаметр шпарин фільтра визначають за формулою

$$d_{sp,cal} = \sqrt{\frac{0,34}{\varphi_a v_{cal} + \cos \beta_a}}, \quad (3.54)$$

де  $\varphi_a$  – емпіричний коефіцієнт, що приймають за формулою

$$\varphi_a = 0,0076 \left( 6,6 - v_{cal} \right) \left( \frac{1}{d_{cal}} - 1,0 \right); \quad (3.55)$$

$v_{cal}$  – розрахунковий градієнт напору в дренажному ґрунті на границі з фільтром;

$\beta_a$  – кут між напрямком швидкості фільтрації і силою тяжіння;  $\cos \beta_a = 1$ .

Якщо число пластичності дренажного ґрунту  $I_p < 7$  і умова (3.52) не виконується, то розрахунковий діаметр шпарин фільтра визначають за формулою

$$d_{sp,cal} = \sqrt{\frac{0,17}{v_{cal} + \cos \beta_a}}. \quad (3.56)$$

Для дренажного ґрунту супіску за умови  $I_p < 7$

$$d_{sp,cal} = \sqrt{\frac{0,10}{v_{cal} + \cos \beta_a}}. \quad (3.57)$$

Для пілуватого ґрунту з умістом частинок діаметром менше 0,05 мм – більше 20 % за масою

$$d_{sp,cal} = \sqrt{\frac{0,025}{v_{cal} + \cos \beta_a}}. \quad (3.58)$$

Максимальний діаметр шпарин фільтра обчислюють за формулою

$$d_{sp,max} = \rho_1 \rho_2 \frac{n_s}{1 - n_s} d_{17}, \quad (3.59)$$

де  $\rho_1, \rho_2$  – коефіцієнти, що приймають рівними:  $\rho_1 = 1 + 0,05\eta_s$ ;  $\rho_2 = 0,455\sqrt{\eta_s}$ .

При влаштуванні дренажу в незв'язних несуюфозних ґрунтах, виходячи з умов непросипаності, гранулометричний склад фільтра повинен задовольняти, якщо

$$\eta_m \leq \eta_{m,adm}, \quad (3.60)$$

де  $\eta_m$  – міжшаровий коефіцієнт;

$\eta_{m,adm}$  – допустимий міжшаровий коефіцієнт;

$$\eta_{m,adm} = \frac{1}{0,252\sqrt{\eta_s}} \cdot \frac{1 - n_s}{n_s}. \quad (3.61)$$

Фактичний міжшаровий коефіцієнт визначають за формулою

$$\eta_m = \frac{d_{s,17}}{d_g}, \quad (3.62)$$

де  $d_{s,17}$  – діаметр частинок, яких у матеріалі фільтра міститься 17 % за масою;

$d_g$  – діаметр сводоутворюючих частинок; приймають з кривої гранулометричного складу дренажного ґрунту залежно від відсоткового вмісту сводоутворюючих частинок  $\zeta_g$ .

Відсотковий вміст сводоутворюючих частинок, залежно від коефіцієнта неоднорідності дренаваного ґрунту і матеріалу фільтра, визначають за формулою

$$\zeta_g = 10 \cdot \left[ \delta_s - 5 \frac{\eta}{\eta - 1} \right]^{1/\chi}, \quad (3.63)$$

де  $\eta$  – коефіцієнт неоднорідності дренаваного ґрунту;

$\delta_s$  – коефіцієнт, що враховує розмір шпарин фільтруючого матеріалу ( $\delta_s = 3-5$  – для піщано-гравійних і гравійно-піщаних сумішей;  $\delta_s = 5-8$  для щебенистого матеріалу);

$\chi$  – показник ступеня;  $\chi = 1 + 1,28 \cdot \lg \eta_s$ .

Під час влаштування дренажу в незв'язних суфозних ґрунтах діаметр сводоутворюючих частинок фільтра повинен задовольняти залежність

$$d_g = \delta_s - 5 \overline{d}_{g,max}, \quad (3.63)$$

де  $d_{s,max}$  – максимальний діаметр суфозних частинок дренаваного ґрунту, що визначають за формулою

$$d_{s,max} = \frac{\psi \cdot v_{max}}{\mu_{cr} \cdot \sqrt{\frac{g_a \cdot n}{\phi_w \cdot k}}}, \quad (3.64)$$

де  $n$  – шпаруватість дренаваного ґрунту, частка від одиниці;

$k$  – коефіцієнт фільтрації дренаваного ґрунту, м/добу;

$g_a$  – прискорення сили тяжіння, м/добу;

$\psi$  – коефіцієнт запасу,  $\psi = 1,0-1,5$ ;

$\phi_w$  – коефіцієнт кінематичної в'язкості води;

$\mu_{cr}$  – коефіцієнт критичної швидкості;

$$\mu_{cr} = 0,6 \cdot \left( \frac{\gamma_v}{\gamma_w} - 1 \right) \cdot f_\phi \cdot \sin \left( 30^\circ + \frac{\beta_a}{8} \right), \quad (3.65)$$

де  $\gamma_v$  – щільність твердої фази (скелета) ґрунту;

$f_\phi$  – приведений коефіцієнт тертя;

$$f_\phi = 0,82 - 1,8 \cdot n + 0,0062 \cdot (\delta_s - \eta_c), \quad (3.66)$$

де  $\eta_c$  – коефіцієнт неоднорідності скелета дренаваного ґрунту; при  $\eta < 50$  і  $0,26 \leq n \leq 0,40$  приймають  $\eta_c = 5$ .

За умови  $d_{s,max} < d_{s,3}$  розрахункове значення  $d_g$  приймають за кривою зернового складу дренаваного ґрунту, відсоток частинок  $\zeta_g$  – за формулою (3.62) при  $\delta_s = 3$ .

При  $d_{s,max} > d_{s,3}$  діаметр сводоутворюючих частинок визначають за формулою (3.63).

**Вправа 3.10. Перевірка придатності заданої фільтраційної обсіпки горизонтального дренажу під час дренажу зв'язних ґрунтів**

- Дано: - ґрунт, в якому влаштований дренаж – суглинок важкий;  
 - фільтрувальна обсіпка – кар'єрний пісок;  
 - гранулометричний склад фільтрувального ґрунту і фільтраційної обсіпки (табл. 3.20);  
 - коефіцієнт фільтрації фільтрової обсіпки – 102 м/добу;  
 фільтрованого ґрунту – 0,3 м/добу;  
 - число пластичності дренажного ґрунту – 5;  
 - розрахунковий градієнт напору в дренажному ґрунті на границі з фільтром – 0,6;

*Таблиця 3.20 – Гранулометричний склад (інтегральна крива) дренажного ґрунту та фільтруючої обсіпки*

Вид ґрунту	Мул	Пил			Пісок			Гравій		
		дрібний	середній	крупний	дрібний	середній	крупний	дрібний	середній	
	0,001	0,005	0,01	0,05	0,1	0,5	1	2	5	10
Дренажний ґрунт	34,2	47,5	59,3	86,0	95	99	100	100	100	100
Фільтруюча обсіпка	0	0	0	0	1	3	12	66	88	100

- Необхідно перевірити: 1) умову несупузності фільтраційної обсіпки;  
 2) оптимальну товщину фільтра;  
 3) зерновий склад фільтра;  
 4) умову непросипаності дрібних частинок ґрунту через сводоутворюючі частинки.

**Розв'язок**

Застосування запропонованої фільтрової обсіпки насамперед необхідно обґрунтувати по співвідношенню коефіцієнтів фільтрації обсіпки і фільтраційного ґрунту. У даному випадку воно становить  $\frac{k_s}{k} = \frac{12}{0,3} = 40$ , що значно більше допустимого для зв'язних ґрунтів.

**1. Несупузність фільтрової обсіпки** перевіряють із співвідношення (3.46). При цьому прийняті такі вихідні дані:

- діаметр частинок, що відповідає 3 % – 0,5 мм;
- діаметр частинок, що відповідає 17 % – 1,1 мм (рис. 3.27);
- коефіцієнт неоднорідності фільтрової обсіпки визначають за інтегральною кривою гранулометричного (рис. 3.27) складу як відношення

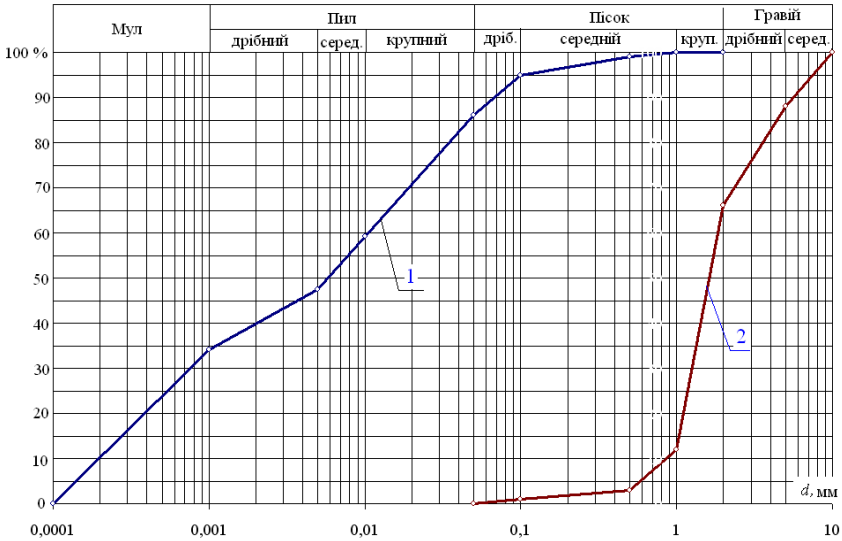


Рис. 3.27. Інтегральні криві гранулометричного складу дренажного ґрунту (1) та фільтруючої обсіпки (2)

$$\eta_s = \frac{d_{s,60}}{d_{s,10}} = \frac{1,8}{0,9} = 2,0 ;$$

- шпаруватість фільтрової обсіпки  $n_s = 0,40 - 0,1 \cdot \lg 2 = 0,370$ .

Тоді відношення  $\frac{d_{s,3}}{d_{s,17}} = \frac{0,5}{1,1} = 0,45$ .

$$\left(0,32 + 0,016 \cdot \eta_s\right) \sqrt[6]{\eta_s} \frac{n_s}{1 - n_s} = \left(0,32 + 0,016 \cdot 2\right) \sqrt[6]{2} \frac{0,370}{1 - 0,370} = 0,22 .$$

Отже, нерівність (3.46) виконується і суфозійна дія фільтрової обсіпки проявляється не повинна. Оскільки умови співвідношень (3.48)–(3.50) не виконуються ( $\eta_s = 2,0 < 2,5$ ), то можливість застосування цієї фільтрової обсіпки має бути обгрунтована лабораторними дослідженнями.

**2. Товщину фільтра** встановлюють за співвідношенням (3.51); прийнято, що  $d_{s,85} = 4,5$  мм (рис. 3.22). Тоді товщина фільтра дорівнюватиме  $t_s = 5 \cdot 4,5 = 22,5$  см. Отримане значення більше за значення мінімальної товщини фільтра, що обумовлена способом виробництва робіт, тобто її можна приймати за робочу.

**3. Перевірку зернового складу фільтра** виконують за формулою (3.52).

Так як число пластичності зв'язного ґрунту в даному випадку менше 7, то розрахунковий діаметр обчислюють за формулою (3.56)

Розрахунковий градієнт напору в дренажному ґрунті на границі з фільтром – 0,6м, тоді

$$d_{sp,cal} = \sqrt{\frac{0,17}{0,6+1}} = 0,33 \text{ мм.}$$

Максимальний діаметр шарин фільтру згідно з формулою (3.59) дорівнює

$$d_{sp,max} = 1,15 \cdot 0,546 \cdot \frac{0,370}{1-0,370} \cdot 1,1 = 0,406 \text{ мм.}$$

При цьому прийняті коефіцієнти  $\rho_1 = 1 + 0,05 \cdot 3 = 1,15$ ,  $\rho_2 = 0,455 \cdot \sqrt[3]{3} = 0,546$ .

Умова рівняння (3.52) виконується, тому наявний зерновий склад фільтра задовільний.

**4. Умову непросипаності дрібних частинок через сводоутворюючі** виконують за формулою (3.60).

Фактичний міжшаровий коефіцієнт визначають за формулою (3.61). Для цього необхідно встановити такі показники:

- $\chi = 1 + 1,28 \cdot \lg 2 = 1,39$ ;
- коефіцієнт  $\delta_s = 3$  (для піщано-гравійної суміші);
- коефіцієнт неоднорідності фільтрованого ґрунту;

$$\eta_s = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,01}{0,0002} = 500;$$

$$\bullet \zeta_g = 10 \cdot \left[ \left( \frac{5 \cdot 500}{500 - 1} \right)^{1,39} - 5 \right] = 86,4 \text{ \%}.$$

За такої забезпеченості діаметр сводоутворюючих частинок  $d_g = 3,5$  мм (рис.

3.22). Тоді згідно з формулою (3.62)  $\eta_m = \frac{1,1}{3,5} = 0,314$ ;

$$\eta_{m,adm} = \frac{1}{0,252 \cdot \sqrt[3]{2}} \cdot \frac{1-0,370}{0,370} = 2,08.$$

Таким чином, умова (3.60) виконується і дрібні частинки не просипається через сводоутворюючі.

Отже, задана фільтраційна обсіпка (кар'єрний пісок) задовольняє всім вимогам і її можна застосовувати для влаштування під час горизонтального дренажу.

### **Вправа 3.11. Проектування зернового складу фільтра при дренаванні зв'язного ґрунту**

Дано: - ґрунт в якому проектується дренаж – суглинок важкий;

- мінімальна товщина фільтрової обсіпки – 15 см.

- число пластичності дренажного ґрунту – 5.

- розрахунковий градієнт напору в дренажному ґрунті на границі з фільтром – 0,6 м.

Необхідно: 1) побудувати верхню границю зони допустимих відхилень гранулометричного складу фільтрової обсіпки;

- 2) побудувати нижню границю зони допустимих відхилень гранулометричного складу фільтрової обсіпки.
- 3) запроектувати інтегральну криву гранулометричного складу фільтрової обсіпки.

### **Розв'язок**

**1. Побудову верхньої границі зони допустимих відхилень** виконують в такій послідовності:

- з умови (3.51) визначають величину діаметра  $d_{s,85} = \frac{t_{s,min}}{5} = \frac{15}{5} = 3,0$  мм;
- обчислюють величину ефективного діаметра частинок фільтра

$$d_{s,10} = \frac{d_{s,85}}{\alpha}, \quad (3.67)$$

де  $\alpha$  – знаходиться за формулою;  $\alpha = 0,0118 \cdot (\eta_s + 210) \cdot (\eta_s - 0,95)$ .

Коефіцієнт неоднорідності приймають рівним 2.

У даному випадку  $\alpha = 0,0118 \cdot (\eta_s + 210) \cdot (\eta_s - 0,95) = 2,63$ ;  $d_{s,10} = \frac{3}{2,63} = 1,14$  мм;

- визначають діаметр частинок фільтра  $d_{s,17}$  при  $\eta_s \leq 10$ ;

$$d_{s,17} = \frac{d_{s,10}}{\lambda}, \quad (3.68)$$

де  $\lambda$  – коефіцієнт, що визначають за формулою  $\lambda = \frac{1}{\sqrt[3]{1+0,19 \cdot \eta_s}}$ .

У даному випадку  $\lambda = \frac{1}{\sqrt[3]{1+0,19 \cdot 2}} = 0,90$ ,  $d_{s,17} = \frac{1,14}{0,90} = 1,27$  мм;

- визначають контролюючий діаметр частинок фільтра  $d_{s,60}$

$$d_{s,60} = \eta_s \cdot d_{s,10}. \quad (3.69)$$

$$d_{s,60} = 2 \cdot 1,14 = 2,28 \text{ мм};$$

- максимально допустиму крупність фракцій фільтра приймають рівною  $d_{s,100} \leq 0,5 \cdot t_s = 0,5 \cdot 15 = 7,5$  мм;
- через отримані значення  $d_{s,10}$ ,  $d_{s,17}$ ,  $d_{s,60}$ ,  $d_{s,85}$ ,  $d_{s,100}$  проводять нижню границю зернового складу фільтра (рис. 3.23).

**2. Побудову нижньої границі зони допустимих відхилень** виконують так:

- приймають відповідно до вимог допустимого вмісту частинок діаметра менше 0,1 мм,  $d_{s,10} = 0,1$  мм;
- обчислюють мінімальне значення контролюючого діаметра за формулою (3.69), де  $\eta_s = 2$ . У даному випадку  $d_{s,60} = 2 \cdot 0,1 = 0,2$  мм;
- при  $\eta_s = 2$  обчислюють діаметр  $d_{s,85}$  за формулою (3.67)

$$d_{s,85} = \alpha \cdot d_{s,10} = 2,63 \cdot 0,1 = 0,26 \text{ мм.}$$

Через отримані значення  $d_{s,10}$ ;  $d_{s,60}$ ;  $d_{s,85}$  проводять нижню границю зернового складу фільтра (рис.3.28).

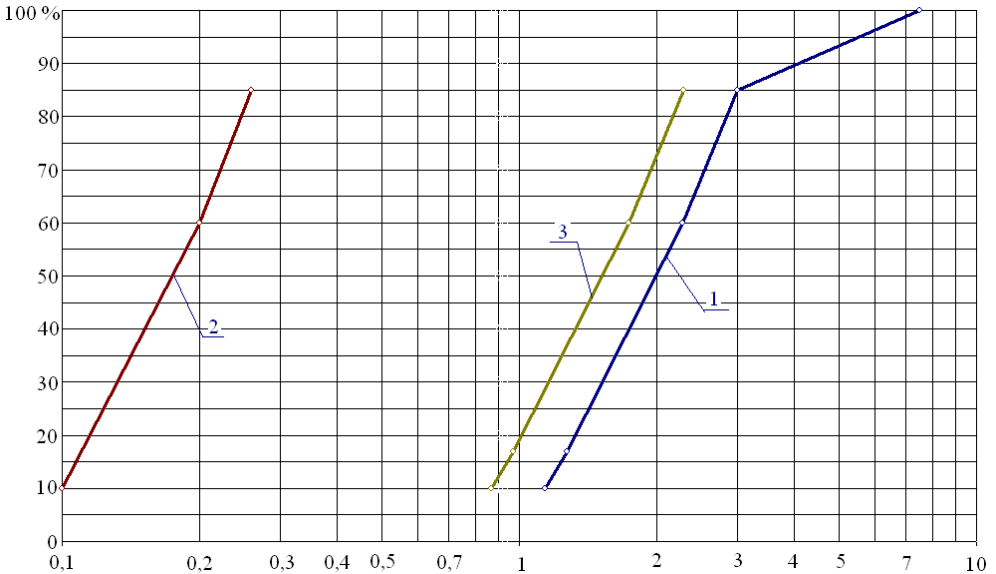


Рис. 3.28. Інтегральні криві розрахункового зернового складу фільтра при дренаванні зв'язного ґрунту: 1 – верхня границя зони допустимих відхилень; 2 – нижня границя зони допустимих відхилень; 3 – крива проектного зернового складу обсіпки

### 3. Проектування кривої зернового складу виконувати в такій послідовності:

- залежно від числа пластичності, вологості ґрунту і виконання умови (3.53) за формулою (3.54) або (3.56–3.58) знаходять розрахунковий діаметр шпарин фільтра. У даному випадку число пластичності менше 7 в суглинстому ґрунті, тому розрахунковий діаметр шпарин розраховують за формулою (3.56)

$$d_{sp,cal} = \sqrt{\frac{0,17}{0,6+1}} = 0,32 \text{ мм;}$$

- приймають величину коефіцієнта неоднорідності фільтра в межах допустимого. Визначають шпаруватість фільтра за формулою (3.47). При цьому приймають  $\eta_s = 2$ ;  $n_s = 0,40 - 0,1 \cdot \lg 2 = 0,370$ .
- за значеннями  $d_{sp,cal}$ ,  $n_s$  і  $\eta_s$  обчислюють розмір фракції фільтру  $d_{s,17}$  за

$$\text{формулою } d_{s,17} = \frac{d_{sp,cal}}{\rho_1 \rho_2} \cdot \frac{1 - n_s}{n_s} = \frac{0,32}{1,1 \cdot 0,51} \cdot \frac{1 - 0,370}{0,370} = 0,97 \text{ мм.}$$

$$\rho_1 = 1 + 0,05 \cdot 2 = 1,1; \quad \rho_2 = 0,455 \cdot \sqrt[6]{2} = 0,51;$$

- за формулами (3.67–3.69) та відомого  $d_{s,17}$  визначають:  $d_{s,10}$ ,  $d_{s,60}$ ,  $d_{s,85}$ ;

$$d_{s,10} = d_{s,17} \cdot \lambda = 0,97 \cdot 0,90 = 0,87 \text{ мм},$$

$$d_{s,60} = 2 \cdot 0,71 = 1,74 \text{ мм},$$

$$d_{s,85} = d_{s,10} \cdot \alpha = 0,71 \cdot 2,63 = 2,29 \text{ мм};$$

- проводять проектну криву зернового складу (рис. 3.23).

Під час влаштування фільтрової обсіпки дренажного ґрунту фактичний гранулометричний склад повинен бути в межах від нижньої до верхньої границі зони допустимих відхилень. Чим ближче буде розташована фактична інтегральна крива фільтрової обсіпки до проектного зернового складу, тим краще.

### **Вправа 3.12. Проектування зернового складу фільтра при дренаванні незв'язного ґрунту**

Дано: - ґрунт, в якому проектується дренаж – супісок;

- коефіцієнт неоднорідності дренажного ґрунту – 45;
- шпаруватість дренажного ґрунту – 0,38;
- середня щільність дренажного ґрунту – 1,3;
- максимальний допустимий градієнт напору в дренажному ґрунті – 0,5 м;
- коефіцієнт фільтрації дренажного ґрунту – 1,1 м/добу.

Необхідно: 1) побудувати проектну інтегральну криву зернового складу фільтра;

- 2) знайти межі «зони допустимих відхилень» гранулометричного складу фільтра;
- 3) перевірити умову співвідношення товщини фільтра і діаметра його зернового складу;
- 4) перевірити умову непросипаності дрібних частинок фільтра через сводоутворюючі.

#### **Розв'язок**

1. Проектування зернового складу фільтра, призначеного для захисту незв'язного несуюфозного ґрунту виконують в такій послідовності:

- залежно від матеріалу фільтра і коефіцієнту неоднорідності ґрунту  $\eta$  визначають відсотковий вміст сводоутворюючих частинок за формулою (3.63):

✓ коефіцієнт неоднорідності фільтрової обсіпки приймають в допустимих межах. У даному випадку приймаємо рівним 10,

✓  $\chi = 1 + 1,28 \cdot \lg 10 = 2,28$ ,

✓  $\zeta_g = 10 \left[ \left( \frac{1,3}{1} \cdot 5 - 5 \right) \frac{45}{45 - 1} \right]^{1/2,28} = 37,6 \%$ ;

- визначають діаметр сводоутворюючих частинок  $d_g$ :

✓  $f_\varphi = 0,82 - 1,8 \cdot 0,38 + 0,0062 \cdot \left( \frac{1,3}{1} \cdot 5 - 5 \right) = 0,384$ ,

✓  $\mu_{cr} = 0,6 \cdot \left( \frac{1,3}{1} - 1 \right) \cdot 0,384 \cdot \sin \left( 30^\circ + \frac{90}{8} \right) = 0,046$ ,

✓ коефіцієнт кінематичної в'язкості води –  $101 \cdot 10^{-8} \text{ м}^2/\text{с}$ ,

$$✓ d_{s,max} = \frac{1,5 \cdot 0,5}{0,046 \cdot \sqrt{\frac{9,81 \cdot 0,38}{1,1 \cdot 101 \cdot 10^{-8}}}} = 0,012 \text{ мм},$$

$$✓ d_g = 0,012 \cdot 5 = 0,058 \text{ мм};$$

- шпаруватість визначають залежно від однорідності фальтрової обсіпки за формулою (3.47)

$$n_s = 0,40 - 0,1 \cdot lg 10 = 0,300 ;$$

- виходячи з умов непросипаності частинок дренажного ґрунту в фільтр, визначають розмір фракції фільтра  $d_{s,17}$  за формулами (3.61) і (3.62):

$$\eta_{m,adm} = \frac{1}{0,252 \sqrt[6]{10}} \cdot \frac{1 - 0,300}{0,300} = 6,31 ,$$

$$d_{s,17} = 6,31 \cdot 0,058 = 0,36 \text{ мм};$$

- обчислюють мінімальний діаметр частинок фільтра за формулою

$$d_{s,min} = \frac{d_{s,17}}{1 + 1,7\% \cdot \frac{\eta_s - 1}{5 \cdot \eta_s}} ; \quad (3.70)$$

$$d_{s,min} = \frac{0,37}{1 + 1,7^{2,28} \cdot \frac{10 - 1}{10 \cdot 2}} = 0,23 \text{ мм}.$$

- при значеннях  $\zeta_i = 10 - 100$  обчислюють відповідні значення  $d_{s,i}$

$$d_{s,i} = d_{s,min} + d_{s,min} \cdot \left( \frac{\zeta_i}{\zeta_{10}} \right)^{\%} \cdot \frac{\eta_s - 1}{5 \cdot \eta_s}, \quad (3.71)$$

де  $\zeta_{10}\%$  – відсотковий вміст у складі ґрунту дренажної обсіпки частинок, що мають за масою діаметр, менший  $d_{s,10}$  ( $d_{s,i}$ ):

$$d_{s,10} = 0,23 + 0,23 \cdot \frac{10 - 1}{10 \cdot 2} = 0,27 \text{ мм},$$

$$d_{s,20} = 0,23 + 0,23 \cdot \left( \frac{20}{10} \right)^{2,28} \cdot \frac{10 - 1}{5 \cdot 10} = 0,43 \text{ мм},$$

$$d_{s,30} = 0,23 + 0,23 \cdot \left( \frac{30}{10} \right)^{2,28} \cdot \frac{10 - 1}{5 \cdot 10} = 0,74 \text{ мм},$$

$$d_{s,40} = 0,23 + 0,23 \cdot \left( \frac{40}{10} \right)^{2,28} \cdot \frac{10 - 1}{5 \cdot 10} = 1,21 \text{ мм},$$

$$d_{s,50} = 0,23 + 0,23 \cdot \left(\frac{50}{10}\right)^{2,28} \cdot \frac{10-1}{5 \cdot 10} = 1,85 \text{ мм},$$

$$d_{s,60} = 0,23 + 0,23 \cdot \left(\frac{60}{10}\right)^{2,28} \cdot \frac{10-1}{5 \cdot 10} = 2,69 \text{ мм},$$

$$d_{s,70} = 0,23 + 0,23 \cdot \left(\frac{70}{10}\right)^{2,28} \cdot \frac{10-1}{5 \cdot 10} = 3,73 \text{ мм},$$

$$d_{s,80} = 0,23 + 0,23 \cdot \left(\frac{80}{10}\right)^{2,28} \cdot \frac{10-1}{5 \cdot 10} = 4,97 \text{ мм},$$

$$d_{s,85} = 0,23 + 0,23 \cdot \left(\frac{85}{10}\right)^{2,28} \cdot \frac{10-1}{5 \cdot 10} = 54,68 \text{ мм},$$

$$d_{s,90} = 0,23 + 0,23 \cdot \left(\frac{90}{10}\right)^{2,28} \cdot \frac{10-1}{5 \cdot 10} = 6,43 \text{ мм},$$

$$d_{s,100} = 0,23 + 0,23 \cdot \left(\frac{100}{10}\right)^{2,28} \cdot \frac{10-1}{5 \cdot 10} = 8,12 \text{ мм}.$$

За знайденими значеннями будують проектну криву зернового складу фільтра (рис. 3.24).

2. При підборі зернового складу фільтра допускається відхилення від розрахункової кривої в межах «зони допустимих відхилень»; розрахункова крива обмежена знизу дотичною і кривою, що проходить через точку  $d_{s,min}$ . Верхня границя зони проходить через точку  $d_{s,max}$  розрахункової кривої.

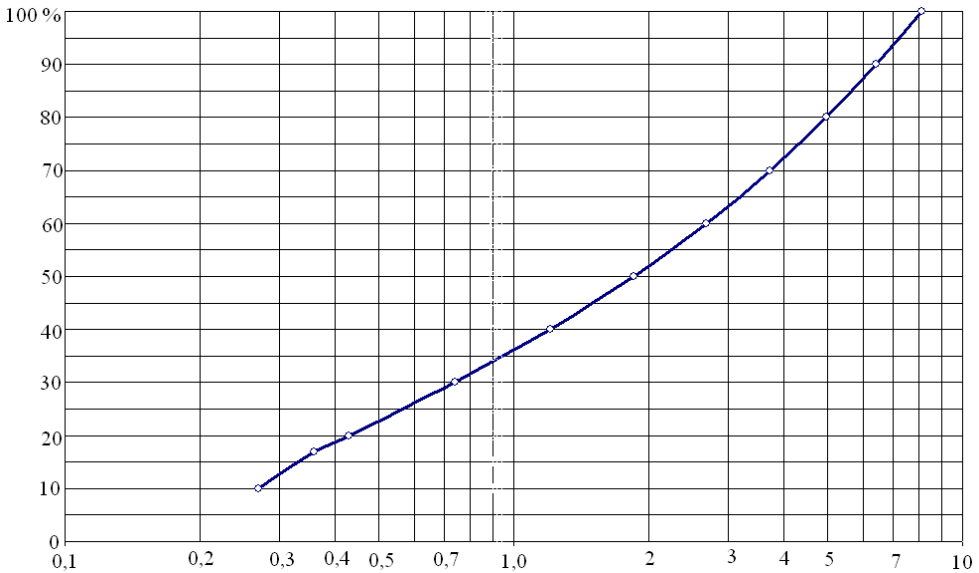
3. Перевіряють виконання умови (3.51).

У даному випадку  $t_{s,min} = 15$  см, тоді  $5 \cdot d_{s,85} = 5 \cdot 5,68 = 28,4$  см. Умова (3.51) не виконується, тому товщину фільтрової обсіпки збільшують до 30 см.

Якщо умова не виконується і через ряд причин товщину шару фільтра збільшити неможливо, необхідно заново запроектувати склад фільтра шляхом відповідного зменшення розміру максимальних фракцій фільтрового матеріалу.

4. Запроектований фільтр повинен задовольняти умовам (3.60).

У даному випадку  $d_m = \frac{0,36}{0,058} = 6,2$ , а  $d_{m,adm} = 6,31$ , тобто умова непросипнос-ті дрібних частинок через сводоутворюючі виконується.



*Рис. 3.25. Проектна інтегральна крива зернового складу фільтра для дренажу незв'язного ґрунту*

### 3.7. Розрахунок берегових дрен

Берегові дрені слугують для перехоплення фільтраційних вод із штучних і природних водойм. Особливо актуальний розрахунок, проектування і будівництво берегового дренажу вздовж нових водосховищ та великих каналів для запобігання підтоплення прилеглих територій.

Під час розрахунку берегових дрен розглядають два варіанти:

- розташування дрен між двома строго фіксованими границями живлення (річка або водойма, з одного боку, і зрошувана територія з відомим значенням рівня підземних вод – з іншого) – рис. 3.30;
- розташування дрен між водоймою і віддаленою областю живлення (рис. 3.31).

При *розташуванні дрен між двома строго фіксованими границями живлення (річка або водойма, з одного боку, і зрошувана територія з відомим значенням рівня підземних вод – з іншого)* на відстані  $l_i > 2h$ , де  $h$  – загальна потужність двошарової водоносної товщі при розташуванні берегової дрени у верхньому шарі (рис. 3.25) розрахунок здійснюють залежно від типу границь живлення (для напірного пласта):

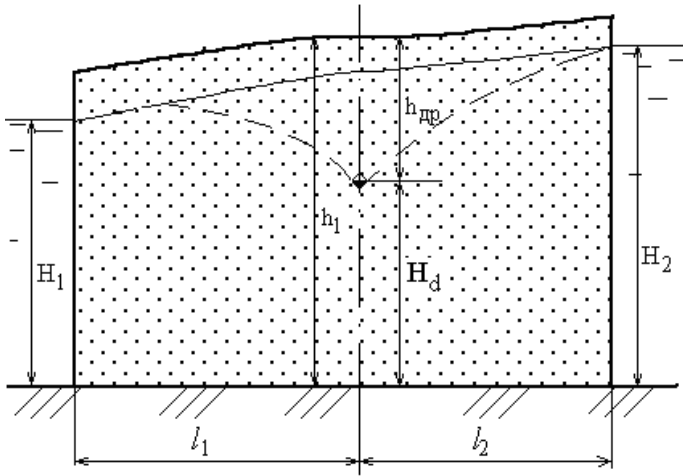


Рис. 3.30. Схема для розрахунку берегових дренаж, розташованих між строго фіксованими рівнями

а) за досконалих границь живлення притік до дрена здійснюється за формулою

$$w = \frac{T \cdot S_d - \frac{w_E l_1 \cdot l_2}{2}}{\frac{l_1 \cdot l_2}{l} + f}, \quad (3.72)$$

де  $l_1, l_2$  – довжини, позначені на рис. 3.25;

$w_E$  – постійна інтенсивність випаровування;

$S_d$  – визначають за формулою  $S_d = \frac{H_1 - H_2 \frac{l_2}{l}}{l} + H_2 - H_d$ ;

$H_1, H_2, H_d$  – потужність напірного потоку показані на рис. 3.25.

Відтік із лівої і правої границь живлення відповідно визначають за формулами:

$$\tilde{w}_1 = \frac{T \cdot \tilde{S}_d + 0,5 \cdot w_E l_1^2}{l}; \quad (3.73)$$

$$\tilde{w}_2 = \frac{T \cdot \tilde{S}_d + 0,5 \cdot w_E l_2^2}{l}; \quad (3.74)$$

$$\tilde{S}_d = S_d - \frac{q}{T} \Phi. \quad (3.75)$$

Криву депресії для перевищення  $\Delta H_x = H_{sl,x} - H_d$  на ділянках  $l_1$  та  $l_2$  будують за координатами, розрахованими за рівняннями:

$$\text{зона 1 } \Delta H_x = H'_d + \frac{H_1 - H'_d}{l_1} x - \frac{w_E \cdot x}{2T} \left( -x \right); \quad (2.76)$$

$$\text{зона 2 } \Delta H_x = H'_d + \frac{H_2 - H'_d}{l_2} x - \frac{w_E \cdot x}{2T} \left( -x \right); \quad (3.77)$$

де  $x$  – координата кривої депресії;

$\Delta H_1, \Delta H_2$  – перевищення рівня води у водоймі порівняно з рівнем води в дрени відповідно на ділянках  $l_1, l_2$ .

$$\Delta H_1 = H_1 - H_d, \Delta H_2 = H_2 - H_d; H'_d = \frac{q}{T} \Phi; T = k_1 h_1 + k_2 h_2.$$

б) за *недосконалих границях живлення* (водойми, широкі канали) притік до дрени знаходять за формулою

$$w = w_1 + w_2, \quad (3.78)$$

де  $q_1, q_2$  – притоки до дрени відповідно з лівої і правої границь живлення, які визначають за формулами

$$w_1 = \frac{T \cdot \tilde{\beta}_1 \left( -\alpha_2 - \alpha \cdot \alpha_2 \cdot \Delta H_2 \right) - T \cdot \alpha_1 \tilde{\beta}_2}{\Delta_*}, \quad (3.79)$$

$$w_2 = \frac{T \cdot \tilde{\beta}_2 \left( -\alpha + \alpha \cdot \alpha_1 \cdot \Delta H_1 \right) + T \cdot \alpha_2 \tilde{\beta}_1}{\Delta_*}, \quad (3.80)$$

$$\text{де } \tilde{\beta}_1 = \beta_1 + \frac{w_E \cdot l_1}{T} - \alpha_1 \frac{w_E \cdot l_1^2}{2 \cdot T};$$

$$\tilde{\beta}_2 = \alpha_2 \frac{w_E \cdot l_1}{2 \cdot T} - \frac{w_E \cdot l_2}{T} - \beta_2;$$

$$\alpha = \frac{l}{f}; \alpha_1 = \frac{1}{\Delta L_1}; \alpha_2 = \frac{1}{\Delta L_2}; \beta_1 = \frac{\Delta H_1}{\Delta L_1}; \beta_2 = \frac{\Delta H_2}{\Delta L_2}; \Delta L_i = \sqrt{\frac{k_2 \cdot h_2 \cdot h_1}{k_1}};$$

$\Delta L_1, \Delta L_2$  – фільтраційні опори на недосконалість границь живлення (водойм, каналів);

$f$  – фільтраційний опір на недосконалість дренажу визначають за формулами (3.8), (3.9);

$\Delta_*$  – коефіцієнт, який приймають рівним,

$$\Delta_* = \alpha_2 \left( -\alpha_1 l_1 \right) + \left( -\alpha_2 l_2 \right) \left( -\alpha + \alpha \cdot \alpha_1 \cdot l_1 \right);$$

відтік із лівої і правої границь живлення визначають за формулами:

$$\tilde{w}_1 = w_1 + w_E l_1; \quad (3.81)$$

$$\tilde{w}_2 = w_2 + w_E l_2. \quad (3.82)$$

Криву депресії для перевищення  $\Delta H = H_{sl,x} - H_d$  на ділянках  $l_1, l_2$  визначають за рівняннями (3.76), (3.77), в яких замість  $H_1$  та  $H_2$  приймають  $H'_1$  та  $H'_2$   $H'_1 = H_1 - \frac{\tilde{w}_1}{T} \Delta l_1$ ,  $H'_2 = H_2 - \frac{\tilde{w}_2}{T} \Delta l_2$ .

У випадку однорідного безнапірного потоку з горизонтальним водоупором за відсутності випаровування  $q_E = 0$  притік до дрени знаходять за формулою

$$w = \frac{k \left( h_{sw,sl}^2 - h_d^2 \right)}{2 \left( \frac{l_1 \cdot l_2}{l} + \Phi \right)}; \quad (3.83)$$

$$h_{sw,sl}^2 = h_{sw,2}^2 + \frac{k \left( h_{sw,1}^2 - h_{sw,2}^2 \right) l_2}{l}, \quad (3.84)$$

де  $h_{sw,sl}, h_{sw,1}, h_{sw,2}, h_d$  – висоти рівня підземних вод, наведені на рис. 3.25.

Криву депресії для рівнів на ділянках  $l_1$  та  $l_2$  будують за рівнянням:

$$\text{зона 1} \quad h_{sw,x} = \sqrt{h_d'^2 + k_{sw,1}^2 - h_d'^2 \frac{x}{l_1}}; \quad (3.85)$$

$$\text{зона 2} \quad h_{sw,x} = \sqrt{h_d'^2 + k_{sw,2}^2 - h_d'^2 \frac{x}{l_2}}. \quad (3.86)$$

У всіх розглянутих системах криву депресії, побудовану по розрахункових рівнях, суміщають з границями урізу води у водоймі (дрені).

### **Вправа 3.13. Розрахунок берегового дренажу між двома строго фіксованими досконалими границями живлення**

Дано: - дрена розташована між двома водними об'єктами (рис. 3.25):

- ✓ відстань  $l_1 = 300$  м (зона 1);
- ✓ відстань  $l_2 = 200$  м (зона 2);
- ✓ рівень води у першому водному об'єкті ( $H_1$ ) – 12,3 м;
- ✓ рівень води у другому водному об'єкті ( $H_2$ ) – 15,4 м;
- коефіцієнт фільтрації водоносного горизонту – 0,3 м/добу;
- середня інтенсивність випаровування з ґрунтових вод – 0,2 мм/добу;
- глибина закладання дрени – 3,5 м;
- критична глибина залягання рівня ґрунтових вод – 3,0 м;
- без дренажу ґрунтові води знаходяться на глибині – 0,5 м.

Необхідно: 1) визначити притік ґрунтових вод до берегової дрени;  
2) розрахувати відтік ґрунтових вод з лівої і правої границь живлення;  
3) побудувати криву депресії на ділянках  $l_1$  і  $l_2$ .

**Розв'язок**

При розташуванні дрен між двома строго фіксованими границями живлення (річка або водойма, з одного боку, і зрошувана територія з відомим значенням рівня підземних вод – з іншого) на відстані  $l_i > 2h$ , де  $h$  – загальна потужність водоносної товщі (рис. 3.25) і за досконалих границь живлення розрахунок здійснюють в такій послідовності:

1. Притік ґрунтових вод до дрени розраховують за формулою (3.72). При цьому потужність напірного потоку над дренаю

$$H_d = \frac{H_1 + H_2}{2} - H_{op} + h_{ep} = \frac{12,3 + 15,4}{2} - 3,5 + 0,5 = 10,85 \text{ м};$$

Водопровідність водоносного горизонту

$$T = k \cdot \frac{H_1 + H_2}{2} = 0,3 \cdot \frac{12,3 + 15,4}{2} = 4,16 \text{ м}^2/\text{добу};$$

$S_d$  визначають за формулою

$$S_d = \frac{(H_1 - H_2) \cdot l_2}{l} + H_2 - H_d = \frac{(2,3 - 15,4) \cdot 300}{500} + 15,4 - 10,85 = 6,41 \text{ м};$$

Фільтраційний опір, обумовлений недосконалістю дренажу за ступенем розкриття водоносної товщі, визначають залежно від гідрогеологічної будови водоносного горизонту (див. підрозділ 3.2). В розглянутому прикладі при порівняно однорідній товщі фільтраційний опір визначають за формулами (3.7), (3.8).

У даному випадку

$$H_{cep} = H_{op} - \frac{2}{3} (H_{op} - H_{кр}) = 3,5 - \frac{2}{3} \cdot (3,5 - 3,0) = 3,17 \text{ м},$$

$$h = \frac{H_1 + H_2}{2} - H_{cep} = \frac{12,3 + 15,4}{2} - 3,17 = 10,68 \text{ м},$$

$$m = (H_{op} - H_{nan}) - H_{cep} = 3,5 - 0,05 - 3,17 = 0,28 \text{ м}.$$

$$\text{При } \frac{m}{h} = \frac{0,28}{10,68} = 0,026 < 0,1;$$

$$f = 0,73 \cdot \lg \frac{10,68}{\pi \cdot 0,05} = 1,34,$$

$$\Phi = 1,34 \cdot 10,68 = 14,3 \text{ м},$$

$$w = \frac{4,16 \cdot 6,41 - \frac{0,0002 \cdot 300 \cdot 200}{2}}{\frac{300 \cdot 200}{500} + 14,3} = 0,154 \text{ м/добу}.$$

2. Відтік із лівої і правої границь живлення відповідно визначають за формулами (3.73) – (3.75). Для розглянутого прикладу

$$\tilde{S}_d = 6,41 - \frac{0,154}{4,16} \cdot 14,3 = 5,88;$$

$$\tilde{w}_1 = \frac{4,16 \cdot 5,88 + 0,5 \cdot 0,0002 \cdot 300^2}{500} = 0,067 \text{ м/добу};$$

$$\tilde{w}_2 = \frac{4,16 \cdot 5,88 + 0,5 \cdot 0,0002 \cdot 200^2}{500} = 0,057 \text{ м/добу.}$$

3. Криву депресії перевищення ґрунтових вод над дренаю  $\Delta H_x = H_{sl,x} - H_d$  на ділянках  $l_1$  та  $l_2$  будуть за координатами, розрахованими за рівняннями (3.76), (3.77). При цьому прийняті такі вихідні дані:

$$\Delta H_1 = H_1 - H_d = 12,3 - 10,35 = 1,95 \text{ м;}$$

$$\Delta H_2 = H_2 - H_d = 15,4 - 10,35 = 5,05 \text{ м;}$$

$$H'_d = \frac{w}{T} \Phi = \frac{0,154}{4,16} 14,3 = 0,529 \text{ м.}$$

За заданих значеннях  $x$  розраховані координати депресійної кривої наведено в табл. 3.21 і на рис. 3.31.

Таблиця 3.21 – Координати депресійної кривої навколо берегової дрени

x	y	
	зона 1	зона 2
0	0,34	0,34
50	0,46	1,43
100	0,63	2,57
150	0,87	3,78
200	1,17	5,05
250	1,53	
300	1,95	

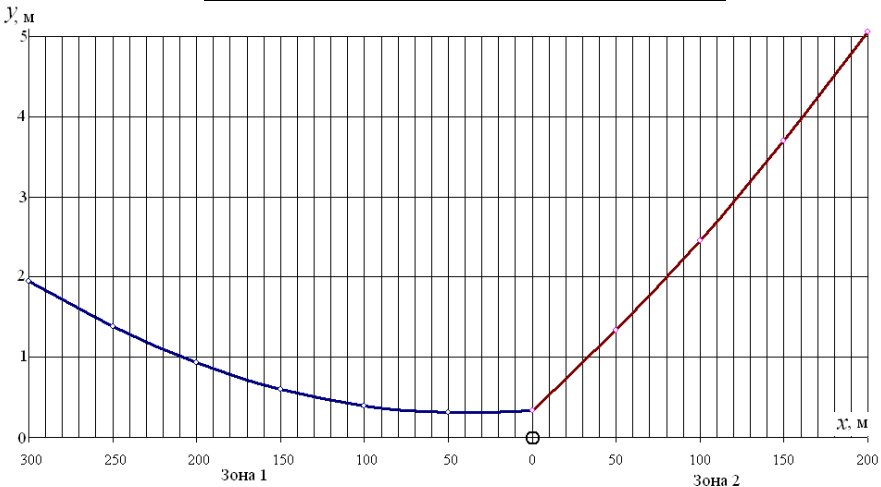


Рис. 3.31. Положення депресійної кривої ґрунтових вод під дією берегової дрени

У разі розташування дрени між водоймою і віддаленою областю живлення (рис. 3.32) притік до дрени визначають за формулою

$$w = \frac{2\alpha_1}{1 + \alpha_1} \left[ q_2 + \frac{T_1 (h_{sw} - h_d)}{l_1} \right]. \quad (3.87)$$

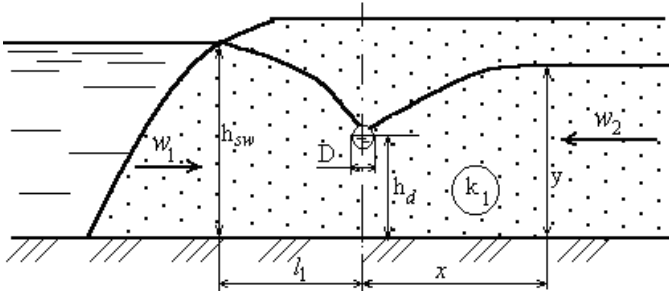


Рис. 3.32. Схема для розрахунку берегових дрен

Ординату кривої депресії  $y$  в бік вододілу визначають за формулою

$$y = h_d + \left[ \frac{1 - \alpha_1}{1 + \alpha_2} (h_{sw} - h_d) \right] + \left[ \frac{\left( 1 + \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \right) \cdot q_2 \cdot x}{k + \alpha_1 T_2} \right]. \quad (3.88)$$

Притік фільтраційних вод, що надходять із водосховища, розраховують за формулою

$$w_1 = \frac{2\alpha_1}{1 + \alpha_1} \cdot \frac{T_1 (h_{sw} - h_d)}{l_1} - \frac{1 - \alpha_1}{1 + \alpha_2} w_2, \quad (3.89)$$

де  $\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{h_d}{l_1} \Psi}$ ;  $\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{h_d}{x} \Psi}$ ;  $T_1 = k \cdot h_1$ ;  $h_1 = \frac{h_{sw} + h_d}{2}$ ;  $T_2 = k \cdot h_2$ ;

$$h_2 = \frac{h_{sw} + h_d}{2} \approx h_d.$$

$\Psi$  – коефіцієнт, який визначають за табл. 3.22.

Таблиця - 3.22 Коефіцієнт  $\Psi$

D/h <sub>d</sub>	Ψ	D/h <sub>d</sub>	Ψ	D/h <sub>d</sub>	Ψ
0,01	2,64	0,09	1,25	0,30	0,50
0,02	2,20	0,10	1,18	0,35	0,41
0,03	1,95	0,12	1,07	0,40	0,34
0,04	1,76	0,14	0,97	0,50	0,22
0,05	1,62	0,16	0,89	0,60	0,14
0,06	1,51	0,18	0,81	0,70	0,07
0,07	1,41	0,20	0,75	0,80	0,03
0,08	1,32	0,25	0,61	0,90	0

### Вправа 3.14. Розрахунок берегового дренажу між водоймою і віддаленою областю живлення

Дано: - дрена розташована між водоймою і віддаленим зрошуваним масивом (рис. 3.27):

✓ відстань  $l_1 = 300$  м;

✓ рівень води у водному об'єкті ( $h_{sw}$ ) – 18,2 м;

- притік ґрунтових вод від зрошуваного масиву – 0,2 мм/добу;

- глибина закладання дрени – 3,5 м;

- глибина від поверхні до водоупору – 19,7 м;

- коефіцієнт фільтрації ґрунту – 0,3 м/добу;

- проектний діаметр дрени – 150 мм/добу.

Необхідно: 1) визначити притік води до берегової дрени;

2) побудувати криву депресії ґрунтових вод, що підходять до берегової дрени.

#### Розв'язок

1. У разі розташування дрени між водоймою і віддаленою областю живлення (рис. 3.27) притік до дрени визначають за формулою (3.87)

Для розглянутого прикладу  $h_d = 19,7 - 3,5 = 16,2$  м;  $\frac{D}{h_d} = \frac{0,15}{16,2} = 0,0093$ ;

$$\psi = 2,64; \alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{16,2}{300} \cdot 2,64} = 0,875; w_2 = 0,2 \text{ мм/добу, або } 0,0002 \text{ м/добу};$$

$$h_1 = \frac{h_{sw} + h_d}{2} = \frac{18,2 + 16,2}{2} = 17,2 \text{ м};$$

$$T_1 = h_1 \cdot k = 17,2 \cdot 0,3 = 5,16 \text{ м}^2/\text{добу};$$

$$w = \frac{2 \cdot 0,875}{1 + 0,875} \left[ 0,0002 + \frac{5,16 \cdot (8,2 - 16,2)}{300} \right] = 0,0323 \text{ м/добу.}$$

Притік фільтраційних вод, що надходять із водосховища, визначають за формулою (3.89)

$$w_1 = \frac{2 \cdot 0,875}{1 + 0,875} \cdot \frac{5,16 \cdot (8,2 - 16,2)}{300} - \frac{1 - 0,875}{1 + 0,875} \cdot 0,0002 = 0,0321 \text{ м/добу.}$$

2. Ординату кривої депресії у в'язі вододілу визначають за формулою (3.88).

При цьому прийняті такі дані;  $h_2 = \frac{y + h_d}{2} \approx h_d = 16,2$  м;

$$T_2 = k \cdot h_2 = 0,3 \cdot 16,2 = 4,86 \text{ м}^2/\text{добу.}$$

Розраховані ординати депресійної кривої наведені в табл. 3.23. Аналізуючи ці ординати, відзначимо, що підйом депресійної кривої відбувається дуже повільно, так як підживлення з віддаленої зони зрошуваного масиву відбувається в незначній мірі.

*Таблиця 3.23 – Координати депресійної кривої з боку зрошуваного масиву*

<i>x</i>	<i>y</i>
0	16,333
100	16,338
200	16,342
300	16,347
400	16,351
500	16,355
600	16,359
700	16,363
800	16,367

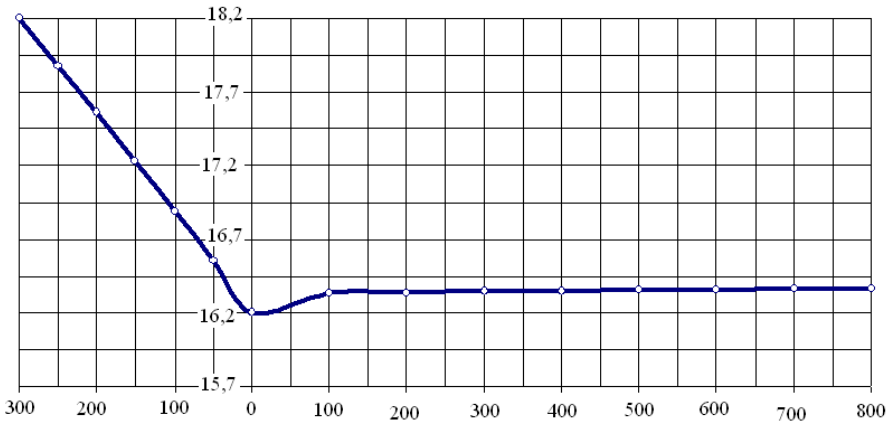
Криву депресії, прилеглу до водного об'єкта, можна розрахувати і побудувати за рівнянням

$$y = \sqrt{h_d^2 + h_{sw}^2 - h_d^2 \frac{x}{l_1}} \quad (3.90)$$

Результати розрахунку наведено в табл. 3.24.

*Таблиця 3.24 – Координати депресійної кривої з боку водного об'єкта*

<i>x</i>	<i>y</i>
0	16,20
50	16,55
100	16,89
150	17,23
200	17,56
250	17,88
300	18,20



*Рис. 3.33. Положення депресійної кривої ґрунтових вод під дією берегової дрени, яка розташована між водоймою і віддаленою областю живлення*

### 3.8. Розрахунок головних дрен

Головні (ловчі) дрени слугують для перехоплення ґрунтових вод, що надходять на запроектований басейн із вищерозташованого водозбору.

Наведений розрахунок застосовують для влаштування головних дрен у напірному потоці будь-якої потужності, а також із вільною поверхнею підземних вод – за глибокого, але кінцевого залягання поверхні водоупору (при  $\frac{h}{S_d} > 5$  з похибкою  $\pm 10\%$  і  $\frac{h}{S_d} > 2$  з похибкою  $\pm 25\%$ ).

Розрахунок одиночної ловчої дрени визначає величина пониження рівня підземних вод вище і нижче неї (рис. 3.34).

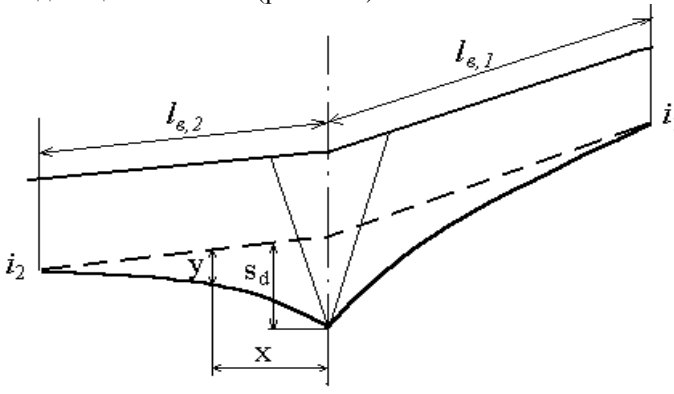


Рис. 3.34. Розрахункова схема головних дрен

Значення дальності осушувальної дії дрени на ділянках справа і зліва від неї отримують за формулами:

$$l_{b,1} = 1,5 \sqrt{\frac{S_d \cdot l_d}{i_d}} ; \quad (3.91)$$

$$l_{b,2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{S_d}{i_2} , \quad (3.92)$$

де  $l_{b,1}$ ,  $l_{b,2}$  – довжина ділянок осушувальної дії дрени відповідно справа і зліва від неї;

$S_d$  – пониження рівня підземних вод над дренаю;

$l_d$  – довжина дрени;

$i_1$ ,  $i_2$  – похил потоку підземних вод відповідно праворуч і ліворуч від дрени в природних умовах.

Розрахунок положення депресійної кривої ведуть через відносні координати, які визначають за формулами

$$\tilde{x}_1 = \frac{x}{l_{b,1}}; \quad \tilde{z}_1 = \frac{z}{l_{b,1}}; \quad \tilde{x}_2 = \frac{x}{l_{b,2}}; \quad \tilde{z}_2 = \frac{z}{l_{b,2}}, \quad (3.93)$$

де  $\tilde{x}_1$  і  $\tilde{z}_1$  – координати депресійної кривої праворуч від дрени,

$\tilde{x}_2$  і  $\tilde{z}_2$  – координати депресійної кривої ліворуч від дрени;

$\tilde{x}_1$  і  $\tilde{x}_2$  – координати в горизонтальній площині перпендикулярно головній дрени;

$\tilde{z}_1$  і  $\tilde{z}_2$  – координати в горизонтальній площині вздовж головної дрени.

Положення відносних координат знаходять за графіком функції  $\tilde{y} \left( \tilde{z} \right)$  – за рис. 3.35.

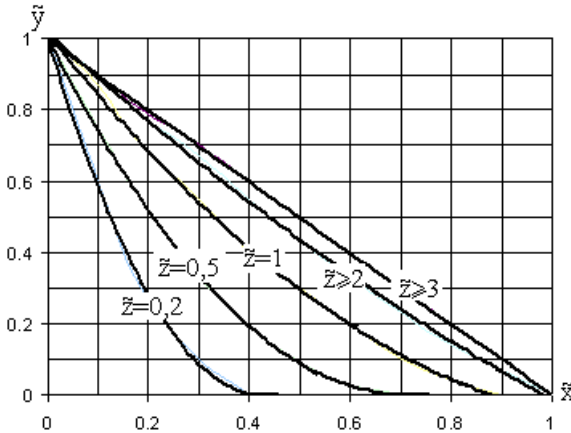


Рис. 3.35. Графік залежності  $\tilde{y} \left( \tilde{z} \right)$

Величину пониження рівня підземних вод на відстані від дрен обчислюють за формулою

$$y = S_d \cdot \alpha \cdot \tilde{y}, \quad (3.94)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, який визначають за формулами:

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{h}{l_{b,1}} A_\alpha}; \quad \alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{h}{l_{b,2}} A_\alpha}. \quad (3.95)$$

Тут  $A_\alpha$  – параметр, який приймають за табл. 3.25 або розраховують за формулою (3.96).

$$A = 1,47lg \frac{1}{\sin \frac{\pi \cdot d}{2 \cdot h}}. \quad (3.96)$$

Таблиця 3.25 – Значення параметра  $A_\alpha$

$\frac{d_h + b_\alpha}{h}$	$A_\alpha$	$\frac{d_h + b_\alpha}{h}$	$A_\alpha$	$\frac{d_h + b_\alpha}{h}$	$A_\alpha$
0,01	2,644	0,12	1,066	0,50	0,221
0,02	2,203	0,14	0,969	0,60	0,136
0,03	1,845	0,16	0,886	0,70	0,073
0,04	1,762	0,18	0,813	0,80	0,032
0,05	1,620	0,20	0,749	0,90	0,008
0,06	1,506	0,25	0,612	1,00	0
0,07	1,467	0,30	0,503		
0,08	1,322	0,35	0,413		
0,09	1,248	0,40	0,338		
0,10	1,181	0,45	0,275		

Притік до ловчої дрени визначають за формулою

$$w = k \cdot S_d \left( \frac{\alpha_1}{l_{b,1}} + \frac{\alpha_2}{l_{b,2}} \right), \quad (3.97)$$

де  $d_h$  – заглиблення дрени відносно верхньої границі потоку;  
 $b_\alpha$  – ширина дрени по дну.

### **Вправа 3.15. Розрахувати головну дрена між зрошуваним масивом і прилеглим водозбором**

Дано: - дрена розташована між зрошуваним масивом і прилеглим водозбором (рис. 3.19). Довжина дрени – 300 м.

- похил потоку підземних вод:

✓ справа від дрени – 0,003;

✓ зліва від дрени – 0,002;

- глибина закладання дрени – 4,0 м;

- глибина залягання ґрунтових вод до влаштування дренажу – 0,7 м;

- потужність водоносного горизонту – 12 м;

- коефіцієнт фільтрації водоносної товщі – 0,3 м/добу;

- розрахунковий діаметр дрени – 150 мм;

Необхідно: 1) визначити значення осушувальної дії дрени на ділянках справа і зліва;

2) побудувати криві депресії ґрунтових вод, що підходять до головної дрени;

3) розрахувати величину притоку ґрунтових вод до ловчої дрени.

#### **Розв'язок**

Розрахунок головної дрени ведуть в певній послідовності.

1. Встановлюють значення дальності осушувальної дії дрени на ділянках справа і зліва від неї за формулами (3.91) і (3.92).

Для розглянутого прикладу пониження рівня ґрунтових вод над дренаю становить

$$S_d = H_{op} - h_{ep} = 4,0 - 0,7 = 3,3 \text{ м.}$$

Довжина ділянки осушувальної дії дрени справа  $l_{b,1} = 1,5 \sqrt{\frac{3,3 \cdot 300}{0,003}} = 862 \text{ м.}$

Довжина ділянки осушувальної дії дрени зліва  $l_{b,2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{3,3}{0,002} = 825 \text{ м.}$

2. Координати депресійної кривої визначають в декілька етапів. Результати розрахунку зводять у табл. 3.26.

*Таблиця 3.26 – Координати депресійної кривої ґрунтових вод, що підходять до головної дрени*

	$x$	$\tilde{x}$	$\tilde{y}$	$y$
Депресійна крива ліво-руч	825	1,00	0	0
	800	0,97	0	0
	700	0,85	0	0
	600	0,73	0	0
	500	0,61	0	0
	400	0,48	0,01	0,03
	300	0,36	0,20	0,64
	200	0,24	0,35	1,12
Депресійна крива праворуч	100	0,12	0,60	1,91
	0	0	1,00	3,19
	100	0,12	0,60	1,91
	200	0,23	0,35	1,11
	300	0,35	0,20	0,64
	400	0,46	0,01	0,03
	500	0,58	0	0
	600	0,70	0	0
700	0,81	0	0	
800	0,93	0	0	
862	1,00	0	0	

Спочатку визначають відносні координати  $\tilde{x}_1$  і  $\tilde{z}_1$  (справа від дрени),  $\tilde{x}_2$  і  $\tilde{z}_2$  (зліва від дрени). У даному випадку довжина дрени  $l_d = z = 300 \text{ м.}$

Тоді  $\tilde{z}_1 = \frac{300}{862} = 0,348$ ;  $\tilde{z}_2 = \frac{300}{825} = 0,364$ .

За значеннями  $\tilde{z}$  і відносними значеннями  $\tilde{x}$  (рис. 3.20) розраховують  $\tilde{y}$ , а потім величину пониження рівня підземних вод на відстані від дрен за формулою (3.94).

У даному випадку  $\frac{d}{h} = \frac{0,15}{12} = 0,0125$ .

Тоді за табл. 3.25 або формулою (3.96)  $A_\alpha = 2,51$ .

За формулою (3.95)  $\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{12}{862} \cdot 2,51} = 0,966$ ;  $\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{12}{825} \cdot 2,51} = 0,965$ .

Притік ґрунтової води до ловчої дрени визначають за формулою (3.97), до ловчої дрени естановитиму

$$w = 0,3 \cdot 3,3 \cdot \left( \frac{0,966}{862} + \frac{0,965}{825} \right) = 0,00227 \text{ м/добу.}$$

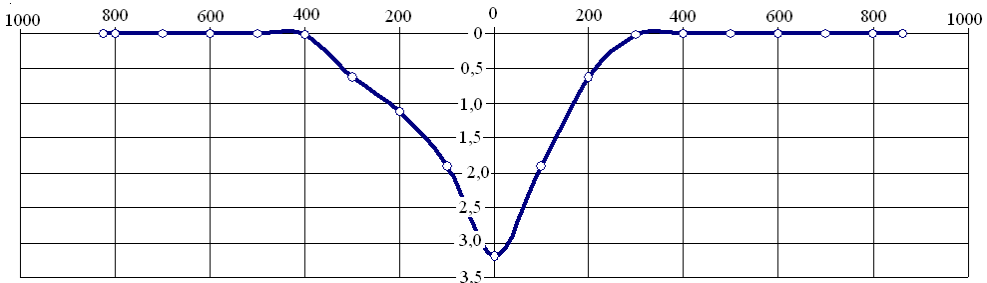


Рис. 3.36. Положення рівня ґрунтових вод після влаштування ловчої дрени

### 3.9. Споруди на системі горизонтального дренажу

Для нормальної роботи на горизонтальних дренах передбачають гідротехнічні споруди у вигляді колодязів і гирлових споруд.

**Оглядові колодязі** влаштовують на початку і кінці дрени (якщо вона не впадає у відкритий канал), на кутах поворотів у плані, у місцях переходу від одного діаметра до іншого, а також через кожні 200–400 м по довжині.

За конструкцією вони можуть бути відкритими або закритими.

**Відкриті колодязі** (рис. 3.37, а) влаштовують так, щоб верх його перевищував поверхню землі в межах 0,4–1,2 м.

**Потайний колодязь** влаштовують у такий спосіб щоб його верх був на глибині не менше 0,7 м від поверхні землі (рис. 3.37, б).

Оглядові колодязі проектують із стінових збірних залізобетонних кілець діаметром 1,0; 1,5 і 2,0 м типу КС (без отворів під труби), КС-А (з отворами під труби) і типу КСД (з отворами під труби і днищем).

Діаметр колодязів встановлюють залежно від діаметра примикаючих до колодязя колекторів або дрен. Для труб діаметром до 300 мм включно необхідно застосовувати колодязі діаметром 1,0 м, при діаметрах труб 400–500 мм діаметр колодязя повинен бути 1,5 м, а при діаметрах 600 мм і більше – 2,0 м. Висота залізобетонного кільця 50 і 100 см.

Верх оглядових колодязів перекривають плитами перекриття типу ПП-10, 15 або 20, залежно від діаметра колодязя, з отворами під люки, обладнані кришками.



звичай закриті металевою решіткою з відстанню між суміжними стержнями 1 см.

Для швидкого відводу поверхневих вод на слабководопроникних ґрунтах до водоприймальних колодязів підводять спеціальні тимчасові (на період паводка) або постійні невеликі канали, борозни або улоговини, які збирають поверхневу воду.

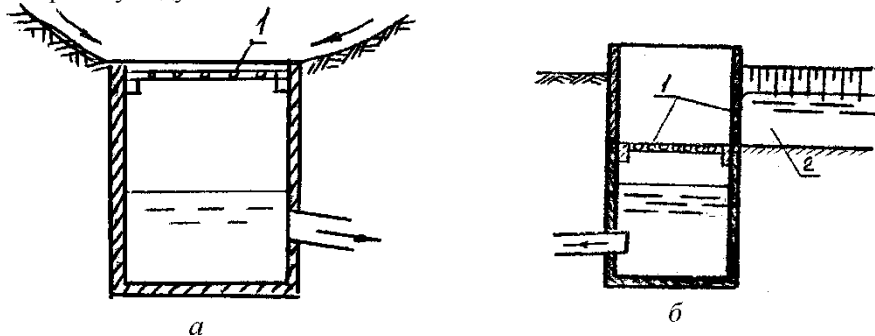


Рис. 3.38. Водоприймальні колодязі з верхнім (а) і боковим (б) водоприймальним отвором: 1 – сміттєзатримувальна решітка; 2 – підвідний канал

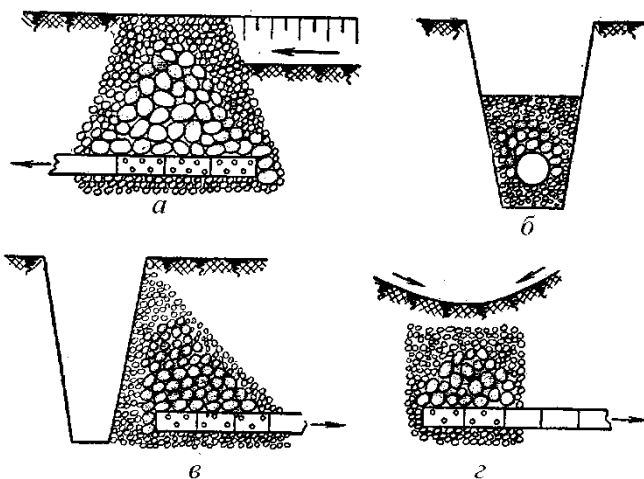
Водоприймальні колодязі будують із тих самих елементів, що і оглядові. Верхню частину їх розташовують на рівні поверхні ґрунту або вище неї. Влаштовують колодязі в дні і відкосах каналу.

Деякі водоприймальні колодязі мають на дні шар каміння, який попереджає розмив дна падаючою водою, затримує відкладення і зменшує різницю температур повітря в колодязі і в дрені.

**Поглиначі**, як і водоприймальні колодязі, влаштовують для переведення поверхневого стоку в дренажний. Для швидкого відводу поверхневих вод до них можуть підходити тимчасові або постійні канали, спеціальні або роз'ємні борозни і улоговини. На відміну від водоприймальних колодязів поглиначі приймають не тільки поверхневі, але і ґрунтові води (рис. 3.39).

Головна частина поглинача – водоприймальна призма, що укладається над дреною. Цю призму влаштовують на мінеральних ґрунтах із каміння розміром від 2 до 20 см у поперечнику, щебеня, гравію, шлаку або битої цегли. При цьому велике каміння укладають біля дрен, дрібне по краях, як у зворотних фільтрах.

**Гирлові споруди** призначені для спряження закритих дрен і колекторів з відкритими колекторами. Зазвичай гирлові споруди влаштовують у вигляді кінцевої труби, кінець якої при виході на відкід кріпиться камінням, залізобетонними плитами або блоками. Відстань від осі дренажної труби до дна колектора – не менше 50 см.



*Рис. 3.39. Поглиначі, влаштовані в кінці тупикового каналу (а), на дні каналу (б), у відкосі каналу (в) і на понижених ділянках місцевості (г)*

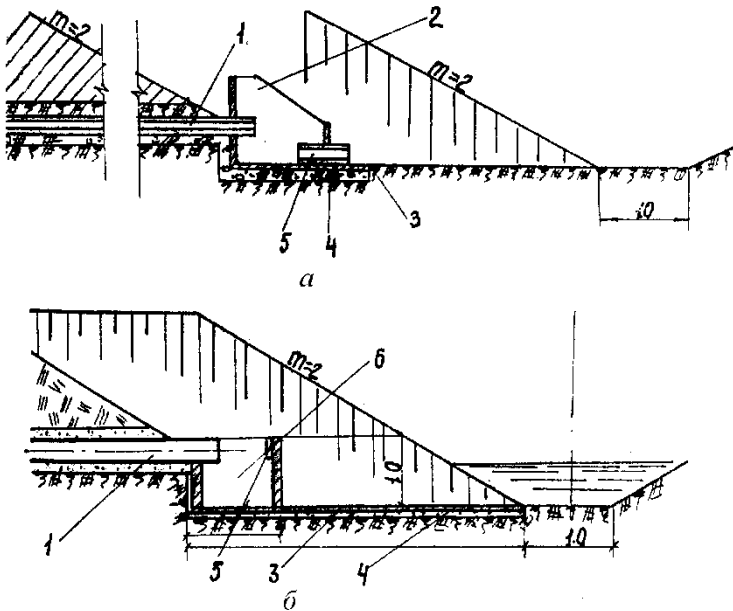
Більшість конструкцій гирлових споруд в Україні розроблені Інститутом Укрводпроект. На Краснознам'янській зрошувальній системі гирлові споруди мають таку конструкцію: азбестоцементна неперфорована труба довжиною 4 м прокладена на шар утрамбованого суглинку товщиною 15 см і виходить в гасник прямокутного перерізу зі збірною залізобетону, що встановлений на шарі щебеня товщиною 20 см (рис. 3.35).

Із гасника вода відводиться азбестоцементною трубою довжиною 0,6 м у відкритий колектор. Дно і відкоси колектора поблизу гирлової споруди кріплять залізобетонними плитами і монолітним бетоном.

На Інгулецькій зрошувальній системі застосована конструкція споруди аналогічно описаній, з дещо зміненим гасником, який являє собою залізобетонне кільце діаметром 1,5 м, встановлене на щебеневу підготовку товщиною 10 см. Як гасник передбачений трикутний водозлив. У всіх варіантах конструкцій гирлових споруд дно і відкоси колектора в споруді кріпляться монолітним бетоном або залізобетонними плитами.

Гирлові споруди є найбільш відповідальними і вразливими спорудами на дренажній мережі.

Основні причини розмиву ґрунту поблизу гирла – руйнування гончарних дренажних трубок у місцях їх спряження зі залізобетонними гирловими трубами або руйнування вузлів цих споруд. При розмиві ґрунту на ділянці розташування гирла утворюється промоїна, яка оголює і розладнює дренажну лінію, в результаті чого гончарні труби руйнуються. Утворена біля гирла зона розмиву переноситься від гирлової труби на дренажну лінію і пересувається вгору по дрени зі швидкістю іноді до 10 м на рік. З найбільшою швидкістю руйнуються дрени в період пропуску паводкових і зливових вод.



**Рис. 3.35.** Гирлові споруди, що застосовуються на Краснознам'янській (а) та Інгулецькій (б) зрошувальних системах: 1 – азбестоцементна труба без перфорації; 2 – залізобетонний блок-гасник; 3 – залізобетонна плита; 4 – підготовка зі щєбеня; 5 – водозлив; 6 – залізобетонне кільце-гасник

Велика кількість гирлових споруд, побудованих у пониженних ділянках місцевості, розмиваються потоком поверхневих вод. Процес такого розмиву підсилюється, якщо над гирлом утворюється улоговина, внаслідок осадки траншейної засипки.

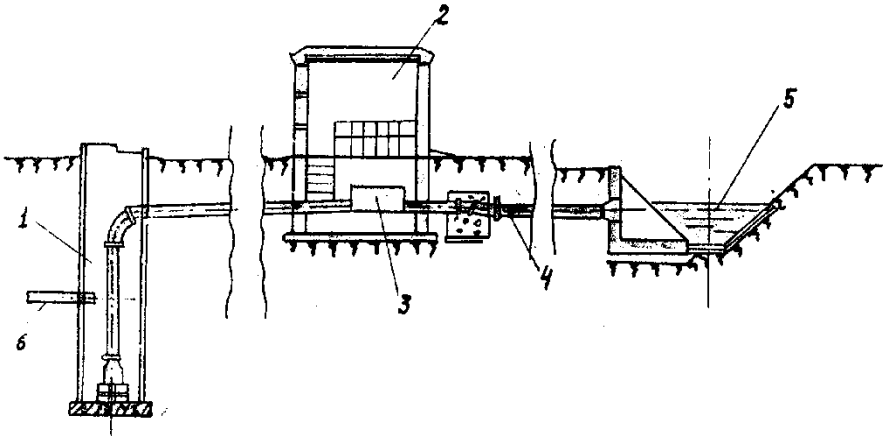
Для запобігання таких руйнацій траншеї засипають з запасом висоти ущільнення насипного ґрунту. Крім того, необхідно уникати розташування гирл у місцях, де в період сніготанення або після злив створюється потік поверхневих вод, а якщо це неминуче – захищають гирло від розмиву влаштуванням насипу або відведенням поверхневого потоку від гирла.

До інших причин розмиву ґрунту біля гирла відносять: погану якість укладки і круті повороти дренажної лінії (у вертикальній або горизонтальній площині) на підходах до гирла, незадовільне спряження дрен з гирловою трубою.

### 3.10. Дренажні насосні станції

При проектуванні дренажної системи необхідно прагнути до максимально можливого відводу дренажного стоку самопливом, уникаючи будівниц-

тва перекачуючих дренажних насосних станцій. Влаштування таких станцій (рис. 3.41) повинно бути обґрунтованим відповідними техніко-економічними розрахунками за приведеними затратами шляхом порівняння з варіантом самопливного відводу. При цьому для затвердження самопливного варіанта допускається деяка (в межах 10–20 %) зміна розрахункових параметрів дренажу в бік зменшення глибини закладання дрен, з одночасним зменшенням міждренних відстаней, а також використання мінімально допустимих похилів колекторно-дренажної мережі і перепадів при спряженнях.



**Рис. 3.41. Дренажна насосна станція наземного типу:**

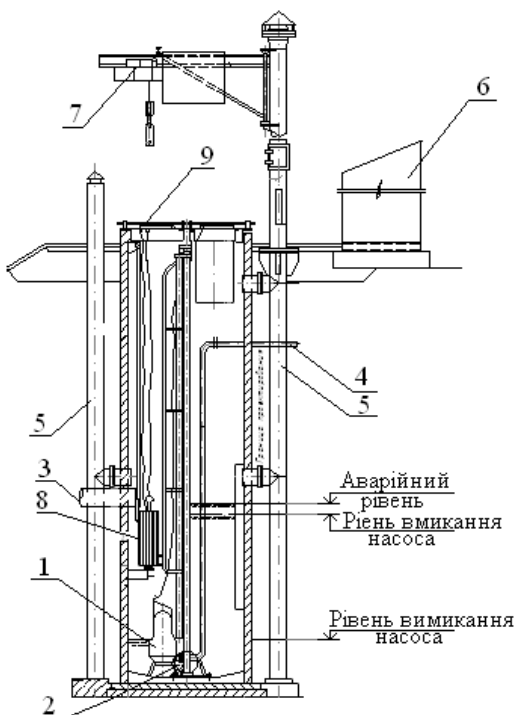
1 - водоприймальний колодезь; 2 - споруда насосної станції; 3 - насос;  
4 - напірний трубопровід; 5 - відвідний колектор; 6 - закритий трубчастий колектор.

У випадках необхідності влаштування дренажних насосних станцій для підбору силового обладнання застосовують дренажний модуль, рівний 0,1л/с-га.

Насоси рекомендується застосовувати горизонтальні відцентрові консольного типу. У будівлі насосної станції встановлюють один або два насоси, продуктивність яких становить від 30 до 130 л/с.

Для забезпечення нормальної роботи насосно-силового обладнання дренажних насосних станцій передбачають ємкості (накопичувач), що забезпечують прийом води без її відкачки протягом 10–15 год. Зазвичай така ємкість забезпечується ділянкою труби діаметром 1000 мм, розташована в кінцевій частині підвідного колектора.

Останнім часом застосовують невеликі дренажні станції колодезного типу. У такій станції накопичувальний резервуар і все обладнання розташовують всередині колодезя збільшеного діаметра (2–3 м). Така насосна станція представлена на рис. 3.42.



**Рис. 3.42. Дренажна насосна станція колодязного типу:**

- 1 – насос типу «Іртиш»; 2 – донний приєднувальний пристрій; 3 – відповідний колектор;  
 5 – вентиляційні труби; 6 – шафа управління насосною станцією; 7 – ручна таль;  
 8 – решітка-засувка; 9 – кришка з листової сталі

### 3.11. Побудова поздовжнього профілю та поперечного перерізу горизонтальної дрени

Поздовжній профіль дрени будують для встановлення відміток поверхні землі, дна траншеї, дна і верху оглядових та інших колодязів, похилів дрени і глибини траншеї для укладки дрени по довжині (в пікетах) та в характерних точках. Запроектований профіль горизонтальної дрени повинен забезпечувати безперешкодний самопливний відвід дренажних вод від початку її і до гирлової споруди.

Проектування закритої дренажної мережі в профілі здійснюють відповідно до вимог **ОСТ-33-17-76**, **ОСТ-33-19-76** і **ОСТ-33-20-78**. При цьому дотримуються таких умов:

- глибина укладки дрени по всій її довжині – не менше розрахункової;
- уклони закритих дрен і колекторів відповідають проектним;
- при впадінні дрени в закритий колектор і влаштуванні в гирлі дрени оглядового колодязя низ дрени розташований вище верху колектора на величину його діаметра;
- при впадінні закритих дрен і колекторів у відкриті колектори дно впадаючих елементів знаходяться вище нормального горизонту води в приймальному колекторі на 0,4–0,5 м;
- при спряженні відкритих колекторів рівень води впадаючого колектора перевищує рівень води приймаючого колектора на 0,1–0,2 м.

Враховуючи наведені умови, з розрахунку дрен і колекторів виконують побудову поздовжніх профілів у масштабі: горизонтальний 1:10000 або 1:5000, вертикальний 1:100 або 1:50, поперечні перерізи дрен і оглядових колодязів будують, як правило, у вертикальному масштабі 1:100 або 1:50.

Основою для побудови поздовжнього профілю є журнал нівелювання по трасі дрени або топографічний план відповідного масштабу. Горизонтальний масштаб дрени (колектора) приймають рівним відповідному масштабу топографічного плану.

Боковик поздовжнього профілю дрени або колектора несе певну інформацію, варіант якої представлений на рис. 3.43. Приклад оформлення поздовжнього профілю дрени – рис. 3.44.

Побудову поздовжнього профілю здійснюють в такій послідовності:

1. Розмічають трасу майбутніх дрен і колекторів на топографічному плані і розбивають пікети через 100 м, починаючи з гирла.
2. На аркуші міліметрового паперу викреслюють заготовку, яка складається з 11 горизонтальних рядків та вертикальної шкали (рис. 3.44).
3. За точками перетину ліній траси з горизонталями будують лінію поверхні землі.
4. Відмітки поверхні землі на кожному пікеті визначають за графічною інтерполяцією та записують у верхній рядок.
5. Проектують лінію дна траншеї, починаючи від дрен і колектора найнижчого порядку. При цьому враховують, що мінімальна глибина дрени має бути не менше розрахункової, а колектора на 0,1 м нижче взятої глибини закладання дрени, максимальна – не більше 4,0 м. Мінімальні похили дна забезпечують швидкість течії не менше 0,3 м/с, а за наявності в ґрунтових водах залізистих сполук – 0,35 м/с. Швидкості руху води, діаметри дрен і колекторів визначають на підставі гідравлічного розрахунку.

За умови роботи гончарних і пластмасових труб повним перерізом мінімально допустимий похил є  $i = 0,002$  за діаметра менше 100 мм та  $i = 0,001$  за більших діаметрів. Максимальний похил колектора визначається швидкістю течії  $v_{max} = 4,0$  м/с. У разі більшої швидкості похил обчислюють

згідно зі забезпеченістю допустимої швидкості та за довжиною колектора влаштовують колодязі з перепадом.

<i>Відмітка поверхні землі, м</i>
<i>Відмітка рівня гр. вод, м</i>
<i>Уклон</i> <i>Довжина ділянки, м</i>
<i>Відмітка дна траншеї, м</i>
<i>Відмітка верха труби, м</i>
<i>Глибина виїмки, м</i>
<i>Параметри поп. перерізу</i>
<i>Гідравлічні перерізи мережі</i>
<i>Відстані</i>
<i>Пікети</i>
<i>План траси</i>

*Рис. 3.43. Приклад оформлення боковика дрени*

Якщо швидкість течії води в колекторі перевищує 1,5 м/с, стики між трубами омоноличують або застосовують поліетиленові втулки без перфорування. Під час проектування дна колектора потрібно прагнути до досягнення мінімуму земляних робіт. При цьому кількість місць зміни похилів має бути мінімальною.

Небажаним є зменшення похилу дна до гирла. Якщо цього уникнути неможливо і зменшення похилу призводить до зниження швидкості течії більш ніж на 30 %, у місці зменшення похилу передбачають влаштування

колодязя з відстійником. Колодязі-відстійники також влаштовують у місцях зменшення похилу (навіть якщо швидкості зменшуються менш ніж на 30 %) за наявності в ґрунтових водах закислого заліза та вмісту в ґрунтах дренажної засипки горохуватих частинок більше 40 %.

6. Визначають відмітку дна дрени (колектора) в «диктуючій точці». «Диктуючою точкою» на трасі може бути:

- замкнене пониження;
- гирло, якщо похил поверхні землі по трасі перевищує мінімально допустиме;

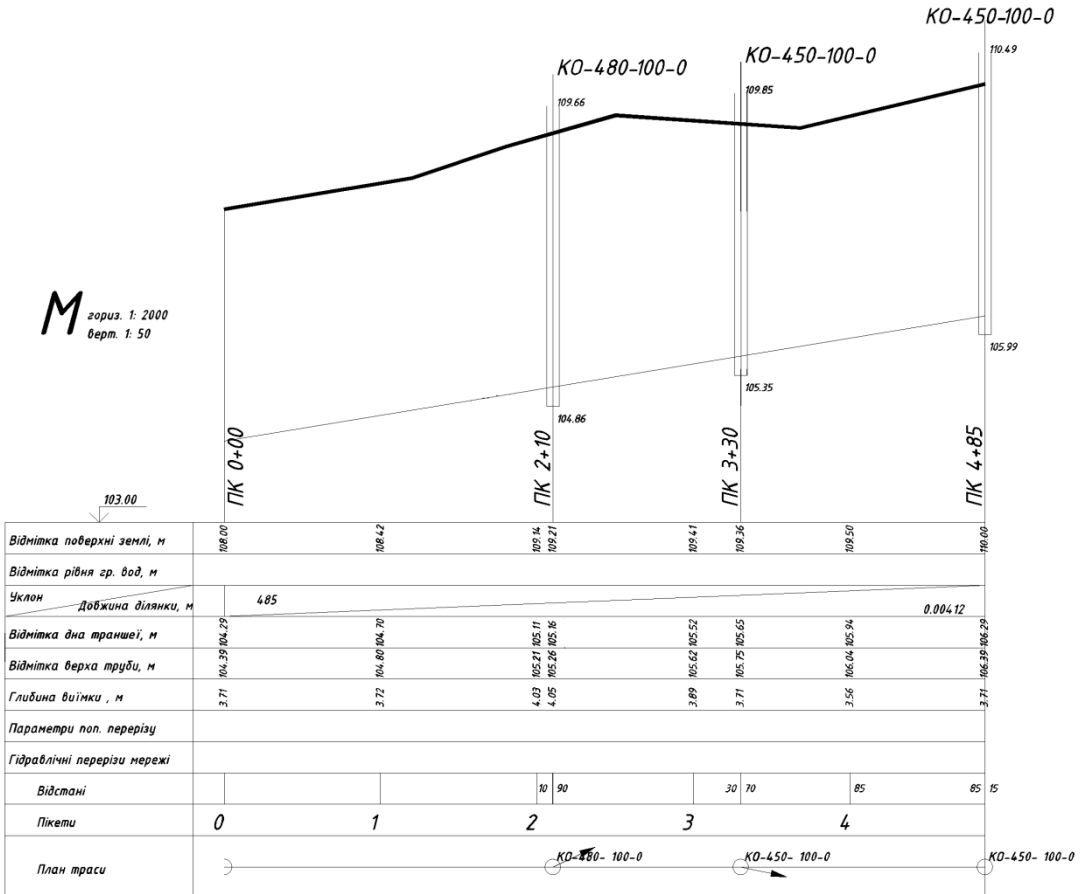


Рис. 3.44. Приклад оформлення поздовжнього профілю дрени

- витік, якщо похил поверхні менше мінімально допустимого;
- точка переломлення похилу поверхні землі;
- точка приєднання дрени до колектора.

7. Глибина дрени в «диктуючій точці» дорівнює розрахунковій глибині дрени, а колектор збільшений на 0,1 м за глибину дрени, яка в нього впадає.

8. Середній похил місцевості вздовж колектора розраховують за формулою

$$i = \frac{H_{\text{витік}} - H_{\text{гирло}}}{L_{\text{кол}}}, \quad (3.98)$$

де  $\nabla_{\text{витік}}$  і  $\nabla_{\text{гирло}}$  – відповідно відмітка витoku колектора і відмітка гирла, м;

$L_{\text{кол}}$  – довжина колектора, м.

Якщо отриманий похил менше мінімально допустимого, то проєктують дно колектора з похилом  $i = 0,002$ .

9. Розраховують відмітки dna колектора, починаючи з «диктуючої точки» за формулою

$$\nabla_{\text{дна } j} = \nabla_{\text{дна } m} \pm i \cdot l_j, \quad (3.99)$$

де  $\nabla_{\text{дна } j}$  – відмітка dna в  $j$ -тій точці траси, м;

$\nabla_{\text{дна } m}$  – відмітка dna в «диктуючій точці», м;

$i$  – похил колектора на ділянці від  $j$ -тої точки до «диктуючої»;

$l_j$  – віддалення  $j$ -тої точки від «диктуючої», м.

Обчислюють відмітки dna на кожному пікеті, у місцях зміни похилу dna та поверхні землі, а також у місцях підключення колекторів нижчого порядку.

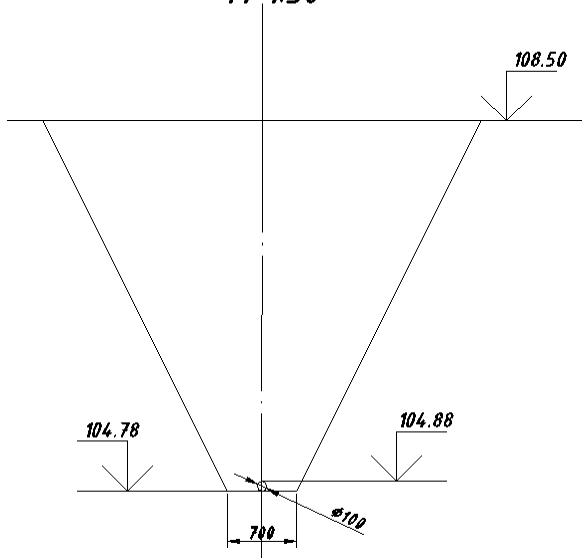
10. Обчислюють глибину траншеї за різницею відміток поверхні землі та dna і записують у відповідний рядок.

Максимальна глибина копання багатоконшових екскаваторів, що застосовуються для влаштування дренажу на зрошуваних землях, дорівнює 4 м. Тому необхідно прагнути, щоб глибина дрен і колекторів була менше за 4 м. Як виняток можна проєктувати колектор і з більшою глибиною, але при цьому траншею виконують одноконшовим екскаватором, що істотно ускладнює технологію влаштування дренажу. Крім цього, надмірне заглиблення колектора тягне за собою і заглиблення відвідних каналів, тобто збільшує обсяг земляних робіт, знижує стійкість відкосів та підвищує небезпеку порушення екологічної рівноваги.

11. Для визначення діаметрів дрен і колекторів виконують гідравлічний розрахунок (підрозділ 3.4).

Поперечний переріз дрени (колектора) будують, щоб визначити розміри і форми траншеї для його влаштування (рис. 3.40). Ширину траншеї понизу призначають з огляду на діаметр дрени і технологію укладки труб. Закладання відкосів залежно від глибини траншеї і гранулометричного складу ґрунту, в якому будують дренаж.

**Поперечний переріз дрена  
на ПК 1+20  
М 1:50**



**Рис. 3.40. Приклад поперечного перерізу дрена**

**Запитання для самоконтролю**

1. Що являє собою горизонтальний дренаж?
2. Розкажіть про основні методи визначення параметрів систематичного горизонтального дренажу. Коли його застосовують?
3. Коли доцільне застосування вибіркового горизонтального дренажу?
4. В яких умовах застосовують головний і береговий дренажі? Яка його конструкція?
5. Що являє собою відкритий горизонтальний дренаж?
6. Які недоліки має відкритий горизонтальний дренаж?
7. Які труби застосовують для будівництва дрен і колекторів?
8. У який спосіб ґрунтова вода надходить до дрен різних конструкцій?
9. З якою метою використовують фільтруючу обсыпку навколо дрен? Яким чином встановлюють параметри фільтраційної обсыпки?
10. Як влаштовують дренаж у ґрунтах з природною вологістю і в ґрунтах з підвищеним рівнем ґрунтових вод?
11. Яким чином влаштовують дрени по відношенню до зрошувальної мережі?
12. З'ясуйте спряження дрен з колектором.
13. Які параметри дренажу розраховують при його проектуванні?

14. Які розрахункові геофільтраційні схеми виділяють при визначенні параметрів дренажу?
15. Від чого залежить глибина закладання дрен?
16. Чому остаточну глибину закладки дрен приймають на підставі техніко-економічних розрахунків?
17. Від чого залежить витрата дрени (колектора)?
18. За якими формулами ведеться гідравлічний розрахунок дрени (колектора)?
19. Які розрахункові схеми застосовують у визначенні параметрів берегових дрен?
20. Поясніть, як чином здійснюють розрахунок головних дрен.
21. Які гідротехнічні споруди застосовують на мережі закритого горизонтального дренажу?
22. В яких місцях рекомендується встановлювати оглядові колодязі на мережі закритого горизонтального дренажу?
23. Чим відрізняються конструктивно відкриті і потайні колодязі на дренажній мережі?
24. З яких елементів складається оглядовий колодязь на дренажній мережі?
25. Яке призначення і конструктивні особливості відстійних колодязів на дренажній мережі?
26. Розкажіть про конструктивні особливості та призначення колодязів перепадів на дренажній мережі.
27. Яке призначення і конструктивна особливість водоприймальних колодязів?
28. З'ясуйте особливості в конструкції поглиначів на дренажній мережі.
29. У який спосіб здійснюють спряження дрен і колекторів з відкритим водоприймачем?
30. Яка конструктивна особливість гирлових споруд на дренажній мережі?
31. Чому може виникнути руйнування гирлових споруд і як його можна запобігти?
32. В яких випадках застосовується дренажна насосна станція? Яким чином можна уникнути її застосування?
33. Як і для чого на дренажних насосних станціях влаштовують спеціальні ємкості (накопичувачі)?

## 4. ВЕРТИКАЛЬНИЙ ДРЕНАЖ

### 4.1. Конструкція вертикального дренажу

Вертикальний дренаж проектують у вигляді водозабірних свердловин, обладнаних електричними заглибними насосами. Конструктивні елементи свердловини – глибина, діаметр, довжина і діаметр фільтра, шпаруватість, розмір і форма прохідних отворів фільтра і механічний склад гравійної обсыпки – визначають розрахунком.

**Глибину свердловини** обчислюють за формулою

$$d_c = l_{sl} + l_k + l_t, \quad (4.1)$$

де  $d_c$  – глибина свердловини, м;

$l_{sl}$  – довжина експлуатаційної колони, м;

$l_k$  – довжина фільтраційної колони, м;

$l_t$  – довжина відстійника, м.

Довжину експлуатаційної колони встановлюють з урахуванням гідрологічних умов, величини пониження рівня води в свердловині, розташування насоса і умов його роботи.

**Довжину фільтра-каркаса** вибирають з урахуванням стандартної довжини ланки заводського виготовлення.

**Діаметр свердловини** визначають за формулою

$$D_c = D_k + 2t_s, \quad (4.2)$$

де  $D_k$  – діаметр фільтраційного каркасу, м;

$t_s$  – товщина гравійного фільтра, м.

**Діаметр фільтрового каркасу** визначають за формулою

$$D_k = \frac{Q_{max}}{2 \cdot \pi \cdot l_k \cdot v_{дон} \eta_k}, \quad (4.3)$$

де  $Q_{max}$  – максимальний дебіт свердловини, м<sup>3</sup>/добу;

$\eta_k$  – шпаруватість фільтраційного каркасу, %.

Допустиму швидкість руху води в прифільтровій зоні визначають за формулою

$$v_{дон} = 0,328 \frac{Re_{кр} \cdot e_s^{2,5}}{\sqrt{k}}, \quad (4.4)$$

де  $Re_{кр}$  – критичне число Рейнольдса;

$e_s$  – коефіцієнт шпаруватості гравійної обсіпки (0,3–0,4);

$k$  – коефіцієнт фільтрації водоносного ґрунту, м/добу.

Швидкість руху води у фільтраційній колоні і водопідйомних трубах не повинна перевищувати 2 м/с.

**Шпаруватість фільтрів**, як правило, приймають більше з таких значень:

- для сталевихних каркасно-стержньових просічених із сталевих листів – 30 %;
- для азбестоцементних і пластмасових – 25 %.

Збільшення шпаруватості повинно обґрунтовуватися розрахунком фільтрів на міцність. Розміри і форму прохідних отворів підбирають залежно від фракційного складу фільтраційної обсіпки. Розміри прохідних отворів при влаштуванні фільтрів із гравійно-піщаної обсіпки повинні такі:

- для круглої перфорації  $d_k = (1,2 - 1,5) d_{s,50}$  ;
- для щілинної перфорації  $b_{kd} = 0,75 - 1,0 \bar{d}_{s,50}$  ;  $l_{kd} = 5 - 35 \bar{d}_{s,50}$  ,

де  $d_{s,50}$  – середній діаметр фракцій гравійно-піщаної обсіпки, мм;

$b_{kd}$  ,  $l_{kd}$  – відповідно ширина та довжина щілин, мм.

Круглі отвори на фільтраційному каркасі розташовують в шаховому порядку, а щілинні – гвинтоподібно з кутом нахилу 15°.

Кількість отворів, що відповідає заданій шпаруватості фільтрового каркасу на 1 м його довжини, визначають за формулою для перфорації:

- круглої  $j = \frac{4D_k \cdot 1000\eta_k}{d_k^2}$  ;
- щілинної  $j = \frac{4D_k \cdot 1000\eta_k}{b_{kd} \cdot l_{kd}}$  .

Електрозаглибний насос розташовують, як правило, над фільтром. Якщо за геолого-структурними умовами неможливо встановити насос над фільтром, його розташовують у відстійнику або у фільтрі (за умови перекриття цієї частини фільтра «глухою» трубою).

Станція управління насосними агрегатами, засоби автоматики, телемеханіки і зв'язку, контрольно-вимірювальна апаратура повинні розташовуватися в спеціальній шафі або будівлі.

Водовідвідна мережа свердловин вертикального дренажу виконується із труб, лотків, облицьованих каналів або в земляному руслі. В останньому випадку ділянку водовідводу довжиною 40–50 м від свердловини виконують глухою (труба або лоток).

Водовідвідні трубопроводи обладнують засувками і водовипусками у водоприймач. Стінки і дно водоприймачів у місці скиду дренажних вод мають надійно захищатися від розмиву.

Режим роботи системи свердловин вертикального дренажу розробляється на підставі даних меліоративного стану зрошуваних земель в ув'язці з графіком навантаження на енергосистему, планами поточних і капітальних ремонтів свердловин і насосно-силового обладнання. Режим роботи системи вертикального дренажу складається окремо для періодів освоєння і експлуатації. Для експлуатаційного періоду коефіцієнт корисної роботи свердловини приймають 0,7–0,8 (відношення тривалості фактичної роботи до календарного часу в році).

Проектування вертикального дренажу без систем автоматики не допускається. Об'єм телемеханіки і зв'язку встановлюють в кожному конкретному випадку і визначають на підставі вимог до режиму роботи свердловини і надійності обладнання, з урахуванням покращення умов праці і скорочення кількості обслуговуючого персоналу.

Диспетчерське управління автоматизованою системою забезпечується централізацію управління і контролю свердловин і обладнання.

Кожна свердловина або група свердловин обладнується контрольно-вимірювальною апаратурою, яка дозволяє визначати:

- кількість відкачуваної води;
- положення динамічного рівня води в свердловині;
- мінералізацію води;
- кількість затраченої електроенергії;
- напругу і силу струму в ланцюгу.

#### **Вправа 4.1. Визначення конструктивних параметрів свердловини вертикального дренажу**

Дано: - літологічна будова водоносного комплексу (табл. 4.1);

*Таблиця 4.1 – Літологічна будова водоносної товщі*

Грунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок важкий лесоподібний	0-15	0,3
Пісок середньозернистий	15-32	12

- діаметр частинок скелета, що відповідає 10 % вмісту, який визначають за кривою гранулометричного складу скелету – 0,065 мм;
- діаметр частинок заповнювача, що відповідає 10 % вмісту – 0,0006 мм;
- кут внутрішнього тертя ґрунту –  $34^\circ$  ( $tg\varphi = 0,67$ );
- середній діаметр фракції гравійно-піщаної обсіпки – 0,6 мм;
- максимальний дебіт свердловини – 132 м<sup>3</sup>/добу;
- умовний діаметр свердловини – 100 мм (зовнішній – 114 мм);
- товщина фільтрової обсіпки – 350 мм.

- Необхідно: 1) встановити глибину свердловини;  
 2) визначити діаметр свердловини;  
 3) підібрати розміри фільтра.

## Розв'язок

### 1. Глибину свердловини обчислюють за формулою (3.1).

Довжину експлуатаційної колони визначають, виходячи з гідрогеологічних умов, величини пониження, місця розташування насоса і умов його роботи.

У даних гідрогеологічних умовах забір води, як правило, здійснюють із нижнього водоносного горизонту, тому експлуатаційна колона проходить через весь верхній шар і складає 15 м.

Довжину фільтра приймають з урахуванням потужності водоносного пласта. Якщо потужність водоносного пласта менше 10 м, то довжину фільтра приймають рівною його потужності. За потужності водоносного пласта понад 10 м довжину фільтра приймають 0,7–0,8 його потужності, але не більше 25 м [6]. Так як у даному випадку потужність нижнього добре водопроникного горизонту понад 10 м ( $32 - 15 = 17$  м), то довжину фільтраційної колони приймаємо  $l_k = 17 \cdot 0,7 = 12$  м. Це значення менше максимального допустимого. Крім того, ця довжина кратна стандартній довжині ланок заводського виготовлення (3 м).

Довжину відстійника приймають не більше 1 м [6]. У даному випадку приймаємо 1 м.

Отже, глибина свердловини становитиме

$$d_c = 15 + 12 + 1 = 28 \text{ м.}$$

2. Діаметр свердловини визначають за формулою (4.2), діаметр фільтрового каркасу – за формулою (4.3).

Допустиму швидкість руху води в прифільтровій зоні визначають з огляду на руйнуючий градієнт суфозії, який знаходять за рис. 4.1.

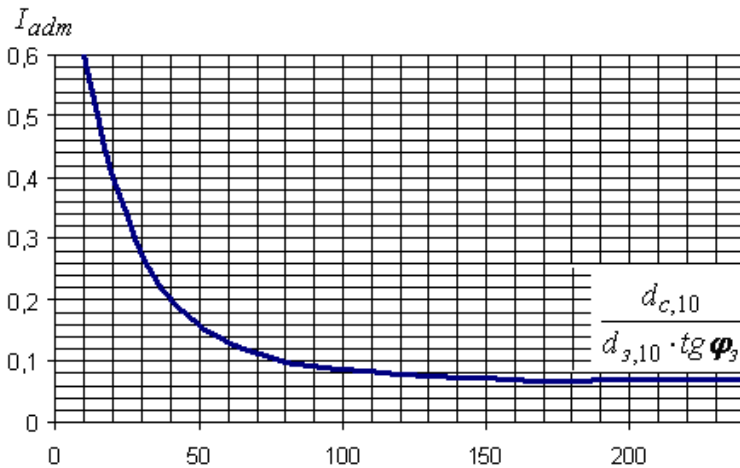


Рис. 4.1. Функція  $I_{adm} = f\left(\frac{d_{c,10}}{d_{s,10} \cdot \text{tg} \varphi_s}\right)$ .

де  $d_{c,10}$  – діаметр частинок ґрунту скелета, що відповідає 10 % вмісту, який визначають за кривою гранулометричного складу скелету. У даному випадку він становить 0,065 мм;

$d_{s,10}$  – діаметр частинок ґрунту заповнювача, що відповідає 10 % вмісту, який визначають за кривою гранулометричного складу заповнювача;  $d_{s,10} = 0,006$  мм;

$\varphi$  – кут внутрішнього тертя заповнювача за повного водонасичення ґрунту, тобто  $34^\circ$  ( $\operatorname{tg}\varphi = 0,67$ ).

Шпаруватість фільтра сталених каркасно-стержневих і просічних із сталених листів дорівнює 30 %.

$$\text{Тоді } \frac{d_{c,10}}{d_{c,10} \cdot \operatorname{tg}\varphi_s} = \frac{0,065}{0,0006 \cdot 0,67} = 162, \text{ а } I_{adm} = 0,07.$$

За формулою Дарсі  $v_{adm} = I_{adm} \cdot k = 0,07 \cdot 12 = 0,84$  м/добу.

$$\text{Необхідний діаметр фільтрового каркаса } D_k = \frac{133}{2 \cdot \pi \cdot 12 \cdot 0,84 \cdot 30} = 0,070 \text{ м.}$$

Мінімальний діаметр свердловини, виходячи із діаметра насоса становить 100 мм (умовно). Зовнішній діаметр фільтра при цьому 114 мм. Тому загальний (мінімальний) діаметр свердловини за мінімальної товщини обсіпки 350 мм

$$D_c = 0,114 + 2 \cdot 0,35 = 0,814 \text{ м.}$$

**3. Розміри і форму прохідних отворів** підбирають залежно від фракційного складу фільтраційної обсіпки.

Розміри прохідних отворів повинні складати:

- для круглої перфорації  $d_k = \llcorner 2 - 1,5 \overline{d}_{s,50}$ ;
- для щілинної перфорації  $b_{k,d} = \llcorner 0,75 - 1,0 \overline{d}_{s,50}$ ;  $l_{k,d} = \llcorner 5 - 35 \overline{d}_{s,50}$ ,

де  $d_{s,50}$  – середній діаметр фракцій гравійно-піщаної обсіпки, мм;

$d_k$  – діаметр отворів фільтра, мм;

$b_{k,d}$  і  $l_{k,d}$  – відповідно ширина і довжина щілин, мм.

У даному випадку приймаємо щілинну перфорацію  $b_{k,d} = 0,5$  мм, тоді

$$l_k = 30 \cdot 0,5 = 15 \text{ мм.}$$

Кількість отворів, що відповідає заданій шпаруватості фільтраційного каркаса на 1 м його довжини визначають за формулою:

$$\bullet \text{ для круглої перфорації } j = \frac{4 \cdot D_k \cdot 10000 \cdot \eta_k}{d_k^2};$$

$$\bullet \text{ для щілинної } j = \frac{\pi \cdot D_k \cdot 10000 \cdot \eta_k}{b_{k,d} \cdot l_{k,d}}.$$

$$\text{Для розглянутого прикладу } j = \frac{\pi \cdot 0,114 \cdot 10000 \cdot 30}{0,5 \cdot 15} = 14326 \text{ шт.}$$

## 4.2. Розрахунок параметрів систематичного вертикального дренажу

Під час проектування систематичного вертикального дренажу розрахунки його параметрів здійснюють при розташуванні по сітці з рівномірним і нерівномірним кроком (рис. 4.2).

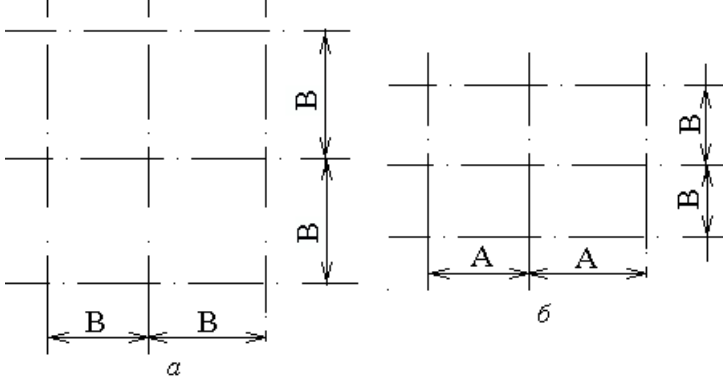


Рис. 4.2. Схеми розташування в плані систематичного вертикального дренажу:  
а – з рівномірним кроком сітки; б – з нерівномірним кроком сітки

За схематизації гідрологічних умов виділяють такі гідрогеологічні схеми:

- однорідна або двошарова товща;
- три- або чотиришарова товща;
- двошарова товща з напірним живленням.

Такі самі гідрогеологічні схеми виділяють при розрахунках горизонтального дренажу. Розрахунки відрізняються тільки методикою визначення фільтраційного опору на гідродинамічну недосконалість дренажу. Виходячи із цього, в подальшому детально розглядається розрахунок систематичного вертикального дренажу з двошаровою товщею, яка найчастіше застосовується в проектуванні вертикального дренажу (рис. 4.3).

Із рівномірним кроком розташування сітки (рис. 4.2,а) для вибраної розрахункової схеми рівень води в шарі, де розташований фільтр свердловини, підбирають із формули

$$h_{sw} = h_c + \frac{w \cdot B^2}{T} \left( \Phi + \Phi_c \right) \quad (4.5)$$

де  $h_c$  – висота від водоупору до рівня води в свердловині, м;

$B$  – відстань між свердловинами, м;

$T$  – провідність водоносної товщі (м<sup>2</sup>/добу), яку розраховують за формулою

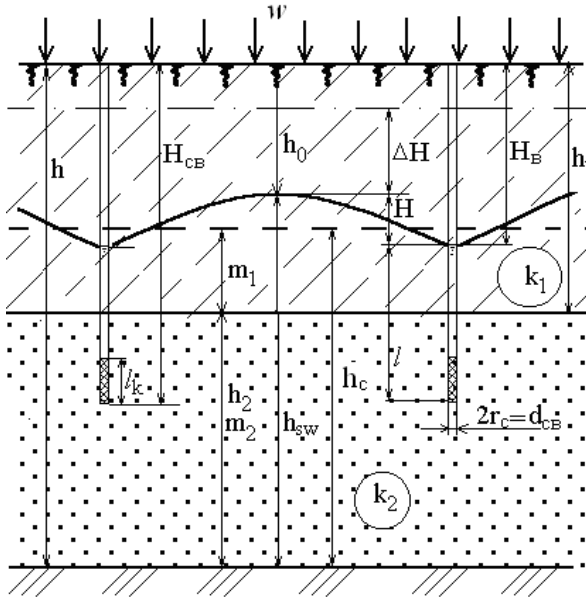


Рис. 4.3. Розрахункова схема для визначення параметрів вертикального систематичного дренажу

$$T = \sum_{i=1}^j k_i m_i ; \quad (4.6)$$

у даному прикладі  $T = k_1 m_1 + k_2 m_2$ ,

де  $k_i$ ,  $m_i$  – відповідно коефіцієнт фільтрації і потужність  $i$ -го шару;

$j$  – кількість шарів;

$w$  – інтенсивність інфільтраційного живлення, м/добу;

$\Phi_c$  – фільтраційний опір, обумовлений гідродинамічною недосконалістю дренажу за ступенем розкриття водоносної товщі, м;

$\rho$  – зовнішній фільтраційний опір.

Зовнішній фільтраційний опір  $\rho$  визначають за формулою

$$\rho = 0,366 l g \frac{B}{\pi \cdot r_c} . \quad (4.7)$$

#### Вправа 4.2. Розрахунок відстані між свердловинами за їх рівномірного розташування

Дано: - схема розташування свердловин – з рівномірним кроком розташування свердловин (по квадратах) – (рис. 4.2, а);

- водоносна товща – двошарова (табл. 4.2, рис. 4.3);

Таблиця 4.2 – Літологічна будова водоносної товщі

Ґрунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок важкий лесоподібний	0–15	0,3
Пісок середньозернистий	15–32	12

- критична глибина (задана глибина пониження рівня ґрунтових вод між свердловинами) – 3,0 м;
- глибина пониження рівня води в свердловині – 10 м;
- проектний діаметр свердловини – 300 мм (радіус – 150 мм);
- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,0015 м/добу.

Необхідно: 1) підібрати відстань між свердловинами;  
2) визначити загальний дебіт свердловини.

### Розв'язок

1. Рівень підземних вод між свердловинами за рівномірного їх розташування і двохшарової товщі водоносного горизонту (рис. 4.3) визначають за формулою (4.5).

Висота від водоупору до рівня води в свердловині залежить від загальної потужності водоутримуючих порід і глибини відкачки води в свердловині

$$h_c = 32,0 - 10,0 = 22,0 \text{ м.}$$

Водопровідність для двохшарової товщі визначають за формулою

$$T = k_1 \cdot h_1 + k_2 \cdot h_2, \quad (4.8)$$

де  $h_1$  та  $h_2$  – потужність відповідно першого та другого шарів водоносної товщі, м;

$k_1$  та  $k_2$  – коефіцієнт фільтрації відповідно першого та другого шарів, м/добу.

У даному випадку потужність першого горизонту визначають як різницю відміток між середнім положення депресійної кривої між свердловинами та нижньої підосви його розповсюдження. Депресійна крива між свердловинами коливається від критичної глибини до рівня пониження води в свердловинах. Тоді середня її глибина становить

$$H_{\text{сеп}} = \frac{h_0 + H_e}{2} = \frac{3 + 10}{2} = 6,5 \text{ м.}$$

Потужність першого шару  $h_1 = 15,0 - 6,5 = 8,5 \text{ м.}$

Потужність другого шару  $h_2 = 32 - 15 = 17 \text{ м.}$

Загальна водопровідність водоносного горизонту

$$T = 8,5 \cdot 0,3 + 17,0 \cdot 12 = 207 \text{ м}^2/\text{добу.}$$

Фільтраційний опір, обумовлений гідродинамічною недосконалістю дренажу за ступенем розкриття водоносної товщі ( $\Phi_c$ ), визначають за формулами для аналогічних гідрогеологічних умов під час розрахунку горизонтального дренажу. Для розглянутого випадку (двошарова товща з розташуванням дренажу в нижньому шарі, а депресійної кривої у верхньому) використовують формулу (3.13)

$$\Phi_c = \beta_{\text{inf}} \cdot h \frac{k_1}{k_2} f + h_2 \frac{k_2 - k_1}{k_2} f_2 = 1 \cdot 17 \frac{0,3}{12} \cdot 0,77 + 17 \cdot \frac{12 - 0,3}{0,3} \cdot 0,648 = 430 \text{ м.}$$

При цьому прийняті такі значення:

$$\varphi = \frac{r_c}{h_2} = \frac{0,150}{17} = 0,0088,$$

$$\lambda = \frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2} = \frac{0,3 - 1,2}{0,3 + 1,2} = -0,6,$$

$$\xi = \frac{h_1}{h_2} = \frac{10,5}{17,0} = 0,618.$$

Так як  $\lambda < 0$ , то приймають  $\beta = 1$ .

Опір  $f$  та  $f_2$  визначають за формулами (2.7) або (2.8).

Перевищення  $m_1 = H_e - H_{сер} = 10 - 6,5 = 3,5$  м.

За умови  $\frac{m_1}{h_1 + h_2} = \frac{3,5}{8,5 + 17,0} = 0,137 > 0,1$  опір  $f$  розраховують за формулою

(2.7)

$$f = 0,366 \cdot lg \frac{h}{\pi \cdot r_c \cdot \sin \frac{\pi \cdot (m + r_c)}{2h}} = 0,366 \cdot lg \frac{25,5}{\pi \cdot 0,150 \cdot \sin \frac{\pi \cdot (3,5 + 0,15)}{2 \cdot 25,5}} = 0,770.$$

За умови  $\frac{m_1}{h_2} = \frac{3,5}{17,0} = 0,206 > 0,1$  опір  $f_2$  також розраховують за формулою

(2.7)

$$f_2 = 0,366 \cdot lg \frac{17,0}{\pi \cdot 0,150 \cdot \sin \frac{\pi \cdot (3,5 + 0,15)}{2 \cdot 17,0}} = 0,648.$$

Зовнішній фільтраційний опір  $\rho$  за схеми рівномірного кроку розподілу свердловин визначають за формулою (4.7)

Для підбору оптимальної відстані між свердловинами задаються декількома значеннями  $B$ , і визначають за формулою (4.5) рівень підземних вод між свердловинами. Результати розрахунку заносять до табл. 4.3.

**Таблиця 4.3 – Результати розрахунку відстані між свердловинами**

$B$ , м	$h_c$ , м	$w$ , м/добу	$T$ , м <sup>2</sup> /добу	$\Phi_c$ , м	$\rho$ , м	$h_{sw}$ , м
20	22	0,00015	207	430	0,596	22,12
40					0,706	22,50
60					0,770	23,12
80					0,816	24,00
100					0,852	25,12
120					0,881	26,50
140					0,905	28,12
160					0,926	29,99
180					0,945	32,12
200					0,962	34,49

За даними результатів розрахунку табл. 4.3 побудують графік залежності

$$h_{sw} = f(B) \quad (\text{рис. 4.4}).$$

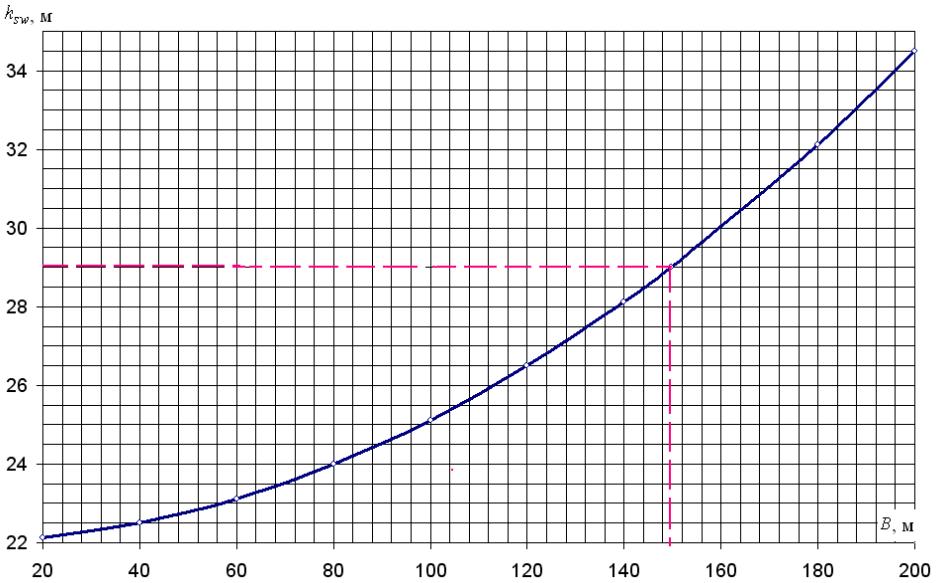


Рис. 4.4. Графік залежності  $h_{sw} = f(B)$

Потрібне значення положення рівня ґрунтових залежить від критичної глибини їх залягання:  $h_{sw,adm} = 32,0 - 3,0 = 29,0$ . У даному прикладі положення рівня ґрунтових вод досягне критичного рівня за відстані між дренами 150 м.

Наведеними формулами можна користуватися за умови  $B > 2h$ . У даному випадку  $150 > 2 \cdot (0,5 + 17,0) = 51$ , тобто умова виконується.

2. Загальний дебіт свердловини визначають за формулою

$$Q = \pi \cdot w \cdot R^2, \quad (4.9)$$

де  $w$  – інтенсивність інфільтраційного живлення, м/добу;

$R$  – радіус впливу свердловини, м.

У даному випадку можна прийняти  $R = 0,56 \cdot B = 0,56 \cdot 150 = 84$  м.

Тоді  $Q = \pi \cdot 0,0015 \cdot 84^2 = 33,2$  м<sup>3</sup>/добу.

### Вправа 4.3. Розрахунок відстані між свердловинами при їх нерівномірному розташуванні

- Дано: - схема розташування свердловин – з нерівномірним кроком розташування свердловин (по прямокутниках) – рис. 4.2,б;  
 - відстань між свердловинами в ряду – 300 м;  
 - водоносна товща – тришарова (табл. 4.4 та рис. 4.5);

Таблиця 4.4 – Літологічна будова водоносної товщі

Грунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок середній лесоподібний	0–15,0	0,5
Суглинок важкий мулистий	15,0–16,5	0,02
Пісок середньозернистий	16,5–33,0	12

- критична глибина (задана глибина пониження рівня ґрунтових вод між свердловинами) – 3,0 м;
- глибина пониження рівня води в свердловині – 10 м;
- проектний діаметр свердловини – 300 мм (радіус – 150 мм);
- інтенсивність інфільтраційного живлення – 0,0015 м/добу.

Необхідно: 1) підібрати відстань між рядами свердловин;

- 2) визначити загальний дебіт свердловини і притік води з верхнього та нижнього шарів.

### Розв'язок.

1. Рівень підземних вод між свердловинами за нерівномірного розташування свердловин розраховують за формулою

$$h_{sw} = h_c + \frac{w \cdot A \cdot B}{T} + \Phi_c \quad (4.10)$$

де  $A$  – відстань між рядами свердловин, м;

$B$  – відстань між свердловинами в ряду, м.

Виходячи з рис. 4.4, рівень води у свердловині над водоупором становить

$$h_c = 33 - 10 = 23 \text{ м.}$$

У даному випадку відстань між свердловинами в ряду становить 300 м.

Середня глибина положення ґрунтових вод між свердловинами становить

$$H_{сер} = \frac{3+10}{2} = 6,5 \text{ м.}$$

Потужність шарів  $h_1 = 15,0 - 6,5 = 8,5$  м;

$$h_2 = 16,5 - 15,0 = 1,5 \text{ м;}$$

$$h_3 = 33,0 - 16,5 = 16,5 \text{ м.}$$

Водопровідність для тришарової товщі дорівнює

$$T = 8,5 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 0,02 + 16,5 \cdot 12 = 202 \text{ м}^2/\text{добу.}$$

Для тришарової товщі зі середнім слабкопроникним шаром ( $k_1 \gg k_2$  і

$\frac{k_2}{k_3} < 0,01$ ) і розташуванні фільтра в нижньому шарі фільтраційний опір  $\Phi_c$  визна-

чають за формулою

$$\Phi_c = f_{c,3} + \frac{T_1}{T_3} \left( f_{c,3} + 0,366 \cdot \lg \frac{1,12}{\tilde{r}_c} + \Delta\mu \right), \quad (4.11)$$

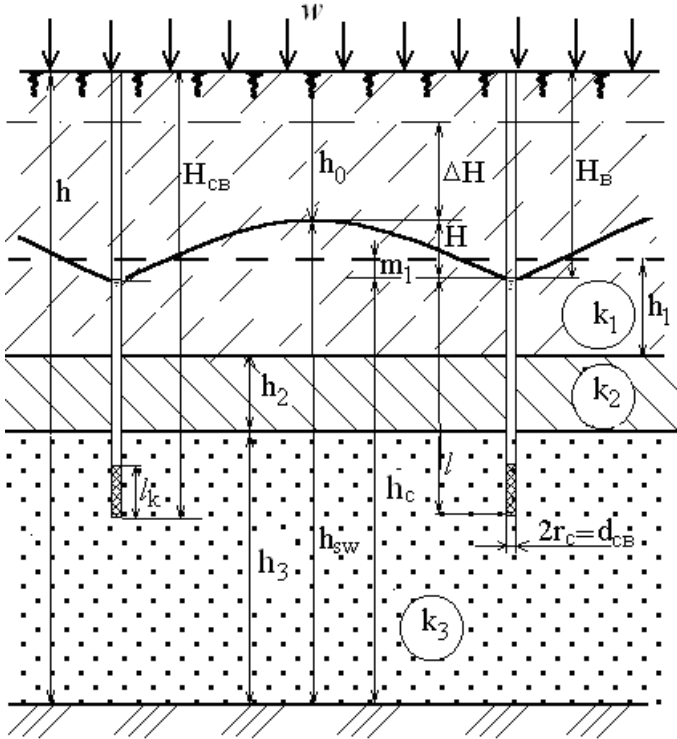


Рис. 4.5. Схема фільтрації до недосконалої свердловини в тришаровій товщі

де  $\tilde{r}_c = v \cdot r_c$ ,  $v = \sqrt{\frac{k_2 \cdot T}{h_2 \cdot T_1 \cdot T_3}}$ ;

$f_{c,3}$  – опір, який визначають за формулами (2.7), (2.8), для нижнього (третього) шару.

$T_1$  і  $T_3$  – водопровідність відповідно першого і третього шарів ґрунту, м<sup>2</sup>/добу;

$\Delta\mu = \Delta f^m$  – для сітки свердловини з нерівномірним кроком; визначають рис. 4.6.

Перевищення середнього рівня ґрунтових вод над рівнем води в свердловині

$$m = H_g - H_{св} = 10,0 - 6,5 = 3,5 \text{ м.}$$

При  $\frac{m}{h_1} = \frac{3,5}{8,5} = 0,41 > 0,1$  опір  $f_{c,1}$  визначають формулою (2.7).

$$f_{c,1} = 0,366 \cdot \lg \frac{8,5}{2 \cdot \pi \cdot \sin \frac{\pi \cdot \left( \frac{3,5}{8,5} + 0,150 \right)}{2 \cdot 8,5}} = 0,053.$$

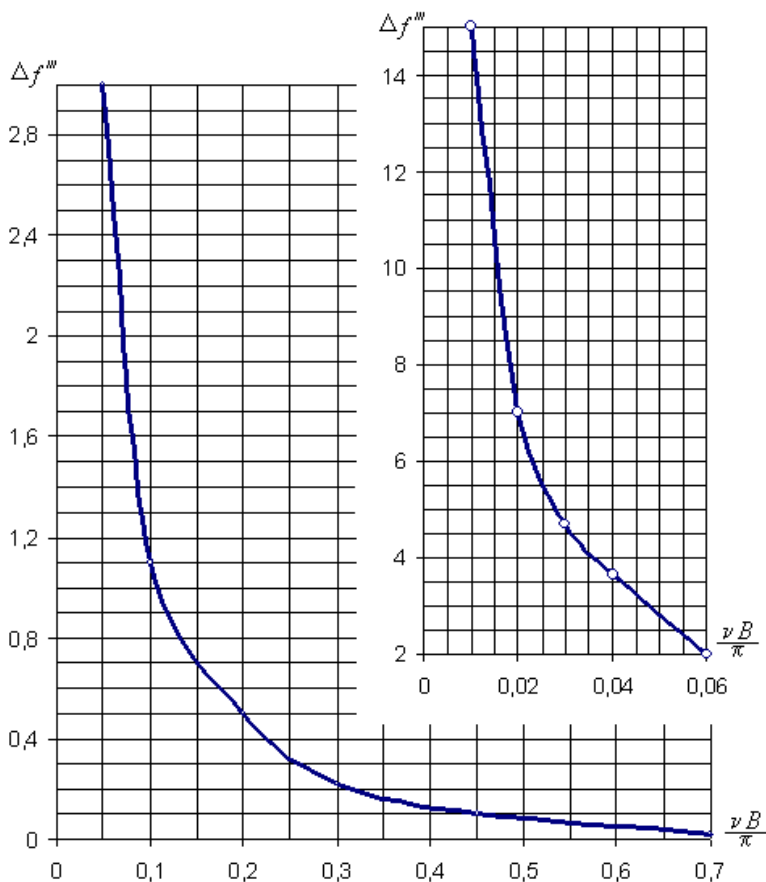


Рис. 4.6. Графік для визначення  $\Delta f'''$

При  $\frac{m}{h_2} = \frac{3,5}{1,5} = 2,33 > 0,1$  опір  $f_{c,2}$  визначають за формулою (2.7)

$$f_{c,2} = 0,366 \cdot \lg \frac{1,5}{2 \cdot \pi \cdot \sin \frac{\pi \cdot \left( \begin{array}{c} 3,5 + 0,150 \\ \hline 2 \cdot 1,5 \end{array} \right)}{2 \cdot 1,5}} = -0,217$$

При  $\frac{m}{h_3} = \frac{3,5}{16,5} = 0,21 > 0,1$  опір  $f_{c,3}$  розраховують за формулою (2.7).

$$f_{c,3} = 0,366 \cdot \lg \frac{16,5}{2 \cdot \pi \cdot 0,15 \cdot \sin \frac{\pi \cdot \left( \begin{array}{c} 3,5 + 0,150 \\ \hline 2 \cdot 16,5 \end{array} \right)}{2 \cdot 16,5}} = 0,529.$$

Водопровідність  $T_1 = 8,5 \cdot 0,5 = 4,25 \text{ м}^2/\text{добу}$ ;  $T_3 = 16,5 \cdot 12 = 198 \text{ м}^2/\text{добу}$ .

$$v = \sqrt{\frac{0,02 \cdot 202}{1,5 \cdot 4,25 \cdot 198}} = 0,057,$$

$$\tilde{r}_c = 0,057 \cdot 0,15 = 0,0086,$$

$$\Delta f''' \text{ обчислюють відповідно до відношення } \frac{vB}{\pi} = \frac{0,057 \cdot 300}{\pi} = 5,45, \text{ за та-}$$

кого значення відношення  $\Delta f''' = 0$ .

$$\text{Отже, } \Phi_c = 0,529 + \frac{4,25}{198} \left( 0,529 + 0,366 \cdot \lg \frac{1,12}{0,0086} + 0 \right) = 0,557 \text{ м.}$$

За нерівномірного кроку розташування свердловин зовнішній фільтраційний опір визначають за формулою

$$\rho = \frac{A}{8 \cdot B} + 0,366 \cdot \lg \frac{B}{2\pi \cdot r_c}, \quad (4.12)$$

Розрахунок відстані між рядами свердловин виконують методом підбору. Для цього необхідно задатися декількома значеннями відстаней між рядами свердловин і визначити рівень води між свердловинами. Усі розрахунки зводять в табл. 4.4.

**Таблиця 4.4 – Результати розрахунку рівня води між свердловинами**

$A$ , м	$h_c$ , м	$w$ , м/добу	$B$ , м	$T$ , м <sup>2</sup> /добу	$\Phi_c$ , м	$\rho$ , м	$h_{sw}$ , м
200	23	0,0015	300	202	0,557	0,924	23,66
400						1,008	24,39
600						1,091	25,20
800						1,174	26,09
1000						1,258	27,04
1200						1,341	28,07
1400						1,424	29,18
1600						1,508	30,36
1800						1,591	31,61
2000						1,674	32,94

За даними результатів розрахунку (табл. 4.4) будують графік залежності  $h_{sw} = f(A)$  – рис. 4.7.

Потрібне значення положення рівня ґрунтових залежить від критичної глибини їх залягання:  $h_{sw,adm} = 33,0 - 3,0 = 30,0 \text{ м}$ . У даному прикладі положення рівня ґрунтових вод досягне рівня за відстані між рядами свердловин 1540 м.

Крок свердловин  $A$  в сітці з нерівномірним кроком можна знайти і за формулою

$$A = 4 \left( \sqrt{\Phi^2 + \frac{T \cdot H}{2 \cdot w}} - \Phi \right), \quad (4.13)$$

де  $\Phi$  – визначають, скориставшись рівнянням

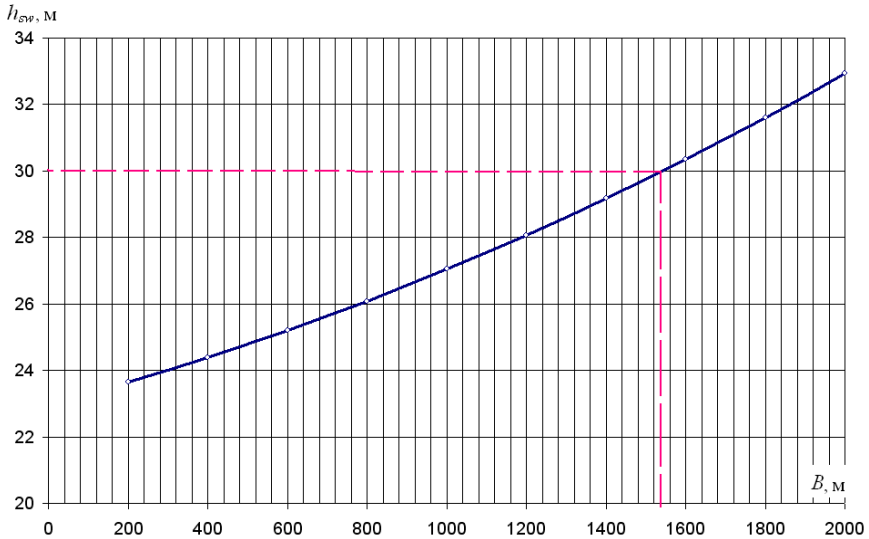


Рис. 4.7. Графік залежності  $h_{sw} = f(B)$

$$\Phi = B \cdot \left( 0,366 \cdot \lg \frac{B}{2 \cdot \pi \cdot r_c} + \Phi_c \right). \quad (4.14)$$

У даному випадку  $\Phi = 300 \cdot \left( 0,366 \cdot \lg \frac{300}{2 \cdot \pi \cdot 0,15} + 0,557 \right) = 442 \text{ м.}$

$$A = 4 \cdot \left( \sqrt{442^2 + \frac{202 \cdot 7}{2 \cdot 0,0015}} - 442 \right) = 1498 \text{ м.}$$

Значення, отримані за формулами (4.10) і (4.13), близькі одне до одного, тому в подальшому приймаємо відстань між рядами свердловин 1500 м.

2. Загальний дебіт свердловини визначають за формулою (4.3).

У даному випадку можна прийняти  $R = 0,56 \cdot B = 0,56 \cdot 300 = 168 \text{ м.}$

Тоді  $Q = \pi \cdot 0,0015 \cdot 168^2 = 133 \text{ м}^3/\text{добу.}$

Притік води до свердловини відбувається з нижнього ( $Q_1$ ) і верхнього ( $Q_2$ ) шарів, які визначаються за формулами,

$$Q_1 = \frac{T_1}{T} Q + \frac{T_1 \cdot T_3 \cdot w_t}{T \cdot P_{t,1}}; \quad (4.15)$$

$$Q_2 = \frac{T_2}{T} Q - \frac{T_1 \cdot T_3 \cdot w_t}{T \cdot P_{t,2}}; \quad (4.16)$$

де  $w_t = \frac{w}{k_2} \cdot \frac{T_3}{T} h_2$ ;  $P_{t,i} = 0,336 \lg \frac{1,12}{v \cdot r_c} + f_{c,i} + \Delta f'$ ;  $v = \sqrt{\frac{k_2 \cdot T}{h_2 \cdot T_1 \cdot T_3}}$ ;

$\Delta f'$  – опір, який приймають за графіком (рис. 4.8),  $v \cdot R > 3$  допускається  $\Delta f' = 0$ .

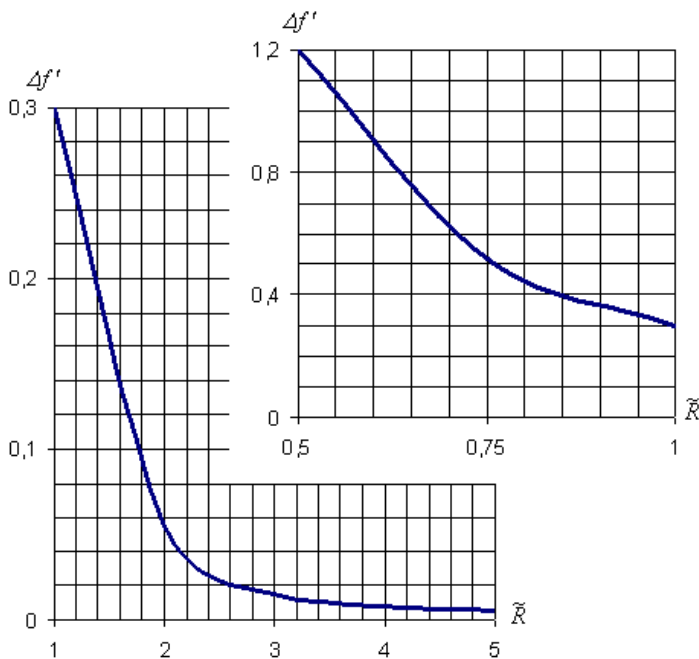


Рис. 4.8. Графік для визначення  $\Delta f'$

У даному випадку  $w_t = \frac{0,0015}{0,02} \cdot \frac{198}{202} \cdot 1,5 = 0,110$ ;

$$v = \sqrt{\frac{0,02 \cdot 202}{1,5 \cdot 4,25 \cdot 198}} = 0,0566$$

при  $v \cdot R = 0,0566 \cdot 168 = 9,5$  можна прийняти  $\Delta f' = 0$ ;

$$P_{t,1} = 0,366 \cdot \lg \frac{1,12}{0,0566 \cdot 0,150} + 0,053 + 0 = 0,829$$

$$P_{t,2} = 0,366 \cdot \lg \frac{1,12}{0,0566 \cdot 0,150} - 0,217 + 0 = 0,559$$

$$Q_1 = \frac{4,25}{202} \cdot 133 + \frac{4,25 \cdot 198 \cdot 0,0566}{202 \cdot 0,829} = 3,08 \text{ м}^3/\text{добу}$$

$$Q_2 = \frac{198}{202} \cdot 133 - \frac{4,25 \cdot 198 \cdot 0,0566}{202 \cdot 0,559} = 129,9 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Наведені вище формули дійсні, якщо при виконанні умови  $A > 2h$  і  $B > 2h$ . У даному випадку  $A = 1500$  м, що більше  $2h = 2 \cdot 26,5 = 53$ , а також  $B = 300 > 53$ .

### 4.3. Розрахунок лінійних систем дренажу

Лінійні системи вертикального дренажу застосовують за наявності потоку ґрунтових вод із зовні (з боку водосховищ, великого каналу, потоку ґрунтових вод з водозбору).

Розрахунок лінійних систем дренажу за наявності границь з постійним напором здійснюють за формулами сталого фільтрації.

У варіанті заданого пониження дебіт кожної свердловини лінійного ряду визначають за формулою

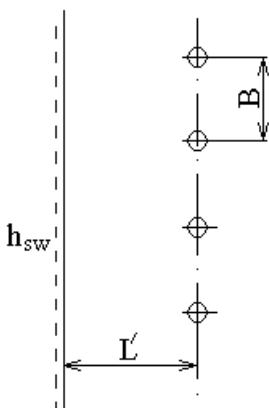
$$Q = \frac{T \cdot S_c}{\rho + \Phi_c}, \quad (4.17)$$

дебітові пониження в свердловині –

$$S_c = \frac{Q}{T} (\rho + \Phi_c). \quad (4.18)$$

При цьому розглядають дві схеми фільтрації:

**Підпір з одного боку** (рис.4.9):



$$\rho = \rho_0 \left( 1 + 0,366 \cdot \lg \frac{B}{2\pi \cdot r_c} \right); \quad (4.19)$$

$$\rho_0 = 0,366 \cdot \lg 2sh\delta \cdot L, \quad (4.20)$$

$$S_c = h_{sw,1} + h_c, \quad (4.21)$$

$$h_{sw} = h_{sw,1} - \frac{Q}{T} \left( \rho_0 \left( 1 + 0,11 \frac{L}{B} \right) \right), \quad (4.22)$$

$$\rho_0 = 0,366 \lg [2ch(\delta \cdot L)], \quad (4.23)$$

$$\rho = \frac{L}{B} + 0,366 \lg \frac{B}{2\pi \cdot r_c} \quad \text{при } \frac{L}{B} > 1, \quad (4.24)$$

$$\delta = \frac{2 \cdot \pi}{B}, \quad (4.25)$$

Рис. 4.9. Розрахункова схема

$$\text{при } \frac{L}{B} > 1 \quad \rho \approx \rho_0 \approx \frac{L}{B}, \quad (4.26)$$

$$L = L' + \Delta L \quad (4.27)$$

У цих формулах:

$B$  – відстань між свердловинами, м;

$r_c$  – радіус свердловини;

$h_{sw,1}$ ,  $h_{sw,2}$  – відповідно рівень води в каналах;

$h_c$  – рівень води в свердловині;

$h_{sw}$  – рівень води посередині між свердловинами;

$\Delta L$  – опір на недосконалість водопідйомну з рівнем  $h_{sw}$ ;

$sh$  і  $ch$  – гіперболічний синус і косинус.

**Підпір з двох боків** (рис.4.10):

$$\rho = \rho \left( \left. \right|_{2} \right) + 0,366 \cdot \lg \frac{B}{2\pi \cdot r_c} + M_c - \frac{L_2^2}{B \cdot L}; \quad (4.28)$$

$$S_c = \frac{\left( \left. \right|_{sw,1} - h_{sw,2} \right)}{L} + h_{sw,2} - h_c; \quad (4.29)$$

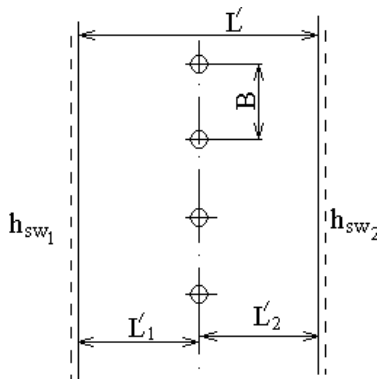


Рис. 4.10. Розрахункова схема

$$h_{sw} = h_{sw,2} + \frac{\left( \left. \right|_{sw,1} - h_{sw,2} \right) \cdot L_2}{L} - \frac{Q}{T} \left[ \rho_0 \left( \left. \right|_{2} \right) - 0,11M_t - \frac{L_2^2}{BL} \right]; \quad (4.30)$$

$$M_c = 0,366 \sum_{\rho=1}^{\infty} \lg \frac{sh \delta \left( \left. \right|_{p} + L_2 \right) sh \delta \left( \left. \right|_{p} - L_2 \right)}{sh^2 \delta \cdot L \cdot \rho} \quad (4.31)$$

при  $\frac{L_2}{\rho} > 0,5$  та  $\frac{L}{\rho} > 1,0$ ;  $M_c \approx M_t \approx 0$ ,  $\rho = \frac{L_1 L_2}{B \cdot L} + 0,366 \lg \frac{B}{2\pi \cdot r_c}$ ;

при  $\frac{L_2}{B} > 1$  та  $L_2 > L_1$ ;  $\rho \left( \left. \right|_{2} \right) \approx \rho \left( \left. \right| \right)$ ;  $\rho_0 \left( \left. \right|_{2} \right) \approx \rho_2 \left( \left. \right| \right)$  із першої схеми

Визначаючи  $M_t$ , замість  $sh$  в формулі (4.31) застосовують  $ch$ :

$$\Delta L = \Delta L_1 + \Delta L_2; \quad L = L' + \Delta L; \quad L_2 = L'_2 + \Delta L_2; \quad L_1 = L'_1 + \Delta L_1,$$

де  $\Delta L_1$  – опір на недосконалість водойми з рівнем  $h_{sw,1}$  ;

$\Delta L_2$  – опір на недосконалість водойми з рівнем  $h_{sw,2}$  ;

$L'_1$  і  $L'_2$  – відстань від свердловини або лінії свердловин до відповідної границі з живленням.

### **Вправа 4.3. Розрахунок лінійної системи вертикального дренажу, яка розташована вздовж каналу**

Дано: - система вертикальних свердловин розташована на відстані 600 м від каналу в земляному руслі;

- літологічна будова – двошарова товща (табл. 4.5);
- глибина пониження ґрунтових вод між свердловинами – 3 м;
- пониження ґрунтових вод у свердловині – 10 м;
- рівень води в каналі (відносно водоупору) – 31,2 м.

*Таблиця 4.5 – Літологічна будова водоносної товщі*

Ґрунт	Глибина, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок важкий лесоподібний	0–15	0,3
Супісок	15–32	1,2

- Необхідно: 1) визначити дебіт свердловини;  
2) підібрати відстань між свердловинами.

#### **Розв'язок**

Розрахункова схема (план) наведена на рис. 4.9.

Середня глибина залягання ґрунтових вод між свердловинами становить

$$H_{сер} = \frac{h_0 + H_е}{2} = \frac{3 + 10}{2} = 6,5 \text{ м.}$$

Потужність шарів  $h_1 = 15 - 6,5 = 8,5$  м;  $h_2 = 32 - 15 = 17$  м.

Однією з основних характеристик будови водоносної товщі є водопровідність, яка для двошарової товщі дорівнює  $T = h_1 \cdot k_1 + h_2 \cdot k_2 = 8,5 \cdot 0,3 + 17 \cdot 1,2 = 23,0$  м<sup>2</sup>/добу.

Пониження в свердловині відносно води в каналі:

$$S_c = h_{sw,1} - h_c = 31,2 - 22 = 9,2 \text{ м.}$$

де  $h_{sw,1}$  – рівень води в каналі;  $h_{sw,1} = 31,2$  м;

$h_c$  – рівень води в свердловині:  $32 - 10 = 22$  м.

Дебіт свердловини за заданого пониження між свердловинами знаходять за формулою (4.17). При цьому необхідно знати фільтраційний опір на недосконалість свердловин  $\Phi_c$  та зовнішній фільтраційний опір  $\rho$ .

Фільтраційний опір, обумовлений гідродинамічною недосконалістю дренажу за ступенем розкриття водоносної товщі ( $\Phi_c$ ) визнають за формулами для аналогічних гідрогеологічних умов у розрахунку горизонтального дренажу. Для розглянутого

випадку (двошарова товща з розташуванням дрен у нижньому шарі, а депресійної кривої у верхньому) використовують формулу (3.13)

$$\Phi_c = \beta_{\text{inf}} \cdot h \frac{k_1}{k_2} f + h_2 \frac{k_2 - k_1}{k_2} f_2 = 1 \cdot 25,5 \frac{0,3}{1,2} \cdot 0,660 + 17,0 \cdot \frac{1,2 - 0,3}{1,2} \cdot 0,537 = 11,05 \text{ м.}$$

При цьому прийняті такі значення:

$$\varphi = \frac{r_c}{h_2} = \frac{0,150}{17} = 0,0088;$$

$$\lambda = \frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2} = \frac{0,3 - 12}{0,3 + 12} = -0,95;$$

$$\xi = \frac{h_1}{h_2} = \frac{8,5}{17,0} = 0,50.$$

Оскільки  $\lambda < 0$ , то приймають  $\beta = 1$ .

Опір  $f$  та  $f_2$  визначають за формулою (2.7) або (2.8).

Перевищення  $m_1 = H_e - H_{\text{сер}} = 10 - 6,5 = 3,5$  м.

За умови  $\frac{m_1}{h_1 + h_2} = \frac{3,5}{8,5 + 17,0} = 0,137 > 0,1$  опір  $f$  розраховують за формулою (2.7)

$$f = 0,366 \cdot \lg \frac{8,5 + 17,0}{2 \cdot \pi \cdot 0,150 \cdot \sin \frac{\pi \cdot \underbrace{3,5 + 0,15}}{2 \cdot \underbrace{8,5 + 17,0}}} = 0,660.$$

За умови  $\frac{m_1}{h_2} = \frac{3,5}{17,0} = 0,206 > 0,1$  опір  $f_2$  встановлюють за формулою (2.7)

$$f_2 = 0,366 \cdot \lg \frac{17,0}{2 \cdot \pi \cdot 0,150 \cdot \sin \frac{\pi \cdot \underbrace{3,5 + 0,15}}{2 \cdot 17}} = 0,537.$$

Зовнішній фільтраційний опір  $\rho$  визначають за формулою (4.19).

У першому наближенні приймаємо, що  $B = 100$  м.

$$\text{Тоді } \delta = \frac{2 \cdot \pi}{100} = 0,063; \quad \rho \underbrace{=} = 0,366 \cdot \lg \underbrace{\left[ \frac{1}{\sin \underbrace{0,063 \cdot 600}} \right]} = 5,99;$$

$$\rho = 5,99 + 0,366 \cdot \lg \frac{100}{2\pi \cdot 0,15} = 6,73.$$

$$\text{Дебіт свердловини } Q = \frac{23,0 \cdot 9,2}{6,73 + 11,05} = 11,6 \text{ м}^3/\text{добу.}$$

Рівень ґрунтових вод між свердловинами розраховують за формулою (4.22).

Тоді

$$\rho_0 \underbrace{=} = 0,366 \cdot \lg \underbrace{\left[ \frac{1}{\sin \underbrace{0,063 \cdot 600}} \right]} = 5,99;$$

$$h'_{sw} = 31,5 - \frac{11,6}{23,0} [1,99 - 0,11] = 28,53 \text{ м.}$$

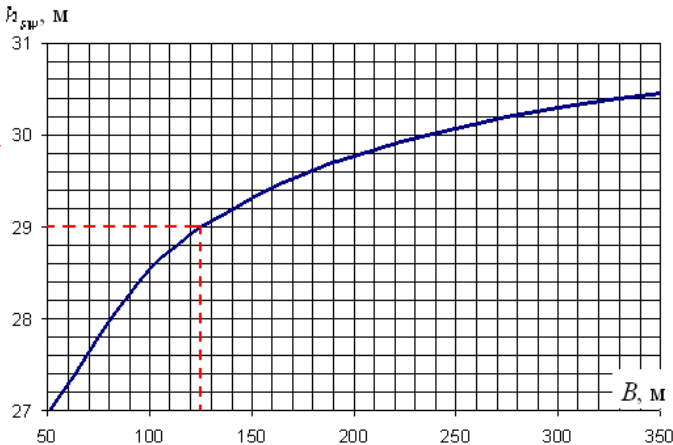
Потрібний рівень води між свердловинами  $h_{sw} = 32 - 3 = 29 \text{ м.}$

Розрахункове значення води більш не потрібне, тому збільшують відстань між свердловинами і перераховують. Для більш детального визначення відстані між дренами необхідно задатися декількома значеннями відстані між дренами і зробити перерахунок. Результати розрахунку зведені в табл. 4.6.

**Таблиця 4.6 – Результати розрахунку параметрів лінійного горизонтального дренажу, розташованого на відстані 600 м уздовж каналу**

$B, \text{ м}$	$h_{sw,1}, \text{ м}$	$\delta$	$\rho$ (м)	$\rho$	$Q, \text{ м}^3/\text{добу}$	$\rho_0$ (м)	$h_{sw}, \text{ м}$
50	31,5	0,126	12,0	12,6	8,77	12,0	26,97
100		0,063	5,99	6,73	11,6	5,99	28,53
150		0,042	3,99	4,80	13,0	3,99	29,77
200		0,031	3,00	3,85	13,8	3,00	30,08
250		0,025	2,40	3,28	14,3	2,40	30,30
300		0,021	2,00	2,91	14,7	2,00	30,46
350		0,018	1,71	2,65	15,0	1,71	30,59

За даними табл. 4.6 для встановлення відстані між свердловинами в ряду будують графік залежності  $h_{sw} = f(B)$  рис. 4.11.



**Рис. 4.11. Графік залежності  $h_{sw} = f(B)$**

Отже, для підтримання оптимального рівня ґрунтових вод між свердловинами відстань між ними повинна бути 126,5 м. При цьому дебіт свердловини становить  $12,4 \text{ м}^3/\text{добу}$ .

## 4.4. Розрахунок обсіпки для свердловин вертикального дренажу

Гравійно-піщана обсіпка для вертикального дренажу повинна задовольняти таким вимогам:

- водопроникність гравійно-піщаної обсіпки – значно більше водопроникності ґрунту водоносного пласта;
- попереджувати механічну суфозію ґрунту водоносного пласта і не кальматуватися;
- мати достатню механічну й хімічну міцність і забезпечувати мінімальний вхідний опір у розрахунках свердловин.

Для оцінки суфозної стійкості дренаваної водоносної породи будують диференціальну криву гранулометричного складу. Якщо ця крива має розриви і прогини у складі окремих фракцій, то водоносна порода є суфозною. Для остаточного вибору фільтрової обсіпки ґрунт водоносного пласта розділяють за місцем розриву або прогину диференційної кривої на скелет і заповнювач.

Розрахунок фільтраційної обсіпки для вертикального дренажу краще розглянути на прикладі.

### **Вправа 4.4. Розрахувати фільтраційну обсіпку для свердловини вертикального дренажу**

Дано: - гранулометричний склад водоносної товщі (табл. 4.7) – дрібнозернисті ґрунти;

*Таблиця 4.7 – Гранулометричний склад водоносної (фільтрованої) товщі*

Показник	Вміст фізичної глини, менше 0,01 мм			Вміст фізичного піску, більше 0,01 мм			Крупнозем, більше 1–5 мм
	мул, менше 0,001	пил дрібний, 0,005–0,001	пил середній, 0,01–0,005	пил крупний, 0,05–0,01	пісок середній і дрібний		
					0,05–0,25	0,25–1	
Відсотковий вміст окремих фракцій	3,45	0,50	1,50	6,30	63,26	19,99	5,00
Загальна інтегральна крива	3,45	3,95	5,45	11,75	75,01	95,00	100
Вміст заповнювача	29,45	4,25	12,76	53,54			
Вміст скелета					71,68	22,65	5,67
Інтегральна крива заповнювача	29,45	33,60	46,36	100			
Інтегральна крива скелета					71,68	94,33	100

- водно-фізичні властивості ґрунту водоносної товщі:

- ✓ щільність скелета – 2,6 г/см<sup>2</sup>;
- ✓ щільність – 1,3 г/см<sup>3</sup>;
- ✓ шпаруватість – 0,38;

- дебіт свердловини – 133 м<sup>3</sup>/добу;

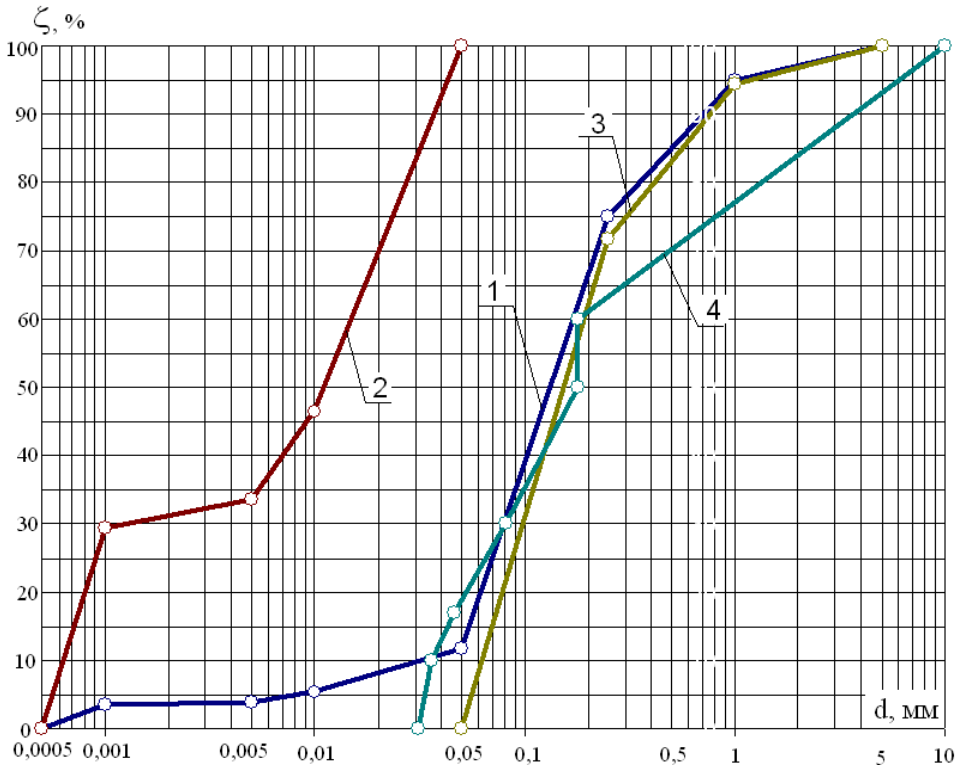
- довжина фільтрового каркасу – 10 м;

- діаметр фільтрового каркасу – 300 мм;
- глибина свердловини – 20 м.

- Необхідно:
- 1) оцінити суфозну стійкість фільтраційної обсіпки;
  - 2) запроектувати фракційний склад гравійно-піщаної обсіпки;
  - 3) підібрати товщину фільтра;
  - 4) розрахувати необхідний об'єм гравійно-піщаного матеріалу для влаштування фільтра.

### Розв'язок

За результатами гранулометричних вимірювань побудовані табл. 4.7 і диференційна крива (рис. 4.12).



**Рис. 4.12. Інтегральна крива гранулометричного складу:**  
 1 – загальна фільтрованого ґрунту; 2 – заповнювача; 3 – скелета;  
 4 – запроектованої фільтраційної обсіпки

Загальна інтегральна крива має виражений перелом у точці 0,05 мм. Тому можна припустити, що частинки менше 0,05 є заповнювачем, а більші частинки – скелетом.

Відсотковий вміст окремих фракцій в заповнювачі і в скелеті визначають за формулою

$$\zeta_i = \frac{\zeta'_i}{\mu_{a,c}} \cdot 100 \%, \quad (4.32)$$

де  $\zeta'_i$  – вміст окремих фракцій у вихідній породі, %;

$\mu_{a,c}$  – сумарний вміст фракцій заповнювача і скелета в породі, %.

Далі будують інтегральні криві скелету і заповнювача (рис. 4.12), визначають середній діаметр частинок заповнювача, розраховують шпаруватість і гідравлічний еквівалент пор скелета.

Розрахункову шпаруватість скелета визначають за формулою

$$n_c = \left( 1 - \frac{\delta \cdot \mu_c}{\gamma_v} \right) \cdot 100 \%, \quad (4.33)$$

де  $\delta$  – коефіцієнт, що враховує розмір пор ґрунту водоносного пласта (для дрібнозернистого ґрунту можна прийняти рівним 1);

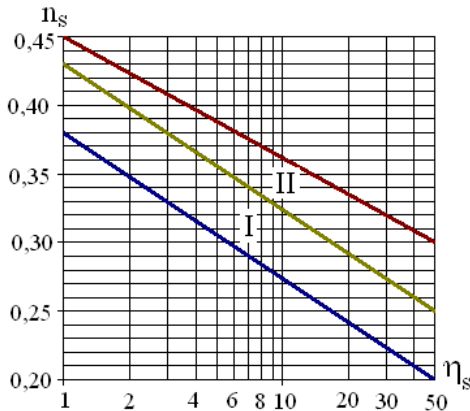
$\mu_c$  – сумарний вміст фракцій скелета, частка від одиниці;

$\gamma_v$  – щільність водоносного ґрунту, г/см<sup>3</sup>.

Отже, для розглянутого випадку  $n_c = \left( 1 - \frac{1 \cdot 0,8825}{1,3} \right) \cdot 100 = 33,1\%$ .

Максимально можливу шпаруватість скелета породи  $n_{c,\theta}$  визначають за відомого коефіцієнта неоднорідності скелета  $\eta_{c,\theta}$  (рис. 4.13), де замість  $n_s$  та  $\eta_s$  приймають

відповідно  $n_{c,\theta}$  та  $\eta_{c,\theta}$ . При цьому  $\eta_{c,\theta} = \frac{d_{c,60}}{d_{c,10}} = \frac{0,19}{0,063} = 3,02$ .



*Рис. 4.13. Графік допустимої шпаруватості ґрунтів фільтрової обсіпки  
I – область щебеневих ґрунтів; II – область піщано-гравійно-галькових ґрунтів*

Тоді за рис. 4.13  $n_{c,\theta} = 0,40$  (область II)

Гідравлічний еквівалент пор скелета визначають за формулою

$$d_{p,c} = 0,24 \cdot \eta'_c \cdot d_{c,50}, \quad (4.34)$$

де  $\eta'_c$  – параметр неоднорідності скелета, що визначають за формулою

$$\eta'_c = \frac{d_{c,nc}}{d_{c,100-nc}}, \quad (4.35)$$

де  $d_{c,nc}$ ,  $d_{c,100-nc}$  – діаметр частинок скелета ґрунту, відповідно за розмірами його шпаруватості, які визначають за інтегральною кривою гранулометричного складу скелета;

$d_{c,50}$  – діаметр частинок скелета, що відповідає 50 % умісту, який визначають за кривою гранулометричного складу скелета.

Ймовірність гранулометричного складу ґрунту, що відповідає діаметру  $d_{c,nc} = n_{c,\delta} = 0,40$  мм, дорівнює 78 %. Діаметр  $d_{c,100-78\%} = 0,081$  мм. Тоді параметр неоднорідності скелета становитиме  $\eta'_c = \frac{0,40}{0,081} = 4,9$ .

За інтегральною кривою скелета (рис. 4.12.)  $d_{c,50} = 0,16$  %.

Отже, гідравлічний еквівалент пор скелета буде

$$d_{p,c} = 0,24 \cdot 4,9 \cdot 0,16 = 0,19 \text{ мм.}$$

Виникнення механічної суфозії в породи визначають з умови

$$\frac{d_{p,c}}{d_\epsilon} \geq 2 - 3, \quad (4.36)$$

де  $d_\epsilon$  – діаметр сводоутворюючих частинок ґрунту водоносного пласта (заповнювача).

За відомого коефіцієнта неоднорідності заповнювача  $\eta_a = \frac{d_{60}}{d_{10}}$  (рис. 4.14) визначають відсотковий вміст сводоутворюючих частинок ( $\zeta_\epsilon$ , %) і за допомогою інтегральної кривої порід (заповнювача) діаметр  $d_\epsilon$ .

Діаметри заповнювача  $d_{60} = 0,015$  мм і  $d_{10} = 0,0006$  мм.

$$\text{Звідси } \eta_a = \frac{0,015}{0,0006} = 25.$$

Згідно з рис. 4.14, для дрібнозернистого піску  $\zeta_\epsilon = 64$  %. За такої вірогідності  $d_\epsilon = 0,018$  мм.

$$\text{Зробивши попередні розрахунки, визначають } \frac{d_{p,c}}{d_\epsilon} = \frac{0,19}{0,018} = 10,6 > 2, \text{ що}$$

свідчить про суфозність ґрунту.

У таких умовах проектування фракційного складу гравійно-піщаної обсіпки для свердловин вертикального дренажу здійснюють у певній послідовності:

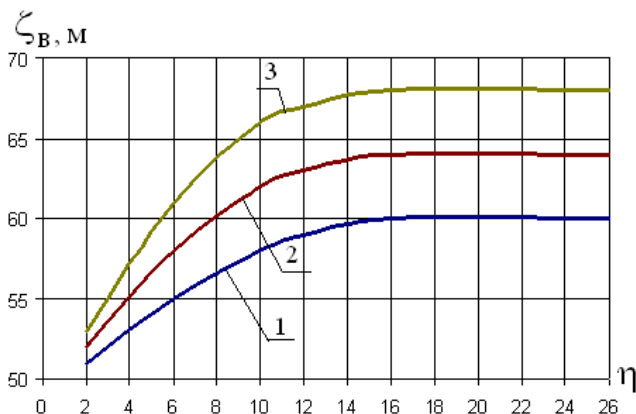


Рис. 4.14. Графік залежності відсоткового вмісту сводоутворюючих частинок від коефіцієнта неоднорідності ґрунту: 1 – тонкозернистий пісок; 2 – дрібнозернистий пісок; 3 – середньозернистий та крупнозернистий пісок

1) Визначають розрахунковий діаметр частинок гравійно-піщаної обсіпки за формулою

$$d_{s,17} = \frac{0,018 \cdot n_s}{0,182 \sqrt{\eta_s \cdot n_s}}, \quad (4.37)$$

де  $n_s$  – шпаруватість фільтра, яка визначається за рис. 4.14;

$\eta_s$  – коефіцієнт неоднорідності фільтра приймають  $\eta_s = 4-8$ . Менше значення коефіцієнта неоднорідності рекомендується при підборі складу обсіпки для свердловин вертикального дренажу, що закладаються в тонко- і дрібнозернистих водоносних ґрунтах, а більше – в середньо- і крупнозернистих.

У даному випадку для свердловин, що закладають в дрібнозернистих ґрунтах,  $\eta_s = 5$ , тоді за графіком допустимої шпаруватості ґрунтів фільтраційної обсіпки з піщано-гравійно-галькових порід  $n_s = 0,37$ .

$$d_{s,17} = \frac{0,018}{0,182 \cdot \sqrt{5 \cdot 0,37}} = 0,046 \text{ мм.}$$

2) Визначають мінімальний діаметр частинок обсіпки за формулою

$$d_{s,min} = \frac{d_{17}}{1 + 1,1 \cdot \rho_1 \cdot \frac{\eta_s - 1}{5 \cdot \eta_s}}, \quad (4.38)$$

де  $\rho_1$  – показник ступеня;  $\rho_1 = 1,77-2,15$ .

Для розглянутого прикладу при заданих параметрах

$$d_{s,min} = \frac{0,046}{1 + 0,1 \cdot \frac{5-1}{5 \cdot 5}} = 0,031 \text{ мм.}$$

3) Діаметр частинок обсіпки, що відповідають 10 % вмісту, визначають за формулою

$$d_{s,10} = d_{s,min} + 0,1 \cdot \frac{5-1}{5 \cdot \eta_s} \cdot d_{s,min} \frac{\eta_s - 1}{5 \cdot \eta_s}. \quad (4.39)$$

Для розглянутого прикладу  $d_{s,10} = 0,031 + 0,1 \cdot \frac{5-1}{5 \cdot 5} \cdot 0,031 \frac{5-1}{5 \cdot 5} = 0,036 \text{ мм.}$

4) Визначають діаметр частинок обсіпки, що відповідає 60 % вмісту,

$$d_{s,60} = d_{s,10} \cdot \eta_s. \quad (4.40)$$

Для розглянутого прикладу  $d_{s,60} = 0,036 \cdot 5 = 0,18 \text{ мм.}$

Фракційний склад гравійно-піщаної обсіпки вважається правильно підібраним, коли до його складу входять частинки всіх розмірів. Логарифмічна крива гранулометричного складу обсіпки повинна бути плавною. Коефіцієнт кривизни інтегральної кривої обсіпки для вертикального дренажу приймають  $\psi = 0,75 - 1,2$ .

5) Визначають діаметр частинок обсіпки, що відповідає 30 % вмісту за формулою

$$d_{s,30} = 0,75 - 1,25 \frac{d_{s,10} + d_{s,60}}{2}. \quad (4.41)$$

Для розглянутого прикладу в найбільш сприятливих умовах

$$d_{s,30} = 0,75 \frac{0,036 + 0,18}{2} = 0,081 \text{ мм.}$$

6) Міжшарові коефіцієнти в проектуванні свердловин повинні задовольняти умові:

- у тонко- і дрібнозернистих ґрунтах

$$\eta_m = \frac{d_{s,50}}{d_{50}} = 15 - 20; \quad (4.42)$$

- у дрібно- і середньозернистих ґрунтах

$$\eta_m = \frac{d_{s,50}}{d_{50}} = 20 - 25; \quad (4.43)$$

- в середньо- і крупнозернистих ґрунтах

$$\eta_m = \frac{d_{s,50}}{d_{50}} = 25 - 30. \quad (4.44)$$

7) Згідно з формулам (4.43), (4.44) визначають діаметр частинок обсіпки, що відповідають 50 % її вмісту

$$d_{s,50} = \eta_m \cdot d_{50}, \quad (4.45)$$

де  $d_{50}$  – діаметр частинок фільтрованого ґрунту заповнювача. У даному випадку він становить 0,012 (рис. 4.13).

Отже, для дрібнозернистого ґрунту  $d_{s,50} = 15 \cdot 0,012 = 0,18 \text{ мм.}$

Верхню межу значення діаметрів частинок гравійно-піщаної обсіпки приймають 10, 20, 30 мм, відповідно для тонко-дрібнозернистих, дрібно-середньозернистих і середньо-крупно-зернистих ґрунтів водоносного пласта.

8) Таким чином, за відомих значень діаметрів частинок  $d_{s,min}$ ,  $d_{s,10}$ ,  $d_{s,17}$ ,  $d_{s,30}$ ,  $d_{s,50}$ ,  $d_{s,60}$  і верхньої границі гравійно-піщаної обсіпки, проводять розрахункову криву підібраного фільтра на напівлогарифмічній шкалі (рис. 4.12).

Якщо водоносний ґрунт несугфозний, то під час проектування фільтраційної обсіпки за розрахунковий діаметр частинок ґрунту водоносного пласта приймають діаметр частинок, який визначають за інтегральною кривою нерозділеного на скелет і заповнювач ґрунту водоносного пласта. Розрахунок гранулометричного складу гравійно-піщаної обсіпки для несугфозних ґрунтів необхідно виконувати як і для сугфозних.

Зовнішній діаметр свердловини визначають за формулою

$$D_c \geq \frac{Q}{\lambda \cdot l_k} \left( \frac{d_{s,50}}{d_{50}} \right)^2, \quad (4.46)$$

де  $l_k$  – довжина фільтрового каркасу; оптимальна довжина каркаса 10-25 м;

$\lambda$  – безрозмірний емпіричний коефіцієнт, що залежить від довжини фільтра, коефіцієнта фільтрації водоносного пласта і фракційного складу гравійної обсіпки, приймають  $\lambda = 7000 - 7500$ ;

$Q$  – дебіт свердловини, м<sup>3</sup>/добу.

$$\text{Для розглянутого прикладу } D_c = \frac{133}{7000 \cdot 10} \left( \frac{0,18}{0,012} \right)^2 = 0,43 \text{ м.}$$

Для оптимальної довжини фільтрового каркаса товщину фільтрової обсіпки визначають за формулою

$$t_s = \frac{D_c - D_k}{2}, \quad (4.47)$$

де  $D_k$  – діаметр фільтрового каркаса, м.

$$\text{Для розглянутого прикладу } t_s = \frac{0,38 - 0,30}{2} = 0,04 \text{ м, але це дуже мале значення}$$

і тому його необхідно збільшити, виходячи зі зернистого складу водоносного ґрунту.

Товщина фільтрової обсіпки для різного складу водоносного ґрунту змінюється в межах від 350 до 600 мм. Причому більше значення його відноситься до тонко- і дрібнозернистих піщаних відкладень водоносного ґрунту, а менше – до крупнозернистого. Так як водоносний ґрунт дрібнозернистий, то товщина фільтраційної обсіпки повинна бути – 500 мм.

Фільтраційну обсіпку встановлюють одношаровою і проектується на всю глибину свердловини.

Необхідний об'єм гравійно-піщаного матеріалу для влаштування фільтра визначають за формулою

$$V_g = 0,785 (D_m^2 - D_k^2) \cdot d_c \cdot \alpha, \quad (4.48)$$

де  $D_m$  – діаметр буріння, м;

$D_k$  – діаметр фільтрового каркаса, м;

$d_c$  – глибина свердловини, м;

$\alpha$  – коефіцієнт, що враховує розшарування гравію, приймають  $\alpha = 1,20$ .

У даному випадку  $D_m = D_k + 2 \cdot t_s = 0,3 + 2 \cdot 0,5 = 1,3$  м;

$$V_g = 0,785 \cdot (3^2 - 0,3^2) \cdot 20 \cdot 1,20 = 30,1 \text{ м}^3.$$

## 4.4. Насосно-силове обладнання для свердловин вертикального дренажу

Для обладнання свердловин вертикального дренажу, як правило застосовують, відцентрові свердловинні насоси зі зануреними електродвигунами типу ЕЦВ (рис. 4.15).

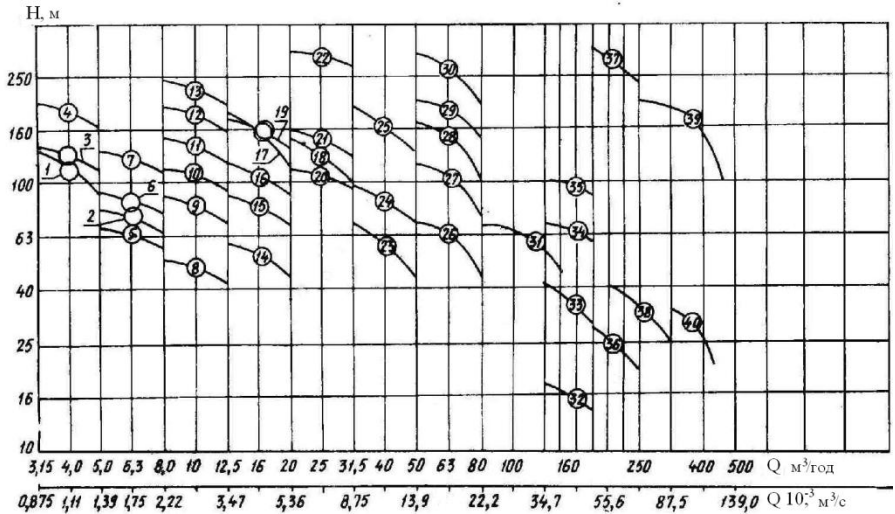


Рис. 4.15. Характеристики електрозаглибних насосів типу ЕЦВ

### Розподіл насосів в полі Q – H

- |                    |                     |                     |                      |
|--------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| 1 – ЕЦВ5-4-125;    | 12 – 1ЕЦВ6-10-185;  | 21 – 2ЕЦВ8-25-120   | 32 – ЕЦВ10-160-15Г;  |
| 2 – ЕЦВ5-6,3-80;   | 13 – ЕЦВ6-10-235;   | і 1ЕЦВ8-25-150ХТрГ; | 33 – ЕЦВ10-160-35Г;  |
| 3 – 1ЕЦВ6-4-130;   | 14 – 3ЕЦВ6-16-50;   | 22 – ЕЦВ8-25-300А;  | 34 – ЕЦВ12-160-65    |
| 4 – 1ЕЦВ6-4-190;   | 15 – 3 ЕЦВ6-16-75   | 23 – 1ЕЦВ8-40-60    | і 1ЕЦВ12-160-65;     |
| 5 – 3ЕЦВ6-6,3-85;  | і 1ЕЦВ6-16-75Г;     | і ЕЦВ8-40-60;       | 35 – 1ЕЦВ12-160-100; |
| 6 – 4ЕЦВ6-6,3-85   | 16 – 1ЕЦВ6-16-75Г;  | 24 – 1ЕЦВ8-40-90;   | 36 – 1ЕЦВ12-210-25;  |
| і 3ЕЦВ6-6,3-125    | 17 – ЕЦВ6-16-       | 26 – 2ЕЦВ10-63-110; | 37 – ЕЦВ14-210-300Х; |
| 7 – 4 ЕЦВ6-6,3-125 | 160ХТрГ;            | 27 – 2ЕЦВ10-63-110; | 38 – 2ЕЦВ12-255-30Г; |
| і 3 ЕЦВ6-6,3-125;  | 18 – ЕЦВ6-25-140ХГ; | 28 – 2ЕЦВ10-63-150; | 39 – 2ЕЦВ12-375-30Г  |
| 8 – 1 ЕЦВ6-10-50;  | і ЕЦВ6-140ХТрГ;     | 29 – 1ЕЦВ10-63-180; | і ЕЦВ12-375-30ХТр;   |

9 – 3 ЭЦВ6-10-80; 19 – 3ЭЦВ8-16-140, 30 – 1ЭЦВ10-63-270; 40 – ЭЦВ16-375-175Х;  
 10 – 1 ЭЦВ6-10-110; 1ЭЦВ8-25-100 31 – 1ЭЦВ10-120-60  
 11 – 1 ЭЦВ6-10-140; і 2ЭЦВ8-25-100; і ЭЦВ10-120-60;

Вибираючи обладнання, необхідно мати такі техніко-економічні дані:

- статичний рівень води в свердловині;
- характеристика свердловини, що виражає залежність між динамічним пониженням рівня води в свердловині і дебітом, а також значення розрахункових параметрів динамічного пониження  $S_{c,d}$  і дебіту  $Q$ ;
- глибина свердловини, діаметр обсадної колони (глухої і фільтрової частини), інтервал установки фільтра;
- відмітки гирла свердловини і центра вихідного отвору відвідного трубопроводу;
- потрібний надлишковий тиск при роботі на закриту трубопровідну мережу.

Потрібний напір насосу визначають за формулою

$$H_t = S_{c,s} + S_{c,d} + \Delta D_L + H_u + l_f, \quad (4.49)$$

де  $S_{c,s}$  – статичне пониження рівня води в свердловині, м;

$S_{c,d}$  – динамічне пониження рівня води в свердловині, м;

$\Delta D_L$  – різниця геодезичних відміток гирла свердловини і скидного отвору відвідного трубопроводу, м;

$H_u$  – надлишковий напір, необхідний для роботи закритої трубопровідної мережі, м;

$l_f$  – втрати напору по довжині трубопроводу і місцеві втрати в арматурі, м.

Підбираючи насос використовують його напірну характеристику тільки в області високого ККД. Напір вибраного насоса  $H_p$  при подачі  $Q = Q_p$  повинен бути не нижче потрібного  $H_t \leq H_p$ .

Найкращим режим роботи системи буде під час співпадіння оптимального режиму роботи насоса і свердловини. Допустиме застосування насоса, в якого напір до 5 % нижче потрібного. При цьому передбачають:

- застосувати відвідний трубопровід збільшеного діаметра;
- зменшити значення розрахункових параметрів  $Q_p$  і  $H_p$  в допустимих межах.

У разі розташування робочого інтервалу напірної характеристики нижче розрахункового режиму свердловини передбачають один із таких способів регулювання:

- дроселювання потоку води;
- підрізка робочих коліс насоса;
- зниження ступенів насоса;
- комбінований спосіб.

Вибір того чи іншого способу регулювання визначається на підставі техніко-економічного розрахунку за умови мінімуму вартості 1 м<sup>3</sup> відкачаної води. Вартість 1 м<sup>3</sup> відкачаної води визначають за формулою

$$B = \frac{Q_p \cdot H_p \cdot t \cdot B_c \cdot \eta}{102 \eta_m \cdot \eta_n \cdot V} + \frac{U}{V}, \quad (4.50)$$

де  $t$  – тривалість роботи свердловини (відкачки), год.;

$\eta$  – ККД свердловини, %;

$B_c$  – вартість електроенергії, коп./кВт-год.;

$\eta_n$  – ККД електродвигуна, %;

$\eta_m$  – ККД насоса після регулювання, %;

$V$  – об'єм відкачаної води, м<sup>3</sup>;

$U$  – додаткові затрати на регулювання.

Попередньо спосіб регулювання вибирають за формулою

$$H_{a,l} = \frac{H_p}{j}, \quad (4.51)$$

де  $H_{a,l}$  – напір одного ступеня;

$j$  – кількість ступінців;

- $\frac{H_p}{H_{a,l}} < 1$  залишають один ступінь і обточують колесо;
- $\frac{H_p}{H_{a,l}} = 1$  залишають один ступінь без обточки робочого колеса;
- $\frac{H_p}{H_{a,l}} < 2$  залишають два ступеня і обточують робоче колесо однієї або обох ступенів;
- $\frac{H_p}{H_{a,l}} = 2$  залишають два ступеня і т.д.

На випадок зниження потужності, яку споживає насос, в результаті підрізки діаметра робочого колеса чи зняття ступенів планують заміну зануреного електродвигуна на менший із ряду типорозмірів. Потрібну потужність електродвигуна визначають за формулою

$$P = \frac{Q_p H_p}{102 \eta_{m,p} \eta_n}, \quad (4.52)$$

де  $\eta_{m,p}$  – ККД зануреного насоса.

Регулювання дроселем допускається за умови

$$0,95 < \frac{H_p}{H_{a,l}} < 1.$$

ККД заглибного насоса при дротелюванні визначають за формулою

$$\eta_{m,p} = \eta_n \frac{H_p}{H_{a,1}}. \quad (4.53)$$

Підрізання зовнішнього діаметра робочого колеса призводить до зниження характеристик насоса  $Q - H$ . Підрізання знижує також потужність, що споживається насосом,  $P$  і значно знижує ККД –  $\eta_m$ . Значення відповідних параметрів при підрізанні колеса визначають з використанням формул:

$$\left. \begin{aligned} \frac{Q_n}{Q} &= \alpha \frac{D_n}{D}; & \frac{P_n}{P} &= \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{D_n}{D}\right)^3 \\ \frac{H_n}{H} &= \beta \left(\frac{D_n}{D}\right)^2; & \frac{\eta_{m,n}}{\eta_m} &= \gamma \frac{D_n}{D} \end{aligned} \right\} \quad (4.54)$$

де  $D$ ,  $D_n$  – відповідно діаметри нормального і підрізаного робочого колеса;  
 $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  – коефіцієнти перерахунку, що визначаються за номограмою (рис. 4.16).

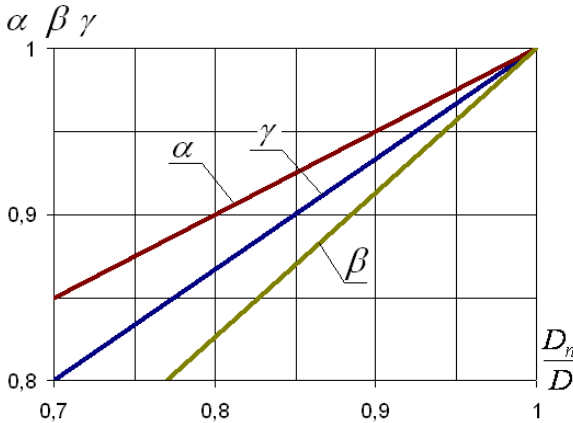


Рис. 4.16. Залежність коефіцієнтів перерахунку від підрізання робочих коліс заглибних свердловин

Напір багатоступінчастих насосів знижується пропорційно кількості знятих ступенів. ККД насоса практично залишається постійним.

Найкращий режим установки досягається, якщо напірна характеристика після зняття ступеня проходить через задану точку, в протилежному випадку необхідно примусово знизити надлишковий напір через регулювання.

Комбінований спосіб регулювання включає в себе зняття ступені з одночасним підрізанням робочого колеса і заміною заглибного електродвигуна з меншою номінальною потужністю.

#### Вправа 4.5. Підбір насоса до свердловини вертикального дренажу

- Дано: - розрахунковий дебіт свердловини –  $100 \text{ м}^3/\text{добу}$ ;  
- глибина свердловини до динамічного рівня –  $10 \text{ м}$ ;  
- різниця відміток гирла свердловини і центра вихідного отвору –  $12,3 \text{ м}$ ;  
- потрібний надлишковий напір при роботі на закриту трубопровідну мережу –  $10 \text{ м}$ ;  
- довжина напірного трубопроводу –  $85 \text{ м}$ ;  
- тривалість роботи насоса під час відкачок –  $10 \text{ год.}$  за добу.
- Необхідно: 1) підібрати діаметр напірного відвідного трубопроводу;  
2) визначити параметри насоса і підібрати його.  
3) встановити спосіб регулювання і його параметри.

#### Розв'язок

Виходячи з дебіту свердловини і тривалості роботи насоса, перераховують подачу  $Q = \frac{100}{10} = 10,0 \text{ м}^3/\text{год.}$  або  $2,8 \text{ л/с.}$

Як правило, швидкість руху води в напірному трубопроводі, що відводить воду від свердловини, приймають в межах  $2\text{--}3 \text{ м/с}$ . Звідси потрібний діаметр трубопроводу дорівнює

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0028}{\pi \cdot 2}} = 0,042 \text{ м, або } 42 \text{ мм.}$$

Матеріал труб у сучасних умовах найчастіше належить до пластмас типу ПЕ (поліетиленові). Найближчий стандартний діаметр труб  $50 \text{ мм}$ . Питомі втрати напору по довжині пластмасового трубопроводу можна знайти за емпіричною формулою

$$i = 0,000685 \frac{v^{1,774}}{d^{1,226}}, \quad (4.55)$$

де  $v$  – швидкість руху води в трубопроводі  $v = \frac{4Q}{\pi \cdot d_{\text{см}}^2} = \frac{4 \cdot 0,0028}{\pi \cdot 0,05^2} = 1,43 \text{ м/с.}$

$$\text{Звідси } i = 0,000685 \frac{1,43^{1,774}}{0,05^{1,226}} = 0,051.$$

Довжина напірного трубопроводу складається із водопідйомної і напірної труби. Довжина водопідйомної труби –  $10 \text{ м}$ , напірного трубопроводу –  $85 \text{ м}$ . Загальна довжина напірного трубопроводу –  $95 \text{ м}$ .

Тоді втрати напору води по довжині складуть  $h_l = 0,051 \cdot 95 = 4,83 \text{ м}$ .

Місцеві втрати напору в елементах системи трубопроводу (типової свердловини:  $6\text{--}8$  секцій труб, плавне коліно  $90^\circ$ , засувка, пряме коліно і вихід трубопроводу) для пропуску витрати  $10 \text{ м}^3/\text{год.}$  в трубах діаметром  $50 \text{ мм}$  складуть  $0,3 \text{ м}$ .

Загальні втрати напору в напірному трубопроводі становлять

$$l_f = 4,83 + 0,3 = 5,13 \text{ м.}$$

Потрібний напір насоса згідно з формулою (4.49) складуть

$$H_t = 10,0 + 12,3 + 10,0 + 5,13 = 37,43 \text{ м.}$$

За розподілом насосів у полі  $Q-H$  (рис. 4.15) підбирають насос, який би мав подачу  $10 \text{ м}^3/\text{год}$ . при напорі  $37,43 \text{ м}$ . Розрахованим характеристикам найкраще відповідає заглибний насос типу 1ЭЦВ-6-10-50. Напірно-витратна характеристика цього насоса наведена на рис. 4.17.

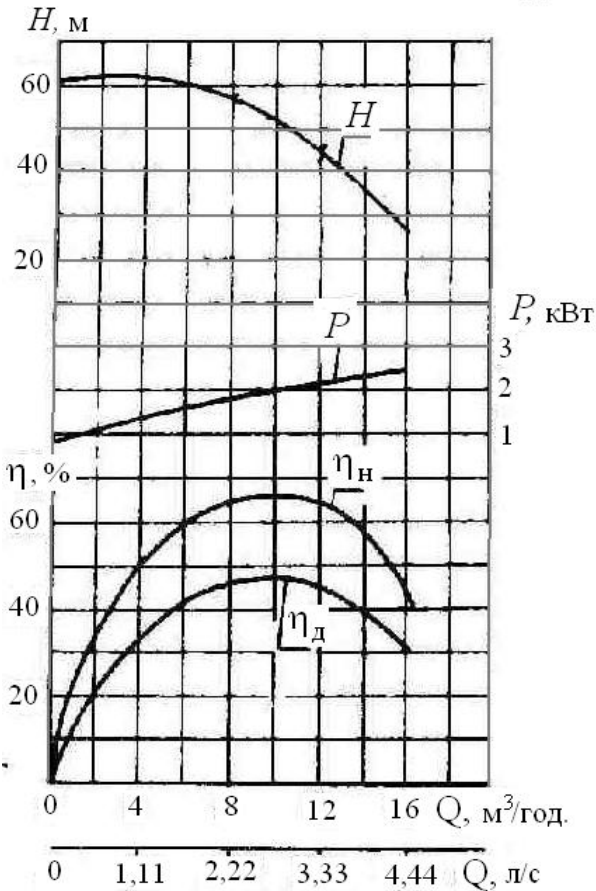


Рис. 4.17. Напірно-витратна характеристика заглибного насоса 1ЭЦВ6-10-50  
 $H$  – напір;  $Q$  – витрата;  $N$  – потужність;  $\eta_n$  – ККД насоса;  $\eta_d$  – електродвигуна

Основні технічні характеристики насоса:

- подача –  $2,76 \text{ л/с}$  ( $10 \text{ м}^3/\text{год}$ );
- напір –  $50 \text{ м}$ ;
- висота підпору –  $1 \text{ м}$ ;
- кількість ступенів –  $6 \text{ шт.}$ ;
- маса –  $19 \text{ кг}$ ;
- тип електродвигуна – 7ПЭДВ 2,8-140;
- потужність електродвигуна –  $2,8 \text{ кВт}$ ;

- частота обертання – 47,5 с-1 (2850 хв-1);
- напруга – 380 В;
- номінальна сила струму – 6,9 А;
- маса агрегату – 69 кг;
- завод-виробник – Кишинівський насосний.

На витратно-напірній характеристиці насоса розрахункова точка з координатами  $Q = 10 \text{ м}^3/\text{год.}$  і  $H = 37,43 \text{ м}$  знаходиться дещо нижче, тому передбачають його регулювання.

Для попереднього вибору способу регулювання визначають напір одного ступеня за формулою (4.51) і відношення потрібного напору до напору одного ступеня.

$$H_{a,1} = \frac{H_p}{j} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ м.}$$

Відношення  $\frac{H_t}{H_{a,1}} = \frac{37,43}{8,33} = 4,45 < 5$ . Залишають 5 ступенів і підрізають інші.

### **Запитання для самоконтролю**

1. Що собою являє вертикальний дренаж?
2. Від чого залежить глибина свердловини вертикального дренажу? З яких елементів вона складається?
3. Що впливає на діаметр свердловини вертикального дренажу?
4. Виходячи із чого підбирають діаметр фільтрового корпусу свердловин вертикального дренажу?
5. Чому встановлюють допустиму швидкість руху води в прифільтровій зоні свердловини вертикального дренажу?
6. Яким чином встановлюють електрозаглибний насос у свердловині вертикального дренажу?
7. У який спосіб відводять відкачану воду від свердловини вертикального дренажу?
8. Якою контрольно-вимірювальною апаратурою обладнують свердловину або групу свердловин вертикального дренажу?
9. Які розрахункові схеми застосовують у визначенні параметрів систематичного вертикального дренажу?
10. У якому випадку застосовують лінійні системи вертикального дренажу?
11. Які насоси рекомендується використовувати для свердловин вертикального дренажу?
12. Розкажіть як підбирають напір насоса свердловини вертикального дренажу?
13. З'ясуйте, як регулюють напір насосів для свердловин вертикального дренажу?
14. Як розраховують вартість  $1 \text{ м}^3$  відкачаної води зі свердловини вертикального дренажу?

## 5. КОМБІНОВАНИЙ ДРЕНАЖ

### 5.1. Умови застосування і конструкція

Комбінований дренаж являє собою поєднання горизонтальних дрен з вертикальними розвантажувальними свердловинами. Його влаштовують у тому випадку, коли верхній слабопроникний шар потужністю до 15 м підстиляється і підживлюється водоносним напірним горизонтом потужністю 10–15 м з доброю водопроникністю.

Горизонтальні дрени забезпечують зниження рівня ґрунтових вод і відводять за межі дренаваної території воду зі свердловин-підсилювачів. Наявність свердловин-підсилювачів збільшує відстань між горизонтальними дренами в декілька разів. Інтенсивна дія свердловин-підсилювачів дозволяє приймати оптимальні відстані між горизонтальними дренами в межах 250–300 м.

Свердловини розміщують на відстані 50–150 м одна від одної і закріплюють металевими, азбестоцементними або пластмасовими трубами. Для підсилення дії комбінованого дренажу можна застосувати вакуумування.

Спряження свердловин-підсилювачів комбінованого дренажу з горизонтальними дренами забезпечує вільний (без підпору) відвід дренажних вод. Підключення свердловин до закритих колекторів і дрен повинно бути закритого типу. Для цього передбають:

- підключення водовідвідної труби свердловин до оглядового колодязя вище рівня води в колодязі або зверху дренажних труб не менш ніж на 0,6–0,8 її діаметра;
- підключення свердловин-підсилювачів до відкритої колекторної мережі на рівні розрахункового горизонту води, що відповідає пропуску середньовеgetаційної витрати води.

Довжину фільтрової частини свердловин-підсилювачів приймають рівною потужності водоносного пласта, але, як правило, не більше 10 м.

### 5.2. Розрахунок параметрів комбінованого дренажу

За схематизації гідрогеологічних умов виділяють такі розрахункові схеми:

- двошарова товща з фільтром у нижньому шарі;
- три- або чотиришарова товща з розташування фільтра в нижньому або в другому шарі чотиришарової товщі;

- тришарова товща з напірним живленням з нижче розташованого пласта.

Розрахунок міждренних відстаней  $B$  систематичного комбінованого дренажу для перших двох типів схем (рис. 5.1) виконують за формулою

$$B = 4 \left( \sqrt{\Phi_{dc}^2 + \frac{T \cdot H}{2W}} - \Phi_{dc} \right), \quad (5.1)$$

де  $\Phi_{dc}$  – фільтраційний опір на гідродинамічну недосконалість комбінованого дренажу.

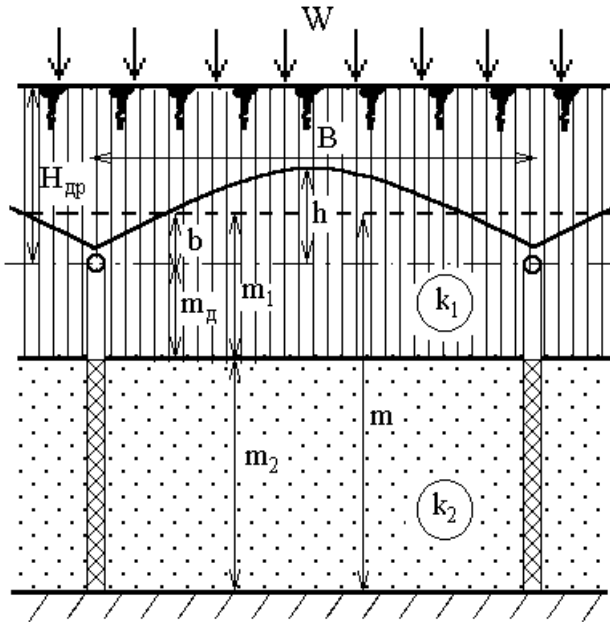


Рис. 5.1. Типова розрахункова схема комбінованого дренажу (двошарова товща з фільтром у нижньому шарі)

У випадку двошарової товщі опір  $\Phi_{dc}$  визначають за формулою

$$\Phi_{dc} = \frac{\Phi \cdot \Phi_p}{\Phi + \Phi_p}, \quad (5.2)$$

де  $\Phi$  – опір на гідравлічну недосконалість горизонтального дренажу, який визначають за формулою,

$$\Phi = \beta_{sup} m \frac{k_2}{k_1} f + m_1 \frac{k_1 - k_2}{k_1} f_1, \quad (5.3)$$

$m$  – висота (потужність) всієї товщі від водо упору;  $m = m_1 + m_2$ ;

$m_1, m_2$  – потужність відповідно першого і другого шарів;

$\beta_{sup}$  – коефіцієнт верхнього шару;

$f, f_1$  – опори, які визначають за формулами (2.7) і (2.8);

$\Phi_p$  – опір на гідродинамічну недосконалість лінійного ряду свердловин-підсилювачів, який визначають за формулою,

$$\Phi_p = B_c \left( 0,366 l g \frac{B_c}{2\pi \cdot r_c} + \Phi_c \right), \quad (5.4)$$

де  $B_c$  – відстань між свердловинами-підсилювачами;

$r_c$  – радіус свердловини-підсилювача;

$\Phi_c$  – фільтраційний опір, обумовлений гідродинамічною недосконалістю дренажу за ступенем розкриття водоносної товщі, м;

$$\Phi_c = \beta_{inf} \frac{k_1}{k_2} f_c + \frac{k_2 - k_1}{k_2} f_{c,2}; \quad (5.5)$$

$f_c$  – опір.

Шпаруватість фільтрового каркасу дорівнює

$$\eta_k = \frac{\gamma_k \cdot Q \cdot \alpha}{\pi \cdot D_k \cdot l_k \cdot \epsilon_k}, \quad (5.6)$$

де  $\gamma_k$  – коефіцієнт, що враховує нерівномірність притоку по довжині фільтрового каркасу (приймають 0,4–0,5);

$\epsilon_k$  – допустима похибка при визначенні коефіцієнта фільтрації;

$\alpha$  – коефіцієнт, який визначають двома способами:

- при використанні в розрахунках коефіцієнта фільтрації обсіпки  $k_s$  за формулою

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_s}{v \cdot \rho}}, \quad (5.7)$$

де  $\rho = \frac{0,09}{n^2 \cdot \left( \leftarrow n \right)}$ ;

- при застосуванні в розрахунках значення діаметра зерен  $d$  за формулою

$$\alpha = 0,0025 \frac{d}{n^2 \cdot \left( \leftarrow n \right) \cdot \varphi}, \quad (5.8)$$

де  $n$  – шпаруватість ґрунту;

$\varphi$  – кінематичний коефіцієнт в'язкості.

Розміри водоприймальних отворів фільтрового каркаса розраховують за формулами:

$$d_k = 4,5 - 4,0 \overline{d}_{s,50} - \text{за наявності круглих отворів};$$

$$b_{kd} = 4,5 - 2,0 \overline{d}_{s,50} - \text{за наявності щілинних отворів}.$$

Оптимальні параметри фільтрової обсіпки, яка забезпечує мінімальний опір водоприймальної частини свердловин-підсилювачів приймають, за табл. 5.1.

**Таблиця 5.1 – Рекомендовані параметри фільтрової обсіпки свердловин-підсилювачів**

Орієнтовні грунти	Діаметр обсіпки свердловин-підсилювачів							$\eta = \frac{d_{s,60}}{d_{s,10}}$
	$\frac{d_{s,50}}{d_{50}}$	$d_{s,10}$	$d_{s,17}$	$d_{s,50}$	$d_{s,60}$	$d_{s,85}$	$d_{s,100}$	
Крупнозернисті піски $d_{50} = 2 - 1$ мм	35–40	5–8	6–13	17–35	20–38	26–39	30–40	3–7
Середньозернисті піски $d_{50} = 1,0 - 0,5$ мм	25–35	2,8–5,0	3,0–6,0	6–17	8–20	15–26	20–30	3–7
Дрібнозернисті піски $d_{50} = 0,5 - 0,25$ мм і менше	20–25	1,9–2,8	2,0–3,0	2,5–6,0	3,5–8,0	7–15	10–20	3–7

Товщину фільтрової обсіпки  $t_s$  визначають за формулою

$$t_s = \frac{D_s - D_k}{2}, \quad (5.9)$$

де  $D_s$  – діаметр фільтрової обсіпки, м;

$D_k$  – зовнішній діаметр фільтрового каркасу, м;

$$D_s = \frac{Q}{5000 \cdot k \cdot l_k} \left( \frac{d_{s,50}}{d_{50}} \right)^2, \quad (5.10)$$

де  $Q$  – дебіт свердловини-підсилювача, м<sup>3</sup>/добу;

$k$  – коефіцієнт фільтрації ґрунту, м/добу;

$l_k$  – довжина фільтра, м.

### **Вправа 5.1. Проектування систематичного комбінованого дренаж**

Дано: - літологічна будова водоносної товщі (табл. 5.2);

**Таблиця 5.2 – Літологічна будова водоносної товщі**

Ґрунт	Глибина розповсюдження, м	Коефіцієнт фільтрації, м/добу
Суглинок важкий	0–5,3	0,5
Пісок дрібнозернистий	5,3–38,0	5,7

- розрахунковий діаметр дрени – 200 мм (радіус – 0,1 м).

- розрахунковий діаметр свердловини-підсилювача – 100 мм (радіус – 0,05 м);

- критична глибина закладання ґрунтових вод – 3 м;
- глибина закладання дрен – 3,5 м;
- відстань між свердловинами-підсилювачами – 100 м;
- інтенсивність інфільтраційного живлення дренажу – 0,0015 м/добу;
- шпаруватість дренажного ґрунту – 0,38;
- коефіцієнт фільтрації фільтрової обсіпки, 20 м/добу.

Необхідно: 1) встановити параметри конструкції комбінованого дренажу;  
 2) розрахувати відстань між дренами і свердловинами-підсилювачами;  
 3) підібрати параметри фільтрового каркасу;  
 4) встановити параметри фільтрової обсіпки свердловин-підсилювачів і її товщину.

### **Розв'язок**

1. Горизонтальні дрени встановлюють залежно від критичної глибини для даного зрошуваного масиву, механічного складу ґрунту в якому вони встановлені, а також можливостями дреноукладчиків. В даному випадку прийнята глибина укладки дрен 3,5 м.

При влаштуванні свердловин підсилювачів їх встановлюють таким чином, щоб їх фільтр повністю знаходився у нижньому добреводопроникному шарі. В даному випадку довжину експлуатаційної колони  $l_{st} = 5,3 - 3,5 = 1,8$  м, фільтрової колони можна прийняти  $l_k = 0,7 \cdot (38 - 5,5) = 22,84$  м. Максимальне значення довжини фільтрів складає 25 м, причому довжина фільтра повинна бути кратною довжині стандартної ланки (3м). Тому в даному випадку прийнята довжина фільтрової колони – 21 м.

Діаметр горизонтальної дрени прийнята 200 мм, а свердловини-підсилювача – 100мм.

2. Опір на гідродинамічну недосконалість комбінованого дренажу розраховують за формулою (5.1). Опір на гідродинамічну недосконалість горизонтального дренажу для двошарової товщі, коли дрени і депресійна крива розташовані у верхньому шарі розраховують за формулою (2.9)

$$\Phi = \beta_{sub} \cdot h \cdot \frac{k_2}{k_1} \cdot f + h_1 \frac{k_1 - k_2}{k_1} f_1 =$$

$$= 0,719 \cdot 34,75 \cdot \frac{5,7}{0,5} \cdot 1,49 + 2,05 \cdot \frac{0,5 - 5,3}{0,5} \cdot 0,595 = 413 \text{ м.}$$

При цьому прийняті такі вихідні дані

$$H_{сер} = \frac{3,0 + 3,5}{2} = 3,25 \text{ м;}$$

$$h_1 = 5,3 - 3,25 = 2,05 \text{ м;}$$

$$h_2 = 38 - 5,3 = 32,7 \text{ м;}$$

$$h = 2,05 + 32,7 = 34,75 \text{ м;}$$

$$\varphi = \frac{r_d}{h_1} = \frac{0,1}{2,05} = 0,049 ;$$

$$\lambda = \frac{k_2 - k_1}{k_2 + k_1} = \frac{5,7 - 0,5}{5,7 + 0,5} = 0,839;$$

$$\xi = \frac{h_2}{h_1} = \frac{32,7}{2,05} = 16,0;$$

$$m = H_{op} - H_{nan} - H_{cep} = 3,5 - 0,1 - 3,25 = 0,15 \text{ м};$$

При  $\frac{m}{h} = \frac{0,15}{34,75} = 0,0043 < 0,1$  опір  $f$  розраховують за формулою (3.8)

$$f = 0,73 \cdot \lg \frac{34,75}{\pi \cdot 0,1} = 1,49.$$

При  $\frac{m}{h_1} = \frac{0,15}{2,05} = 0,073 < 0,1$  опір  $f_1$  розраховують за формулою (3.8)

$$f_1 = 0,73 \cdot \lg \frac{2,05}{\pi \cdot 0,1} = 0,595.$$

Опір за ступенем розкриття пласта для двошарової товщі з розташуванням фільтра в нижньому шарі, а депресійної кривої у верхньому розраховують за формулою (4.14)

$$\Phi_c = B_c \left( 0,366 \cdot \lg \frac{B_c}{2\pi \cdot r_c} + \Phi_d \right),$$

де  $B_c$  – відстань між свердловинами-підсилювачами, м;

$\Phi_d$  – фільтраційний опір, обумовлений гідродинамічною недосконалістю свердловини-підсилювача за ступенем розкриття водоносної товщі, м.

Для двошарової товщі, коли фільтри свердловин розташовані в нижньому шарі, а депресійна крива у верхньому фільтраційний опір визначають за формулою (2.13)

$$\begin{aligned} \Phi_d &= \beta_{inf} \cdot h \frac{k_1}{k_2} f + h_2 \frac{k_2 - k_1}{k_2} f_2 = \\ &= 1 \cdot 34,75 \cdot \frac{0,5}{5,7} \cdot 1,71 + 32,7 \cdot \frac{5,7 - 0,5}{5,7} \cdot 1,69 = 315 \text{ м}. \end{aligned}$$

При цьому прийняті такі вихідні дані:

$$\varphi = \frac{r_c}{h_2} = \frac{0,05}{32,7} = 0,0015;$$

$$\lambda = \frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2} = \frac{0,5 - 5,7}{0,5 + 5,7} = -0,839;$$

$$\xi = \frac{h_1}{h_2} = \frac{2,05}{32,7} = 0,063;$$

При  $\lambda = -0,839 < 0$  приймають  $\beta = 1$ .

При  $\frac{m}{h} = \frac{0,15}{34,75} = 0,0043 < 0,1$  опір  $f$  розраховують за формулою (2.8)

$$f = 0,73 \cdot \lg \frac{34,75}{\pi \cdot 0,05} = 1,71.$$

При  $\frac{m}{h_2} = \frac{0,15}{32,7} = 0,0046 < 0,1$  опір  $f_2$  розраховують за формулою (2.8)

$$f_2 = 0,73 \cdot \lg \frac{32,7}{\pi \cdot 0,05} = 1,69;$$

$$\Phi_c = 100 \cdot \left( 0,366 \cdot \lg \frac{100}{2 \cdot \pi \cdot 0,05} + 315 \right) = 31592 \text{ м.}$$

Опір на гідродинамічну недосконалість комбінованого дренажу  $\Phi_{d,c}$  розраховують за формулою (5.2)

$$\Phi_{d,c} = \frac{413 \cdot 31592}{413 + 31592} = 408 \text{ м.}$$

Водопроникність водоносної товщі для двошарової товщі дорівнює

$$T = h_1 \cdot k_1 + h_2 \cdot k_2 = 2,05 \cdot 0,5 + 32,7 \cdot 5,7 = 187 \text{ м}^2/\text{добу.}$$

Напір над дренаю  $H = H_{op} - H_{kp} = 3,5 - 3,0 = 0,5 \text{ м.}$

Тоді відстань між дренами  $B = 4 \cdot \left( \sqrt{408^2 + \frac{187 \cdot 0,5}{2 \cdot 0,0015}} - 408 \right) = 146 \text{ м.}$

3. Зовнішній діаметр фільтраційного каркасу

$$D_k = \frac{14,77}{5000 \cdot 5,7 \cdot 21} 30^2 = 0,022 \text{ м або } 22 \text{ мм. Однак такий діаметр}$$

недоцільний, за більшого діаметра можна зменшити довжину фільтрової колони. У даному випадку її зменшують до 6 м (дві ланки по 3 м).

Шпаруватість фільтрового каркаса визначають за виразом

$$\eta_k = \frac{0,5 \cdot 14,77 \cdot 4,99}{\pi \cdot 0,1 \cdot 6 \cdot 1} = 19,5 \text{ \%}.$$

Радіус дії свердловини-підсилювача  $R = 0,56 \cdot B_c = 0,56 \cdot 100 = 56 \text{ м.}$

Дебіт свердловини  $Q = \pi \cdot w \cdot R^2 = \pi \cdot 0,0015 \cdot 56^2 = 14,77 \text{ м}^3/\text{добу.}$

Коефіцієнт  $\alpha = \sqrt{\frac{20}{0,8 \cdot 1,005}} = 4,99,$

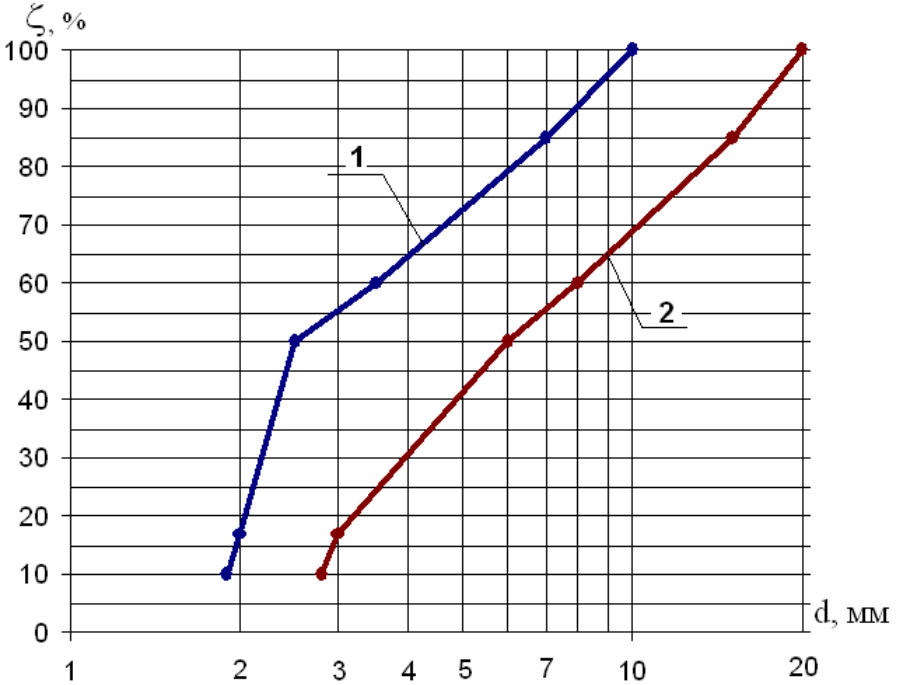
$$\rho = \frac{0,09}{0,38^2 \cdot \left( \frac{1}{0,38} - 0,38 \right)} = 1,005.$$

Товщина фільтрової обсыпки повинна бути не менше 15 см. Тоді загальний діаметр свердловини-підсилювача запишемо:

$$D_s = D_k + 2 \cdot t_s = 0,1 + 2 \cdot 0,15 = 0,40 \text{ м.}$$

4. Гранулометричний склад фільтрової обсыпки за дрібнозернистого піску має знаходитися між інтегральними кривими, наведеними в табл. 5.1. На рис. 5.2 зобра-

жено граничні інтегральні криві гранулометричного складу обсіпки комбінованого дренажу, який проходить через дрібнозернистий пісок.



*Рис. 5.2. Інтегральні криві рекомендованого гранулометричного складу обсіпки для влаштування комбінованого дренажу в дрібнозернистому піску: 1 – мінімально допустима границя; 2 – максимально допустима*

### **Запитання для самоконтролю**

1. За яких умов рекомендують застосовувати комбінований дренаж на зрошуваних землях?
2. Яка конструкція закритого комбінованого дренажу застосовується на зрошуваних землях?
3. Яким чином здійснюють спряження свердловин-підсилювачів з горизонтальними дренами?
4. У який спосіб розраховують відстань між дренами системи комбінованого дренажу?
5. З'ясуйте, як враховують фільтраційний опір на гідродинамічну недосконалість комбінованого дренажу?

## 6. КОНТРОЛЬ РЕЖИМУ ҐРУНТОВИХ ВОД

По всій території зрошувальної системи і по створах рівномірно розташовані спостережні свердловини (п'єзометри). Саме за допомогою спостережних свердловин здійснюється контроль режиму ґрунтових вод.

Мета режимних спостережень:

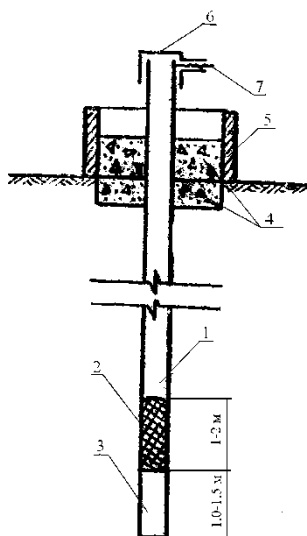
- контроль за меліоративним станом зрошуваних та дренажних земель;
- визначення характеру сезонних, річних та багаторічних змін рівня, температури, мінералізації і хімічного складу ґрунтових вод і напірних водоносних горизонтів, з якими ґрунтові води знаходяться в гідравлічному зв'язку;
- прогноз режиму ґрунтових вод;
- встановлення характеру впливу зрошення і дренажної мережі на режим ґрунтових і напірних вод у межах зрошуваного масиву.

Внутрішньогосподарську мережу спостережних свердловин розташовують рівномірно, з урахуванням ґрунтово-меліоративних умов. Залежно від різномірності умов на кожні 100–200 га обладнують приблизно 1–2 свердловини. Їх розташовують так, щоб охарактеризувати місцезнаходження рівня і мінералізацію ґрунтових вод на ділянках впливу зрошувальних каналів, колекторів і дренажів, намагаючись до більш менш рівномірного покриття свердловинами зрошуваної території.

Рівномірно розташована мережа спостережних свердловин слугує для складання карт глибин залягання і мінералізації ґрунтових вод. Влаштування свердловин по створах дозволяє встановити вплив вод зрошувальних і дренажних каналів на динаміку ґрунтових вод. Відстань від урізу води в каналі до спостережних свердловин приймають: 25, 50, 100, 200, 500, 700, 1000 і далі через кожні 500 м. Глибину свердловини приймають такою, щоб вона показувала рівень ґрунтових вод за будь-якого їх положення.

Спостереження за рівнем ґрунтових вод по внутрішньогосподарській мережі проводять один раз на місяць. У випадку ускладнення меліоративного стану спостереження за рівнями ґрунтових вод виконують частіше. За отриманими даними щодо режиму ґрунтових вод доходять висновку про меліоративний стан зрошуваних земель і планують комплекс заходів проти засолення і заболочення.

Свердловини на іригаційно-ґрунтові води в четвертинних відкладеннях (рис. 6.1) проходять колонковим способом діаметром 161 мм з повним відбором керна і документацією геологічного розрізу. Свердловини обладнують тимчасовою обсадною трубою діаметром 146 мм і посадкою фільтрової колони діаметром 76 мм із засипкою гравію і одночасним забором обсадних труб.



**Рис. 6.1. Конструкція внутрішньогосподарської спостережної свердловини:**  
 1 – фільтраційна колонка; 2 – фільтр; 3 – відстійник; 4 – бетон М-100;  
 5 – захисний пристрій; 6 – кришка оголовка; 7 – запірний болт

Конструкцію і матеріал фільтра (металевий, азбестоцементний чи керамічний) вибирають залежно від літологічної будови водоносних відкладень (сітчасті, без сітки, сітчасті з гравійною обсыпкою).

Рекомендована довжина фільтра 1–2 м, довжина відстійника 1,0–1,5 м. По закінченні буріння і витягнення обсадних труб затрубну порожнину свердловини тампують глиною.

Площадку навколо гирла свердловини на глибину 0,4 м заливають бетоном. Для захисту свердловини від пошкодження передбачають влаштування азбестоцементних труб ВТ-9 діаметром 500 мм із заливкою бетону М-100.

Усі свердловини обладнують оголовками з кришками, які пригвинчують до патрубків свердловини болтами спеціальної конструкції.

Після буріння свердловини промивають чистою водою і проводять пробну відкачку протягом доби штанговим насосом або ерліфтом.

Заміри рівня води в свердловині проводять рулеткою з «хлопавкою» або електрорівномірами.

### **Запитання для самоконтролю**

1. У який спосіб здійснюється контроль режиму ґрунтових вод на зрошуваних землях?
2. З якою метою передбачають режимні спостереження на зрошуваних землях?
3. Яким чином розраховують свердловини для контролю режиму ґрунтових вод на зрошуваних землях?
4. Яка конструкція внутрішньогосподарської спостережної свердловини на зрошуваних землях?

## РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Аверьянов С.Ф. Борьба с засолением орошаемых земель / С.Ф. Аверьянов. – М.: Колос, 1978. – 288 с.
2. Аверьянов С.Ф. Горизонтальный дренаж при борьбе с засолением орошаемых земель / С.Ф. Аверьянов. – М.: Изд-во АН СССР, 1959. – 84 с.
3. Аверьянов С.Ф. Фильтрация из каналов и ее влияние на режим грунтовых вод / С.Ф. Аверьянов. – М.: Колос, 1982. – 237 с.
4. Богомолов Ю.Г. Изменение гидрогеологических условий под влиянием мелиорации / Ю.Г. Богомолов, В.Ф. Жабин, В.Х. Хачаткрян. – М.: Наука, 1979. – 164 с.
5. ВНД 33-2.3-05-01 Гідрогеологічні вишукування та дослідження для проектування інженерного захисту території від підтоплення. – К.: Держводгосп України, 2001. – 109 с. (електронний ресурс)
6. Гидрогеологические прогнозы. Пособие к ВСН 33-2.1.05-85. – М.: ВНИИГиМ, Союзводпроект, 1987. – 57 с.
7. ГОСТ 12071-2000. Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов. – Межгосударственный стандарт <http://docs.cntd.ru/document/gost-12071-2000> (електронний ресурс).
8. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемой. – Межгосударственный стандарт <http://docs.cntd.ru/document/gost-12248-2010> (електронний ресурс).
9. ГОСТ 12536-79. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. – М.: Государственный комитет СССР по делам строительства <http://www.norm-load.ru/> (електронний ресурс).
10. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – Межгосударственный стандарт <http://docs.cntd.ru/document/gost-20522-2012> (електронний ресурс)
11. ГОСТ 23908-79. – Грунты. Методы лабораторного определения сжимаемости. – М.: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1979. – 12 с. <http://vsegost.com/Catalog/45/45608.shtml> (електронний ресурс).
12. ГОСТ 25584-84. Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации (с Изменениями № 1). – Государственный стандарт Союза СССР <http://docs.cntd.ru/> (електронний ресурс)
13. ГОСТ 28498-90. Термометры жидкостный стеклянные. Общие технические требования. Методы испытаний. – Государственный стандарт Союза ССР <http://docs.cntd.ru/document/gost-28498-90> (електронний ресурс)
14. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – Межгосударственный стандарт <http://docs.cntd.ru/document/gost-5180-84> (електронний ресурс)
15. ДБН В.2.4-1-99 Меліоративні системи і споруди. – К.: Держбуд України, 2000. – 180 с.
16. Дренаж на орошаемых землях. Нормы проектирования. ВСН 33-2.2.03-86 / Минводхоз СССР. Союзводпроект. – М., 1986 – 153 с.

17. Дренажные системы в зоне орошения / Н.Г.Бугай и др.; под. ред. А.Я.Олейника. – К.: Урожай, 1986. – 192 с.
18. Єврашкіна Г.П. Вивчення та прогнозування гідрогеологічних процесів методами математичного моделювання: навчальний посібник / Г.П. Єврашкіна, Н.П. Шестюк. – Дніпропетровськ, Вид-во ДНУ. 2004. – 110 с.
19. Єврашкіна Г.П. Гідрогеологія та основи гідромеліорації: навчальний посібник / Г.П. Єврашкіна, В.В. Войцехівська. – Дніпропетровськ, Вид-во ДНУ, 2010. – 122 с.
20. Жернов И.Е. Прогноз уровня подземных вод в связи с орошением и осушением земель / И.П. Жернов. – К.: Киевский госуниверситет, 1996. – 77 с.
21. Інженерний захист сільських поселень і земель сільськогосподарського призначення від затоплення і підтоплення: посібник до СНиП 2.06.15-85 «Інженерний захист територій від затоплення і підтоплення». – К.: ВАТ Укрводпроект, 2000. – 44 с. (електронний ресурс).
22. Качинський Н.А. Фізика ґрунтів / Н.А. Качинський. – М.: Высшая школа, 1965. – 323 с.
23. Кац Д.М. Контроль режима ґрунтових вод на орошаємых землях / Д.М. Кац. – М.: Колос, 1967. – 183 с.
24. Кац Д.М. Меліоративна гідрогеологія: учебное пособие / Д.М. Кац, И.С. Пошковский. – М.: Агропромиздат, 1988. – 256 с.
25. Кац Д.М. Меліоративна гідрогеологія / Д.М. Кац, Шестаков В.М. – М.: Изд-во МГУ, 1981. – 296 с.
26. Колесников В.В. Горизонтальный дренаж почв на юге Украины: монография / В.В. Колесников. – Херсон: ХГАУ, 1998. – 306 с.
27. Колесников В.В. Осушение переувлажненных земель: учебное пособие. – Херсон: ХГАУ, 1998. – 306 с.
28. Комплексна програма захисту від шкідливої дії вод сільських населених пунктів і сільськогосподарських угідь в Україні в 2001–2005 роках та прогноз до 2010 року. Постанова КМУ від 26.07.2000 р. № 1173.
29. Костяков А.Н. Основы мелиораций / А.Н. Костяков. – М.: Сельхозгиз, 1960. – 622 с.
30. Мелиорация и водное хозяйство. 6. Орошение: справочник / Под ред. Б.Б. Шумакова. – М.: Агропромиздат, 1986. – 415 с.
31. Методика оцінки і прогнозу еколого-меліоративного стану меліорованих земель. Частина 1. Методика оцінки та прогнозу еколого-меліоративного стану і стійкості земель при зрошенні. Посібник 2 до ВБН 33-5.5-97 «Організація і ведення еколого-меліоративного моніторингу». Частина 1. Зрошувани землі. – К., 2002. – 147 с.
32. Мироненко В.А. Теория и методы интерпретации опытно-фильтрационных работ. – М.: Недр, 1978. – 325 с.
33. НТД 33.63.040-87. Рекомендации по проектированию сооружений инженерной защиты от подтопления земель и населенных пунктов на орошаемых землях Украинской ССР. – К., Изд-во Институт «Укргипроводхоз», 2001. – 273 с.
34. Олейник А.Я. Геогидродинамика дренажа / А.Я. Олейник, В.Л. Поляков. – К.: Наукова думка, 1981. – 284 с.
35. Олейник А.Я. Дренаж переувлажненных земель. – К.: Наукова думка, 1987. – 280 с.

36. Олейник А.Я. Методы расчета мелиоративного дренажа в неоднородно-слоистых грунтах / А.Я. Олейник, В.П. Насиковский. – К.: Урожай, 1970. – 230 с.
37. Олейник А.Я. Фильтрационные расчеты вертикального дренажа. – К.: Наукова думка, 1978. – 202 с.
38. Основы гидрогеологических расчетов / [Ф.М. Бочеввер, И.В. Гармонов, А.В. Лебедев, В.М. Шестаков]. – [2-е изд., перераб. и доп.] – М.: Недра, 1969. – 367 с.
39. Пособие к ДБН В.2.4-1-99. Гидрологические и гидравлические расчеты дренажа.
40. Пособие к ДБН В.2.4-1-99. Методы расчета плоской фильтрации.
41. Правила технічної експлуатації систем вертикального дренажу ВНД 33-3.3-03-2001. – К.: ВАТ Укрводпроект, 2001. – 45 с.
42. Проектування і розрахунків дренажу при регулюванні водного режиму на зрошуваних і осушених землях (методичні вказівки): посібник до ДБН В.2.4-1-99 «Меліоративні системи і споруди». – К.: Державний комітет України з водного господарства, 2000. – 102 с. (електронний ресурс).
43. Посібник з методики проведення комплексу моніторингових робіт у системі Держводгоспу України. Ч. 1: Комплекс моніторингових робіт на масивах зрошення України. Ч. 3: Методи виконання аналізів і визначення показників еколого-меліоративного стану земель. Посібник до ВБН 33-5.5-01-97 Організація і ведення еколого-меліоративного моніторингу». Частина 1. Зрошувані землі. – К., 1997. – 91 с.
44. Проектування і розрахунків дренажу при регулюванні водного режиму на зрошуваних і осушуваних землях: посібник до ДБН В.2.4-1-99 «Меліоративні системи і споруди». – К.: ВАТ Укрводпроект, 2000. – 102 с. (електронний ресурс).
45. Расчет параметров дренажа на орошаемых землях: пособие к ВСН 93-2.2.03-86. – М., 1990 – 140 с.
46. Рекомендации по прогнозам подтопления промышленных площадок грунтовыми водами. – М.: Госстрой СССР, 1976. – 324 с.
47. Рудаков В.К. Охрана территорий при гидротехническом и мелиоративном строительстве. – К.: Урожай, 1987. – 104 с.
48. Скабалланович И.А. Гидрогеологические расчеты по динамике подземных вод / И.А. Скабалланович. – М.: Углетехиздат, 1954. – 388 с.
49. Сенчуков Г.А. Ландшафтно-экологические и организационно-хозяйственные аспекты обоснования водных мелиораций земель / Г.А. Сенчуков. – Ростов-на-Дону: Изд-во СКНЦ ВШПЦ, 2001. – 276 с.
50. Шестаков В.М. Динамика подземных вод / В.М. Шестаков. – М.: Изд-во МГУ, 1978. – 368 с.
51. Шестаков В.М. Теоретические основы подпора, водопонижения и дренажа. – М.: Изд-во МГУ, 1965. – 233 с.

В.І. Доценко, В.В. Коваленко, Л.М. Рудаков. Т.І. Ткачук

# **РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ДРЕНАЖУ НА ЗРОШУВАЛЬНИХ СИСТЕМАХ**

**Навчальний посібник**

Редакційно-видавничий відділ

Дніпровського державного аграрно-економічного університету

вул. С. Єфремов, 25, м. Дніпро, 49600

Підписано до друку \_\_\_\_\_. Формат 60×84/16

Обл.-вид.арк. \_\_\_\_\_. Ум. др. арк. \_\_\_\_\_

Наклад \_\_\_\_\_ прим. Папір офісний. Зам. \_\_\_\_\_

---

**Фірма друкарні**