

**БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ**

**Кафедра колії та колійного господарства**

**С. І. Возненко, В. Г. Вітольберг, А. С. Малішевська**

**КОЛІЯ (ЗЕМЛЯНЕ ПОЛОТНО)**

***Конспект лекцій***

**Харків – 2020**

Возненко С. І., Вітольберг В. Г., Малішевська А. С.  
Колія (земляне полотно): Конспект лекцій. – Харків:  
УкрДУЗТ, 2020. – 88 с.

У конспекті лекцій розглядаються питання, які стосуються земляного полотна, усіх його елементів, а також міцності, стійкості та стану.

Рекомендується для курсового та дипломного проектування для студентів спеціальності 273 «Залізничний транспорт» усіх форм навчання, які вивчають дисципліну «Залізнична колія (Земляне полотно».

Іл. 32, табл. 9, бібліогр.: 9 назв.

Конспект лекцій розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри колії та колійного господарства 09 вересня 2019 р., протокол № 2.

Рецензент

доц. Д. О. Потапов

С. І. Возненко, В. Г. Вітольберг, А. С. Малішевська

КОЛІЯ (ЗЕМЛЯНЕ ПОЛОТНО)

*Конспект лекцій*

Відповідальний за випуск Возненко С. І.

Редактор Еткало О. О.

---

Підписано до друку 25.11.19 р.

Формат паперу 60x84 1/16. Папір писальний.

Умовн.-друк. арк. 5,25. Тираж 30. Замовлення №

Видавець та виготовлювач Український державний університет  
залізничного транспорту,

61050, Харків-50, майдан Фейербаха, 7.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 6100 від 21.03.2018 р.

## ЗМІСТ

Вступ.....	4
1 Розмірні параметри об'єктів земляного полотна.....	8
1.1 Визначення відміток характерних точок насипу і його параметрів.....	9
2 Визначення розрахункових параметрів захисту укосу насипу із залізобетонних плит.....	11
3 Визначення необхідної щільності ґрунту тіла насипу.....	13
3.1 Загальні відомості про розрахунок щільності ґрунту....	13
3.2 Послідовність розрахунку необхідної щільності ґрунтів у тілі насипу.....	20
4 Розрахунок стійкості укосів заплавного насипу.....	28
4.1 Проектування рівностійкого поперечного профілю високого заплавного насипу.....	29
4.2 Визначення розмірів еквівалентних стовпчиків ґрунту..	30
4.3 Визначення розрахункових характеристик ґрунтів насипу та основи, необхідних для проектування стійких укосів.....	31
4.4 Порядок проектування стійких укосів.....	35
4.5 Методика розрахунку коефіцієнта стійкості.....	45
5 Проектування горизонтальних трубчастих дренажів траншейного типу.....	51
5.1 Загальні відомості.....	51
5.2 Визначення показників технічної ефективності дренажів.....	58
5.3 Визначення необхідної глибини закладання дренажу і ширини дренажної траншеї.....	59
5.4 Визначення термінів осушення ґрунту дренажем.....	65
5.4.1 Установлення доцільності улаштування одностороннього дренажу більшої глибини порівняно з двостороннім.....	69
5.4.2 Допустимий термін осушення.....	71
5.5 Визначення витрат води, що надходять у дренаж.....	72
5.6 Підбір перерізу дренажних труб.....	77
6 Проектування протипучинних подушок.....	83
6.1 Визначення товщини протипучинної подушки.....	85
Список літератури.....	88

## ВСТУП

Земляне полотно являє собою складний комплекс ґрунтових об'єктів, що функціонують в умовах несприятливого природно-кліматичного середовища та динамічних поїзних навантажень, які змінюють стан ґрунтової маси і тим самим впливають на рівень надійності земляного полотна.

Основні вимоги до конструкції земляного полотна, порядок його утримання й експлуатації регламентуються нормативними документами та наказами Державної адміністрації залізничного транспорту України. Так, згідно з ПТЕ (Правилами технічної експлуатації залізниць України), земляне полотно і всі елементи залізничної колії за міцністю, стійкістю та станом повинні забезпечувати безпечний і плавний рух поїздів з найбільшими встановленими швидкостями.

Ураховуючи технічний прогрес і необхідність постійного підвищення швидкостей руху поїздів, земляне полотно повинне забезпечувати довготривалу стабільність при пропусканні перспективного рухомого складу з максимальними швидкостями і розрахунковою вантажонапруженістю, має бути рівнонадійним і ремонтпридатним при найменших витратах праці та ресурсів. Тому забезпечення вказаних вимог неможливе без знання характеристик земляного полотна загалом і його конкретних параметрів зокрема та вміння приймати правильні технічні рішення на основі отриманих даних та ін.

Стабільність і надійність об'єктів земляного полотна залежить від технічних рішень, прийнятих на основі інженерного аналізу виробничої ситуації. Тобто інженерна діяльність передбачає постійне розв'язування різних технічних задач, проектування конструкцій та ін.

Тому в конспекті лекцій розглядається певний комплекс проблем інженерної діяльності, які вирішуються при курсовому і дипломному проектуванні, а також у практичній інженерній роботі.

## Проектування поперечного профілю заплавного насипу

У цьому розділі курсового проекту розглядаються такі питання:

- установлення відміток характерних точок поперечного профілю заплавного насипу і його параметрів (висота насипу, ширина основної площадки і берми, крутість укосів насипу);
- визначення розрахункових параметрів захисного покриття укосу насипу від розмивання водою;
- установлюється необхідна щільність тіла ґрунту насипу;
- оцінюється стійкість запроєктованого тіла насипу.

Заплавний насип біля розподільного мостового переходу – одноколіїний. Ширина основної площадки земляного полотна (насипу)  $B$  приймається відповідно до категорії залізничної колії. Висота насипу  $H_n$  визначається за розрахунковим поперечником на поздовжньому профілі. Пікет і плюс розрахункового поперечника вказані у вихідних даних. Поперечним ухилом можна знехтувати, так як він незначний.

На поздовжньому профілі заплавного насипу показаний статичний горизонт води  $H_{ст} - ГВВ$ .

Категорія залізниці, характеристики верхньої будови колії (ВБК), ґрунт насипу та основи насипу, параметри хвильового впливу та інші вихідні дані приймаються за варіантом завдання.

Інтенсивність поїзного навантаження слід приймати максимально допустиму  $P_0 = 80 \text{ кН/м}^2$  (для парних варіантів) і  $P_0 = 70 \text{ кН/м}^2$  (для непарних варіантів) на ширині  $b_0$ , яка дорівнює довжині шпали. Інтенсивність полосового навантаження від ВБК  $P_{вб}$  та середня ширина баластової призми  $b_{вб}$  приймаються залежно від типу ВБК (особливо важкий – для колій I категорії, важкий – для II категорії, нормальний – для III категорії).

Вихідні дані до I частини курсового проекту

Вихідні дані	Значення вихідних даних за варіантами завдання															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
1 Категорія залізниці	II	III	II	III	II	III	II	III	II	III	II	III	II	III	II	
2 Шпали	Д	Д	З/Б	З/Б	Д	Д	З/Б	З/Б	Д	Д	З/Б	З/Б	Д	Д	З/Б	
3 Рід баласту	Щебеневий					Азбестовий(відходи)					Щебеневий					
4 Ґрунт насипу	Супісок															
5 Питома вага $\gamma_{\text{ун}}$ , кН/м <sup>3</sup>	26,2					26,8					26,3					
6 Вологість $W_{\text{н}}$ , %	17	19	18	20	21	20	22	24	21	23	17	19	21	18	20	
7 Кут внутрішнього тертя $\phi_{\text{н}}$ , град	26	25	24	25	24	25	23	24	23	24	26	24	26	25	24	
8 Питома зчепність $S_{\text{н}}$ , кН/м <sup>2</sup>	18	22	27	23	28	39	40	42	43	35	22	27	28	23	27	
9 Ухил кривої депресії, $I_0$	0,05					0,08					0,04					
10 Розрахунковий поперечник ПК+	1736					1737					1738					
11 Ширина водойми $B_{\text{в}}$ , км	00	50	00	30	70	00	20	40	60	80	00	25	40	60	80	
12 Кут $\beta_{\text{л}}$ , град	0,46					0,36					0,51					
13 Швидкість вітру $V_{10}$ , м/с	56	30	42	54	38	40	24	39	44	50	21	44	33	42	27	
14 Довжина хвилі $\lambda_{\text{в}}$ , м	18	15					19	21					14	16		
15 Висота хвилі $h_{\text{в}}$ , м	10,56	9,45					9,93	10,34					8,79	10,43		
16 Ґрунт основи	0,89	0,76					0,84	0,93					0,70	0,87		
17 Питома вага $\gamma_{\text{у-ов}}$ , кН/м <sup>3</sup>	Супісок					Супісок					Супісок					
18 Вологість $W_{\text{ос}}$ , %	2,64					2,65					2,64					
19 Кут внутрішнього тертя $\phi_{\text{ос}}$ , град	15	17	18	17	19	16	17	16	17	19	15	17	15	17	19	
20 Питома зчепність $S_0$ , кН/м <sup>2</sup>	28	26	20	27	26	28	26	25	27	26	28	28	25	27	26	
	22	27	31	33	30	20	31	28	29	30	23	31	21	29	30	

Вихідні дані до I частини курсового проекту

Вихідні дані	Значення вихідних даних за варіантами завдання																											
	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	П	Ш	П	І	П	І	П	І	П	І	П		
1 Категорія залізниці	П	Ш	П	І	П	І	П	Ш	П	І	П	І	П	Ш	П	І	П	І	П	І	П	Ш	П	І	П			
2 Шпали	Д			З/Б		Д			З/Б		Д			З/Б		Д			З/Б		Д			З/Б				
3 Рід баласту	Азбестовий(відходи)						Щебневий						Щебневий															
4 Ґрунт насипу	Супісок																											
5 Питома вага $\gamma_{ун}$ , кН/м <sup>3</sup>	26,8						26,1						26,8															
6 Вологість $W_{н}$ , %	20	22	24	21	23	15	17	19	16	17	18	20	22	19	21	25	23	24	25	24	26	25	24	28	27	25	24	25
7 Кут внутрішнього тертя $\varphi_{н}$ , град	39	32	38	43	35	18	27	18	22	26	41	35	34	36	37													
8 Питома зчепність $C_{н}$ , кН/м <sup>2</sup>	0,07						0,05						0,07															
9 Ухил кривої депресії, $I_0$	1740						1741						1743															
10 Розрахунковий поперечник ПК+	00	50	00	35	75	00	20	40	60	80	30	50	90	40	75													
11 Ширина водойми $B_{в}$ , км	0,56						0,55						0,40															
12 Кут $\beta_{д}$ , град	18	46	35	47	56	52	23	38	43	32	49	53	37	48	22													
13 Швидкість вітру $V_{10}$ , м/с	12			15		19			17		18			16														
14 Довжина хвилі $\lambda_{в}$ , м	8,51			10,69		8,62			11,19		9,58			8,87														
15 Висота хвилі $h_{в}$ , м	0,62			0,89		0,66			0,91		0,82			0,73														
16 Ґрунт основи	Супісок						Супісок						Супісок															
17 Питома вага $\gamma_{у-ов}$ , кН/м <sup>3</sup>	2,67						2,68						2,66															
18 Вологість $W_{ос}$ , %	18	20	22	19	21	18	20	22	19	20	18	20	22	19	21	25	24	23	24	25	28	26	25	26	24	26	24	25
19 Кут внутрішнього тертя $\varphi_{ос}$ , град	43	37	28	34	37	20	24	29	31	28	41	47	34	42	37													
20 Питома зчепність $C_0$ , кН/м <sup>2</sup>																												

# 1 РОЗМІРНІ ПАРАМЕТРИ ОБ'ЄКТІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Ширина основної площадки встановлюється чинними нормативними документами залежно від категорії залізниці, виду ґрунтів, плану лінії та кількості колій. Ширина основної площадки двоколійної ділянки порівняно з одноколійною збільшується на відстань між осями колій. У таблиці 1.1 наведені значення ширини основної площадки земляного полотна згідно із СНиП II-39-76.

Таблиця 1.1 – Ширина основної площадки земляного полотна  
У метрах

Ґрунти земляного полотна	Кількість колій	Категорія залізниці			
		I	II	III	IV
Скельні, крупноуламкові, піщані	1	6,0	5,8	5,2	5,0
	2	10,1	9,9	9,3	9,1
Усі інші	1	7,0	6,5	6,0	5,5
	2	11,1	10,6	10,1	9,6

У кривих ділянках колії робиться розширення основної площадки земляного полотна в зовнішній бік. Величини таких розширень залежать від радіуса кривої та категорії лінії.

На нових лініях I категорії, що проектуються для руху пасажирських поїздів зі швидкостями 121÷160 км/год, ширина основної площадки земляного полотна одноколійної ділянки повинна бути не менше 6,5 м для скельних, крупноуламкових і піщаних ґрунтів та не менше 7,5 м для інших ґрунтів.

Висота насипу для кожного заданого поперечного перерізу визначається із поздовжнього профілю як різниця між відміткою брівки основної площадки і відміткою основи насипу. Глибина виїмки визначається аналогічно.

При проектуванні насипів, які підтопляються паводковими водами (найчастіше такі насипи розташовані в зоні мостових переходів), розробляється індивідуальний проект поперечного профілю. При цьому слід дотримуватись рекомендацій з проектування типових поперечних профілів земляного полотна,



приспосовуючи їх до даного випадку. Оскільки такі насипи здебільшого мають достатньо велику висоту і зволожуються паводковими водами, то для підвищення стабільності насипу на його укосах улаштовують берми шириною не менше 3 м. Необхідно, щоб берма розміщувалась вище від максимального рівня води для захисту земляного полотна від хвильової дії. Крутість укосів насипу залежить від його висоти і, згідно з типовими поперечними профілями, для насипів висотою до 6 м становить 1:1,5, при висоті від 6 до 12 м – верхні 6 м насипу повинні мати крутість 1:1,5, а нижня частина 1:1,75. При більшій висоті насипу через кожні наступні 6 м, починаючи з верхньої частини, показник крутості укосів рекомендується збільшувати на 0,25 м до крутості 1:2,25, який призначається постійним для тієї низової частини насипу, що лишилася.

### 1.1 Визначення відміток характерних точок насипу і його параметрів

Висота проектованого насипу визначається за формулою (рисунок 1.1)

$$H_n = H_{бр} - H_{осн}, \quad (1.1)$$

де  $H_{бр}$  – відмітка бровки основної площадки насипу (визначається за поздовжнім профілем) для даного перерізу;

$H_{осн}$  – відмітка основи насипу.

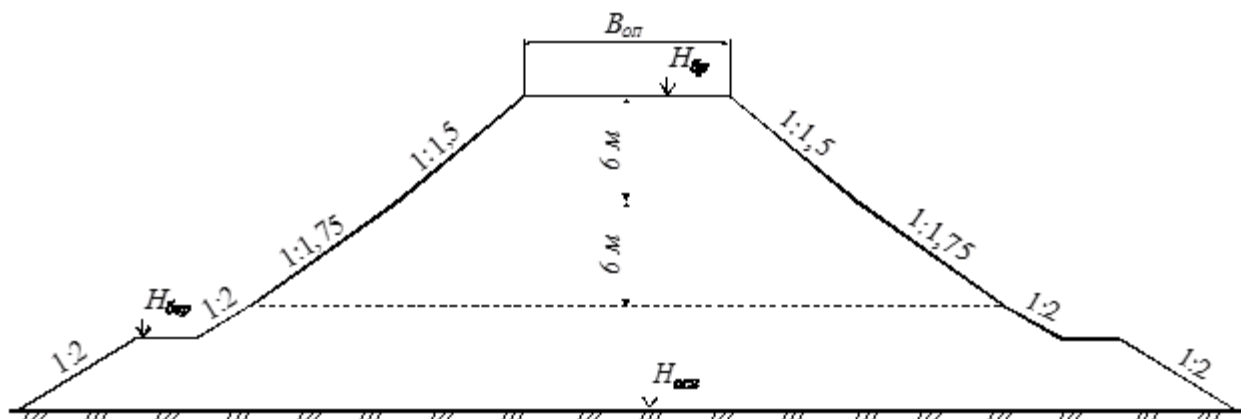


Рисунок 1.1 – Варіант проектування поперечного профілю високого насипу з бермами

Укоси поперечного профілю насипу проектується з ухилом:  
- у верхній частині (до 6 м нижче основної площадки) – 1:1.5;

- у середній частині (до 12 м нижче основної площадки, до рівня берми) – 1:1.75;

- у нижній частині (нижче берми) – 1:2.

Ширина берми насипу в першому наближенні приймається рівною 3 м, при перевірці укосів насипу ширина берми уточнюється.

Відмітка площадки берми визначається за формулою

$$H_{\text{бер}} = H_{\text{ст}} + h_{\text{подп}} + \Delta H + h_{\text{нак}} + a, \quad (1.2)$$

де  $H_{\text{ст}}$  – відмітка статичного рівня води (приймається по поздовжньому профілю лінії);

$h_{\text{подп}}$  – висота підпору води за рахунок стиснення русла ріки насипом ( $h_{\text{подп}} = 0,15 \div 0,2$  м);

$\Delta H$  – висота піднімання води за рахунок вітрового наганяння;

$h_{\text{нак}}$  – висота нахату вітрової хвилі;

$a$  – величина запасу (приймається в межах  $0,25 \div 0,5$  м).

Висота піднімання води за рахунок вітрового наганяння розраховується за формулою

$$\Delta H = k_{\text{наг}} \frac{V_{10}^2 D}{3gH_{\text{д}}} \cos\beta_{\text{д}}, \quad (1.3)$$

де  $k_{\text{наг}}$  – коефіцієнт нагону ( $k_{\text{наг}} = 6 \cdot 10^{-6} \div 12 \cdot 10^{-6}$ );

$V_{10}$  – швидкість вітру (за завданням  $V_{10} = 16$  м/с);

$D$  – довжина розгону вітрових хвиль ( $D = 5 \cdot B_{\text{в}}$ , де  $B_{\text{в}}$  – ширина водойми, км);

$g$  – прискорення вільного падіння ( $g = 9,8$  м/с<sup>2</sup>);

$H_{\text{д}}$  – середня глибина водойми ( $H_{\text{д}} = H_{\text{ст}} - H_{\text{осн}}$ );

$\beta_{\text{д}}$  – кут між напрямком вітру та перпендикуляром до осі залізничної лінії.

Висота накочування вітрової хвилі визначається за формулою

$$h_{\text{нак}} = \frac{2 \cdot k_{\text{ш}}}{m} \sqrt[3]{\lambda_b \cdot h_b^2} \frac{1 + 2 \cdot \sin \beta}{3}, \quad (1.4)$$

де  $m$  – показник крутості укосу насипу, на який накочується хвиля;

$k_{\text{ш}}$  – коефіцієнт шорсткості та проникності захисного покриття укосу насипу (для покриття із залізобетонних плит  $k_{\text{ш}} = 0.9$ );

$\lambda_b$  – довжина хвилі;

$h_b$  – висота хвилі;

$\beta$  – кут між напрямком вітру та поздовжньою віссю залізничної лінії ( $\beta = 90^\circ - \beta_{\text{Д}}$ ).

## 2 ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ПАРАМЕТРІВ ЗАХИСТУ УКОСУ НАСИПУ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ

Для захисту укосів насипу від розмивання водою в цьому курсовому проекті передбачається їх захист плитним покриттям. Конструкція захисного покриття показана на рисунку 2.1.

Захист складається зі збірних залізобетонних плит розміром  $A \times B = 2,5 \times 3$  м, які укладаються на спеціально підготовлений шар – зворотний фільтр. Для запобігання сповзанню плит покриття по укосах у його основі влаштовується упорна призма.

Товщина плит покриття визначається з умови недопущення їх зсуву та перекидання від впливу хвиль за формулою

$$\delta_{\text{пл}} = 0,07 \cdot k_{\text{зап}} \cdot \eta_{\text{пл}} \cdot h_b \cdot \sqrt[3]{\frac{\lambda_b}{B}} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{пл}} - \gamma_b} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m}, \quad (2.1)$$

де  $k_{\text{зап}}$  – коефіцієнт запасу ( $k_{\text{зап}} = 1,2$ );

$\eta_{\text{пл}}$  – коефіцієнт, що враховує тип плити (для збірних плит  $\eta_{\text{пл}} = 1,1$ );

$h_b$  – висота хвилі (за завданням  $h_b = 0,87$  м);

$\lambda_b$  – довжина хвилі (за завданням  $\lambda_b = 10,43$  м);

$B$  – довжина ребра плити в напрямку, перпендикулярному удару води ( $B = 3$  м);

$\gamma_s, \gamma_{\text{пл}}$  – питома вага води та плити відповідно ( $\gamma_{\text{пл}} = 24$  кН/м<sup>3</sup>);

$m$  – показник крутості укосу насипу.

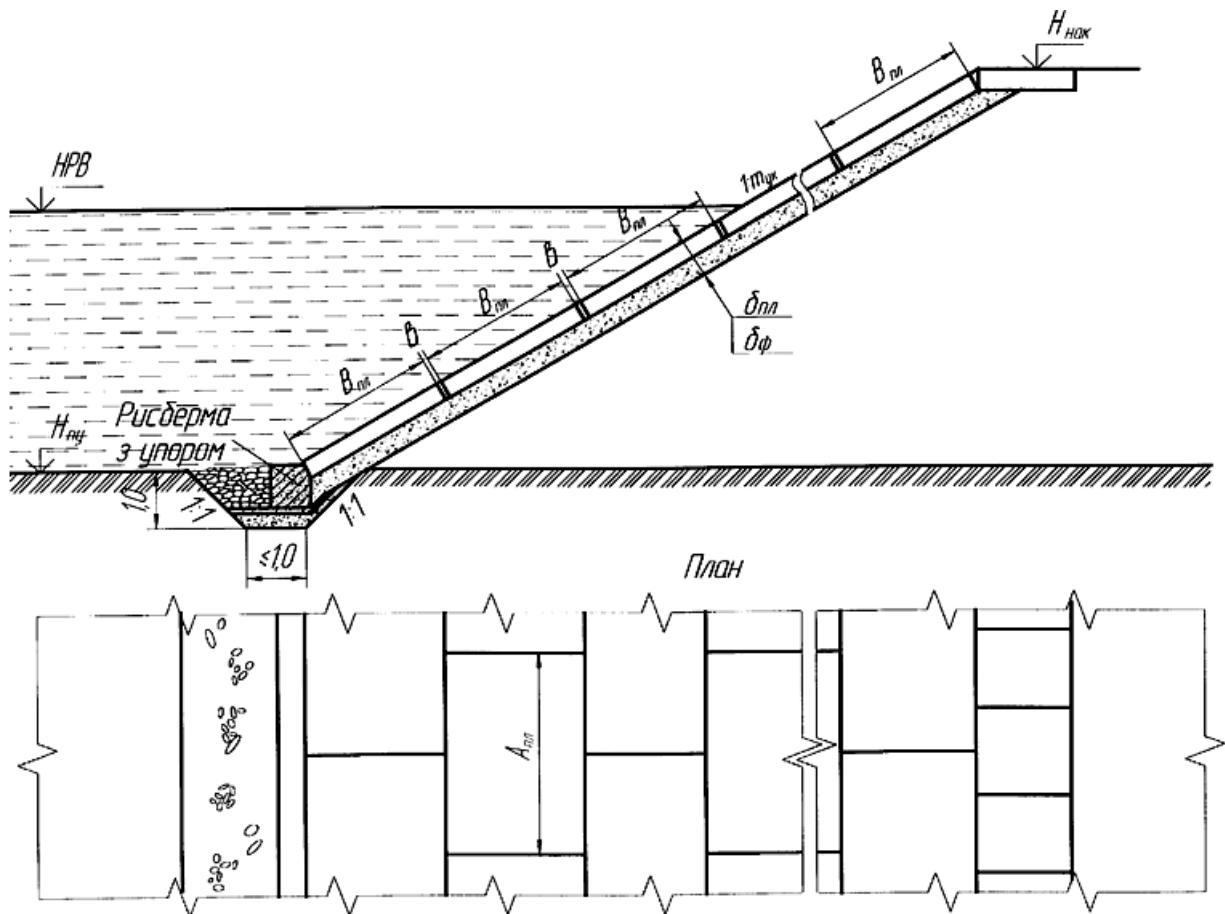


Рисунок 2.1 – Конструкція захисного плитного покриття

Товщина плити, що розраховується за формулою (1.5), не повинна бути меншою  $\delta_{\min} = 0,12$  м, що встановлюється з конструктивних міркувань.

Плити покриття укладаються на спеціальну підготовку – зворотний фільтр, що запобігає виносу часток ґрунту насипу при спаданні води або відкоті хвилі. Зерновий склад матеріалу зворотного фільтра повинен відповідати таким умовам:

$$\begin{aligned}
 d_{50-\phi} &\geq 2 \cdot b, \\
 d_{30-\phi} &\geq \frac{5}{6} d_{50-\phi}, \\
 \eta &= \frac{d_{60-\phi}}{d_{10-\phi}} = 5 \div 6,
 \end{aligned}
 \tag{2.2}$$

де  $b$  – ширина монтажного шва між плитами покриття ( $b = 0,01$  м);

$d_{60-\phi}$ ,  $d_{50-\phi}$ ,  $d_{30-\phi}$ ,  $d_{10-\phi}$  – розмір часток матеріалу фільтра, яких за масою у фільтрі повинно бути відповідно 60, 50, 30 і 10 %;

$\eta$  – коефіцієнт неоднорідності фільтра.

Товщина одношарового зворотного фільтра розраховується за формулою

$$t_{\phi} = 4,75 \cdot d_{50-\phi} \cdot \ln(\phi_0) \cdot \frac{d_{50-\phi}}{d_{50-ep}} = 10,94 \cdot d_{50-\phi} \cdot \ln(\phi_0) \cdot \frac{d_{50-\phi}}{d_{50-ep}}, \quad (2.3)$$

де  $d_{50-гр}$  – розмір часток, м, ґрунту насипу, що у масі ґрунту становить 50 % (у розрахунках приймається  $d_{50-гр} = 0,1 \text{ мм} = 0,001 \text{ м}$ );

$\phi_{об}$  – параметр, що залежить від показника крутості укосу насипу розрахункової висоти хвилі.

Розрахункова товщина одношарового зворотного фільтра повинна задовольняти таку умову

$$0,35 \text{ м} \leq t_{\phi} \leq 0,7 \text{ м}. \quad (2.4)$$

## **3 ВИЗНАЧЕННЯ НЕОБХІДНОЇ ЩІЛЬНОСТІ ҐРУНТУ ТІЛА НАСИПУ**

### **3.1 Загальні відомості про розрахунок щільності ґрунту**

При будівництві ґрунт насипу повинен ущільнюватися до такого стану, щоб під дією власної ваги, ваги ВБК і поїзних навантажень у тілі насипу не виникали залишкові деформації (осідання), а ґрунт працював лише в пружній стадії. Тому при будівництві насипу насамперед повинна бути визначена і задана будівельникам необхідна щільність ґрунту, методика визначення якої й описана нижче.

Щільність  $\rho$  – це відношення маси ґрунту, ураховуючи масу води у його порах, до об'єму ґрунту, з урахуванням об'єму пор. Але на практиці зручніше користуватися об'ємною вагою ґрунту  $\gamma$ , яка пов'язана зі щільністю такою залежністю:

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (3.1)$$

де  $g$  – прискорення вільного падіння.

Таким чином, задача розрахунку щільності полягає в тому, щоб визначити необхідну об'ємну вагу ґрунту, при якій у тілі насипу будуть виникати майже пружні деформації.

Необхідна об'ємна вага ґрунту визначається за відомою формулою механіки ґрунтів:

$$\gamma = \gamma_d \cdot (1 + W), \quad (3.2)$$

де  $\gamma_d$  – об'ємна вага сухого ґрунту;

$W$  – природна вологість ґрунту, частка.

Значення  $\gamma_d$  знаходиться за формулою

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}, \quad (3.3)$$

де  $\gamma_s$  – питома вага твердих часточок ґрунту (питома вага скелета ґрунту);

$e$  – коефіцієнт пористості ґрунту.

Таким чином, для визначення необхідної щільності ґрунту необхідно знати відповідний коефіцієнт пористості, який у свою чергу залежить від діючих у ґрунті напружень.

Сумарні напруження, які виникають у будь-якій точці тіла земляного полотна, визначаються як сума напружень від дії всіх прикладених навантажень, тобто:

$$\sigma_c = \sigma_n + \sigma_{вбк} + \sigma_\gamma, \quad (3.4)$$

де  $\sigma_n$  – напруження від поїзних (тимчасових) навантажень;

$\sigma_{вбк}$  – напруження від ваги ВБК;

$\sigma_\gamma$  – напруження від власної ваги ґрунту над розрахунковою точкою.

Напруження в будь-якій точці земляного полотна можна визначити за формулами теорії пружності, розглядаючи земляне полотно як пружний напівпростір, а прикладені до нього зовнішні навантаження у вигляді розподілених смугових навантажень прямокутної або трикутної форми.

Напруження від прикладених до основної площадки земляного полотна смугових розподілених навантажень  $p_o$  і  $p_{вбк}$  прямокутної форми (рисунок 3.1, а) визначаються за формулою

$$\sigma = -\frac{p}{\pi} \left[ \beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right]. \quad (3.5)$$

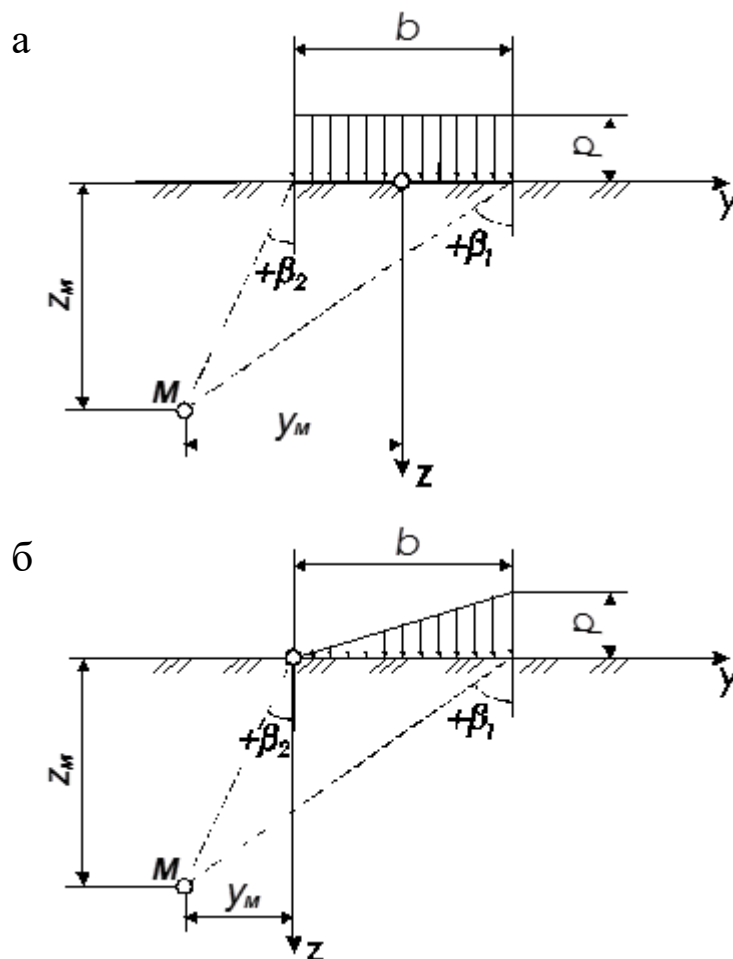


Рисунок 3.1 – Схема для визначення напружень від прикладених до пружного напівпростору навантажень прямокутної та трикутної форм

У випадку, коли необхідно визначити напруження від прикладених до земляного полотна смугових навантажень трикутної форми (рисунок 3.1, б), користуються формулою

$$\sigma = -\frac{p}{b \cdot \pi} \left[ z_M (\sin^2 \beta_1 - \sin^2 \beta_2) - y_M \left( \beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right) \right]. \quad (3.5^*)$$

Знак «мінус» указує, що напруження стискальне та в розрахунках не враховується. Кути  $\beta$  залежать від координат точки, у якій визначаються напруження, і вважаються додатними, якщо відраховуються від вертикалі за годинниковою стрілкою.

Для полегшення розрахунків з різними можливими варіантами розміщення точок у земляному полотні (рисунок 3.2) і формами навантажень (прямокутною та трикутною) складені спеціальні таблиці (таблиці 3.1, 3.2), за допомогою яких напруження можна визначити за більш простими формулами виду

$$\sigma = -p \cdot I_p, \quad (3.6)$$

де  $I_p$  – коефіцієнт розсіювання напружень, який приймається з відповідних таблиць (таблиці 3.1, 3.2) залежно від  $\frac{y}{b}$  і  $\frac{z}{b}$ , тобто

$$I_p = f\left(\frac{y}{b}; \frac{z}{b}\right). \quad (3.7)$$

$$y_M = 0; \quad I_n = f\left(\frac{0}{b_o}; \frac{z_M}{b_o}\right);$$

$$y_M = 0; \quad I_{\text{вбк}} = f\left(\frac{0}{b_{\text{вбк}}}; \frac{z_M}{b_{\text{вбк}}}\right);$$

$$y_M^I = 0; \quad I_n^I = f\left(\frac{0}{b_o}; \frac{z_M}{b_o}\right);$$

$$y_M^II = B_M; \quad I_n^{II} = f\left(\frac{y_M}{b_o}; \frac{z_M}{b_o}\right);$$

$$y_M = \frac{B_M}{2}; \quad I_{\text{вбк}} = f\left(\frac{y_M}{b_{\text{вбк}}}; \frac{z_M}{b_{\text{вбк}}}\right)$$



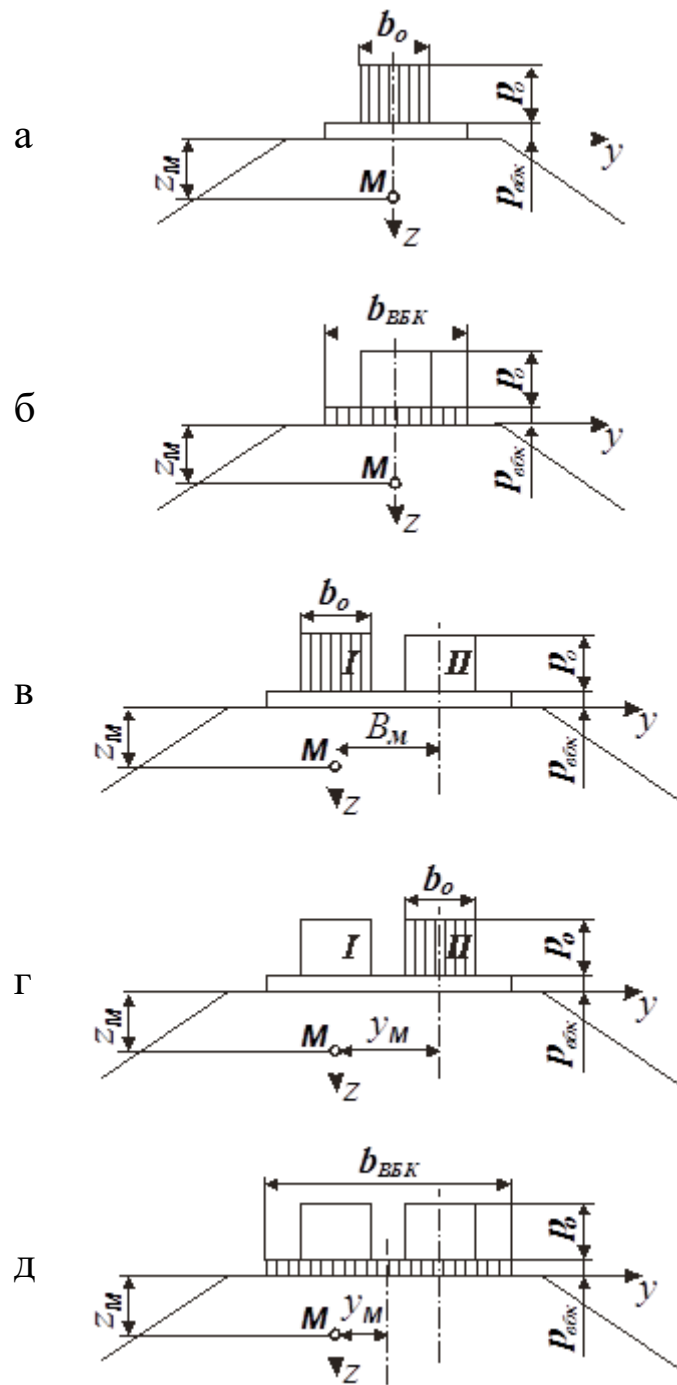


Рисунок 3.2 – Схеми для визначення напружень у земляному полотні від ваги ВБК і від поїзних навантажень за табличними значеннями питомих напружень  $I_i$

Таблиця 3.1 – Значення  $I_i = f(z_i/b_i; y_i/b_i)$  для прямокутного смугового навантаження

$z_i/b_i$	Значення $I_i$ , при $y_i/b_i$ , рівному											
	0,00	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,00	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
0,10	0,998	0,996	0,996	0,996	0,989	0,961	0,499	0,010	0,003	0,000	0,000	0,000
0,15	0,993	0,993	0,987	0,981	0,966	0,910	0,498	0,030	0,005	0,001	0,000	0,000
0,25	0,960	0,960	0,954	0,942	0,907	0,808	0,496	0,090	0,019	0,002	0,001	0,000
0,35	0,906	0,901	0,900	0,887	0,830	0,732	0,489	0,148	0,042	0,005	0,004	0,001
0,50	0,822	0,820	0,815	0,807	0,728	0,651	0,479	0,218	0,084	0,017	0,005	0,003
0,75	0,670	0,666	0,661	0,647	0,607	0,532	0,449	0,262	0,145	0,050	0,015	0,007
1,00	0,540	0,540	0,543	0,535	0,531	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029	0,018
1,50	0,397	0,395	0,395	0,389	0,379	0,354	0,334	0,273	0,211	0,114	0,059	0,032
2,00	0,306	0,305	0,304	0,303	0,242	0,291	0,275	0,243	0,205	0,134	0,083	0,051
2,50	0,242	0,242	0,242	0,241	0,239	0,237	0,231	0,215	0,188	0,140	0,094	0,065
3,00	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210	0,200	0,200	0,200	0,170	0,130	0,100	0,075
4,00	0,160	0,160	0,160	0,160	0,160	0,150	0,150	0,150	0,140	0,120	0,102	0,083
5,00	0,130	0,130	0,130	0,130	0,130	0,120	0,120	0,120	0,117	0,107	0,095	0,082
6,00	0,106	0,106	0,106	0,105	0,105	0,105	0,104	0,102	0,100	0,094	0,086	0,077
7,00	0,091	0,091	0,091	0,091	0,090	0,090	0,090	0,089	0,087	0,083	0,078	0,071

Таблиця 3.2 – Значення  $I_i = f(z_i/b_i; y_i/b_i)$  для трикутного смугового навантаження

$z_i/b_i$	Значення $I_i$ , при $y_i/b_i$ , рівному											
	-1,5	-1,0	-0,5	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000	0,000	
0,25	0,000	0,001	0,004	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	0,000	
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003	
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009	
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013	
1,50	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041	
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050	
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050	
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,047	
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,069	0,065	0,061	0,051	0,049	
6,00	0,041	0,046	0,050	0,510	0,052	0,053	0,053	0,053	0,053	0,048	0,045	

Напруження від ваги ґрунту, який лежить над розрахунковою точкою, визначаються за формулою

$$\sigma_{\gamma} = \gamma \cdot h, \quad (3.8)$$

де  $\gamma$  – середня об'ємна вага ґрунту, який лежить над розрахунковою точкою;

$h$  – товщина шару ґрунту.

Якщо насип відсипано шарами ґрунту, які мають різні характеристики, і над розрахунковою точкою розміщується кілька таких шарів, то

$$\sigma_{\gamma} = \sum h_i \cdot \gamma_i, \quad (3.9)$$

де  $h_i$ ,  $\gamma_i$  – відповідно товщина та об'ємна вага кожного шару ґрунту.

У практичних розрахунках необхідної щільності ґрунту виникає необхідність визначати напруження від ваги шарів ґрунту, розміщених над розрахунковою точкою. Якщо відомо наближене значення об'ємної ваги ґрунту в заданій точці  $\gamma'_{розр-i}$  та значення об'ємної ваги ґрунту в попередній точці (розміщеній на початку  $i$ -го розрахункового шару ґрунту)  $\gamma_{розр-(i-1)}$ , то формулу (3.9) можна подати в такому вигляді:

$$\sigma_{\gamma-i} = \sigma_{\gamma-(i-1)} + \frac{\gamma_{розр-(i-1)} + \gamma'_{розр-i}}{2} \cdot h_i, \quad (3.10)$$

де  $\sigma_{\gamma-(i-1)}$  – напруження від ваги шарів, які лежать над попередньою ( $i-1$ ) точкою;

$\frac{\gamma_{розр-(i-1)} + \gamma'_{розр-i}}{2} \cdot h_i$  – напруження від ваги розрахункового шару ґрунту товщиною  $h_i$ .

Оскільки для визначення напружень від власної ваги ґрунту насипу потрібно знати об'ємну вагу ґрунту, яка ще не визначена, то розрахунок ведеться методом послідовних наближень.

### 3.2 Послідовність розрахунку необхідної щільності ґрунтів у тілі насипу

Розрахунковий переріз установлюється по осі насипу для одноколіїної ділянки і по осі однієї з колій для двоколіїної ділянки. Товща насипу розбивається на ряд шарів товщиною  $4\div 6$  м. У розрахунковому перерізі на границях шарів призначаються точки, починаючи від основної площадки (точка 0 на рисунку 3.3) і закінчуючи основою насипу (точка 3 на рисунку 3.3).

У розрахунках ураховується, що навантаження розподіляються на 1 пог. м колії, тому величини  $p_o$  і  $p_{обк}$  мають розмірність кілоньютон на погонний метр ( $кН/м^2$ ).

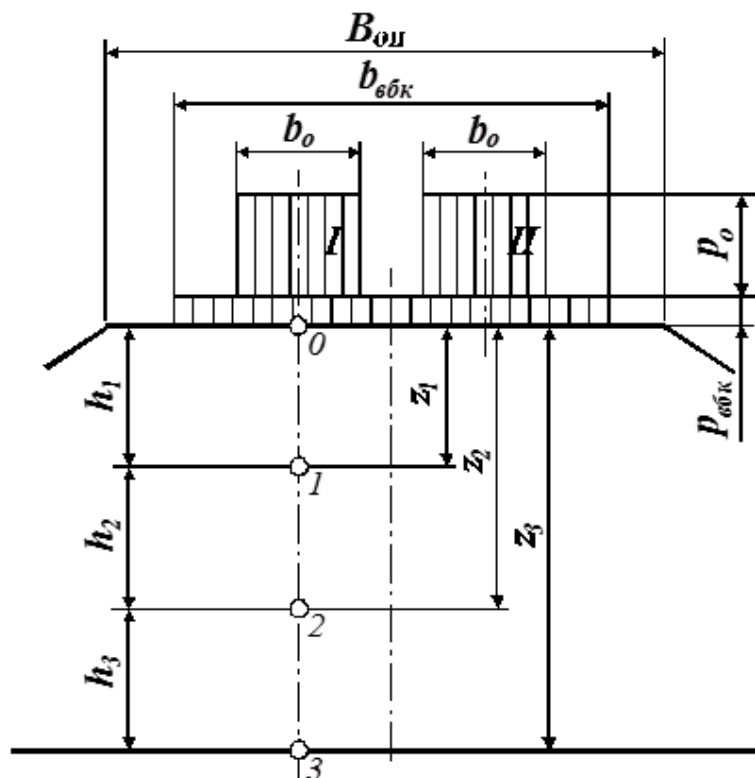


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема для визначення необхідної щільності ґрунту насипу

До основної площадки насипу прикладаються навантаження від ваги ВБК і поїзної дії. У практичних інженерних розрахунках насипів прийнято моделювати вказані навантаження у вигляді фіктивних стовпчиків ґрунту, зображених у площині креслення як два смугових рівномірно розподілених навантаження різної інтенсивності, які діють на площину шпали  $b_o$  – для поїзного навантаження  $p_o$ , і на приведеній ширині ВБК  $b_{вбк}$  – для навантаження від ваги ВБК  $p_{вбк}$ . (Слід ураховувати, що навантаження  $p_{вбк}$ , крім ваги баласту і рейко-шпальної решітки, включає також вагу ґрунту зливної призми).

Значення інтенсивності навантаження від ваги ВБК  $p_{вбк}$  і ширина його прикладання  $b_{вбк}$  наведені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – Значення інтенсивності навантаження від ваги ВБК

Показник	Один. вимір.	Кільк. колій	Вид підрейкової основи	Значення показників для типів рейок		
				P75	P65	P50
Інтенсивність навантаження від ваги ВБК $p_{вбк}$	$кН/м^2$	1	Дер. шпали	14,9	14,1	14,0
			З.-б. шпали	15,9	15,1	15,1
			З.-б. плити	21,0	21,0	21,0
		2	Дер. шпали	16,1	15,4	14,3
			З.-б. шпали	17,1	16,4	15,8
			З.-б. плити	21,0	21,0	20,8
Середня ширина баластової призми $b_{вбк}$	м	1	Дер. шпали	5,0	4,7	4,4
			З.-б. шпали	5,0	4,7	4,4
			З.-б. плити	4,3	4,3	4,3
		2	Дер. шпали	9,1	8,8	8,5
			З.-б. шпали	9,1	8,8	8,5
			З.-б. плити	8,4	8,4	8,4

Інтенсивність поїзного навантаження  $p_o$  приймається із завдання на проектування, а ширина цього навантаження  $b_o$  приймається рівною довжині шпали (довжина дерев'яної шпали – 2,75 м; залізобетонної – 2,7 м; залізобетонної плити – 2,6 м).

Далі для кожної з призначених точок, починаючи з точки 0 (на основній площадці земляного полотна), виконується розрахунок необхідної щільності ґрунту з використанням

методики, викладеної в попередньому параграфі. Алгоритм розрахунків наведено нижче.

Розрахунок для точки 0 (для одноколіїної та двоколіїної ділянки розрахункові формули ідентичні).

1 Визначаються тимчасові напруження від поїзних навантажень у точці 0:

$$\sigma_{n-0} = p_o.$$

2 Визначаються напруження від ваги ВБК:

$$\sigma_{вбк-i} = p_{вбк}.$$

3 Визначаються напруження від власної ваги шарів ґрунту насипу, які лежать над точкою 0, за формулою (3.8). Але у зв'язку з тим, що над точкою 0 ґрунту немає, тобто  $h=0$ , напруження будуть рівні нулю:

$$\sigma_{\gamma-0} = 0.$$

4 Знаходяться сумарні напруження від усіх діючих навантажень за формулою (3.4):

$$\sigma_{c-0} = \sigma_{n-0} + \sigma_{вбк-0} + \sigma_{\gamma-0}.$$

При цьому постійні напруження виникають від ваги верхньої будови та ваги ґрунту насипу їх прийнято позначати

$$\sigma_{a-0} = \sigma_{вбк-0} + \sigma_{\gamma-0}.$$

5 Знаючи постійні та сумарні напруження і використовуючи компресійну криву, можна визначити розрахунковий коефіцієнт пористості:

$$e_{розр-0} = e_{an-0} - K_e \cdot (\Delta e_{a-0} - \Delta e_{c-0}); \quad (3.11)$$

тут

$$\left. \begin{aligned} \Delta e_{a-0} &= e_{an-0} - e_{ак-0} \\ \Delta e_{c-0} &= e_{cn-0} - e_{ск-0} \end{aligned} \right\}, \quad (3.11^*)$$

де  $e_{ап-і}$  і  $e_{сп-і}$  – початкові коефіцієнти пористості відповідно для постійних і сумарних напружень, які визначаються по гілці завантаження компресійної кривої (рисунок 3.4);

$e_{ак-і}$  і  $e_{ск-і}$  – кінцеві коефіцієнти пористості відповідно для постійних і сумарних напружень, які визначаються по гілці розвантаження компресійної кривої (рисунок 3.4);

$K_e$  – коефіцієнт багаторазовості, часу і способу прикладання навантаження, величина якого залежить від виду ґрунтів і глибини точки;  $K_e=1,67 \div 1,11$ ; більші значення приймаються для важких суглинків, менші для супісків. Окрім того величина коефіцієнта зменшується з глибиною. Так, на глибині 4÷6 м  $K_e$  зменшується приблизно на 15 %, а на глибині 8 м і більше зменшується приблизно на 25 %, тому в розрахунках можна, наприклад, прийняти: для точки 0 –  $K_e=1,67$ ; для точки 1 –  $K_e=1,67 \cdot 0,85=1,42$ ; для точок, розміщених глибше (2, 3, 4, ..., n) –  $K_e=1,67 \cdot 0,75=1,25$ .

6 За знайденою величиною коефіцієнта пористості ґрунту  $e_{розр-0}$  визначається об'ємна вага сухого ґрунту в точці 0:

$$\gamma_{d-0} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{розр-0}}, \quad (3.12)$$

де  $\gamma_s$  – питома вага твердих часточок ґрунту (питома вага скелета ґрунту, задається у вихідних даних).

7 І на закінчення розрахунків для точки 0 визначається шукана розрахункова величина об'ємної ваги ґрунту в цій точці з урахуванням його вологості  $W_z^{нас}$  (підставляється у формулу в частках):

$$\gamma_{розр-0} = \gamma_{d-0} \cdot (1 + W_z^{нас}). \quad (3.13)$$

Після цього переходять до розрахунку в наступній точці 1.

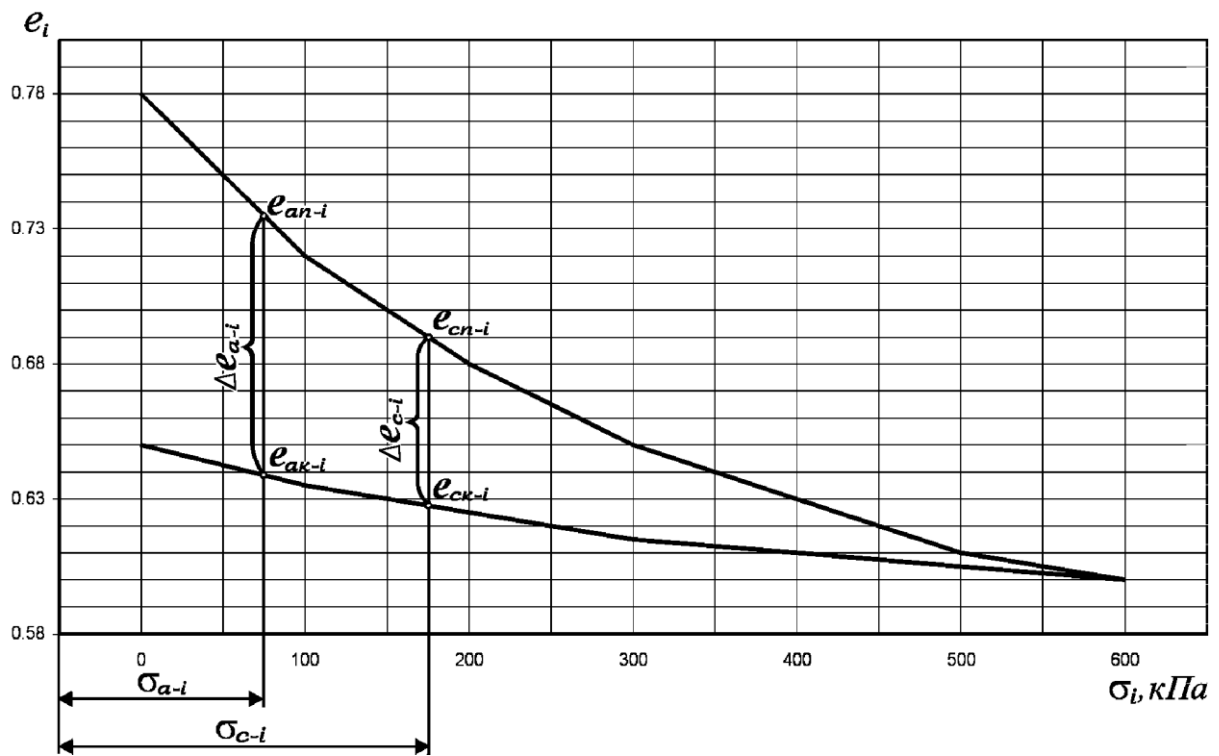


Рисунок 3.4 – Компресійна крива ґрунту насипу

Точка 1 міститься на відстані  $Z_1=4\div 6$  м від точки 0, розміщеної на основній площадці земляного полотна.

Розрахунки для точки 1 та наступних після неї виконуються за дещо відмінною методикою, ніж для точки 0, тому що на відміну від неї всі інші розрахункові точки розміщені в ґрунті насипу і для розрахунку за формулою (3.8)  $\sigma_\gamma$  необхідно знати об'ємну вагу ґрунту  $\gamma$ , а вона невідома.

1 Тимчасові напруження в точці 1 визначаються таким чином.

Для одноколіїної ділянки

$$\sigma_{n-1} = p_o \cdot I_{n-1}, \quad (3.14)$$

де  $I_{n-1} = f\left(\frac{y_1}{b_o}; \frac{z_1}{b_o}\right)$  – частка напружень, які передаються на точку 1 від дії навантаження  $p_o$ ;



$y_1, z_1$  – координати точки 1 відносно системи координат, горизонтальна вісь якої проходить по основній площадці, а вертикальна – по осі колії, тобто  $z_1 = h_1; y_1 = 0$ .

Для двоколійної ділянки вертикальна вісь координат призначається через вісь однієї з колій, а напруження від тимчасового навантаження визначається як сума напружень від двох колій:

$$\sigma_{n-1} = \sigma_{n-1}^I + \sigma_{n-1}^{II}, \quad (3.15)$$

де  $\sigma_{n-1}^I$  і  $\sigma_{n-1}^{II}$  – напруження, що виникають в  $i$ -й точці від дії рухомого складу, який знаходиться на I та II коліях;

$$\sigma_{n-1}^I = p_o \cdot I_{n-1}^I, \quad (3.16)$$

$$\sigma_{n-1}^{II} = p_o \cdot I_{n-1}^{II}, \quad (3.17)$$

де  $I_{n-1}^I = f\left(\frac{y_1^I}{b_o}; \frac{z_1}{b_o}\right)$ ,  $I_{n-1}^{II} = f\left(\frac{y_1^{II}}{b_o}; \frac{z_1}{b_o}\right)$  – частки поїзних навантажень, що передаються в  $i$ -ту точку відповідно від I та II колій. У цьому випадку координати точки 1 відносно початку координат  $z_1 = h_1$ ,  $y_1 = 0$  (для I колії) та  $y_1 = B_M = 4,1$  м (для II колії).

## 2 Напруження від ваги ВБК:

$$\sigma_{вбк-1} = p_{вбк} \cdot I_{вбк-1}, \quad (3.18)$$

де  $I_{вбк-1} = f\left(\frac{y_1}{b_{вбк}}; \frac{z_1}{b_{вбк}}\right)$  – частка навантаження від ваги ВБК, що передається в  $i$ -ту точку (див. рисунок 3.2, б, д). При цьому координати точки будуть такі:

для одноколійної ділянки  $z_1 = h_1, y_1 = 0$ ;

для двоколійної ділянки  $z_1 = h_1, y_1 = B_M/2 = 4,1/2 = 2,05$  м.

3 Для можливості подальшого визначення необхідної щільності ґрунту в точці 1 приймемо наближене значення об'ємної ваги ґрунту  $\gamma'_i$ , яке не повинне суттєво відрізнитися від величини об'ємної ваги ґрунту в точці 0. Зазвичай приймають різницю  $\Delta\gamma \approx 0,2 \text{ кН/м}^3$  при товщині розрахункових шарів 4÷6 м, тобто

$$\gamma'_{розр-1} \approx \gamma_{розр-0} + 0,2 \quad . \quad (3.19)$$

4 Тоді напруження від власної ваги ґрунту можна визначити за формулою (3.10)

$$\sigma_{\gamma-1} = \frac{\gamma_{розр-0} + \gamma'_{розр-1}}{2} \cdot h_1 ,$$

де  $\frac{\gamma_{розр-0} + \gamma'_{розр-1}}{2}$  – середня об'ємна вага ґрунту для шару ґрунту між точками 0 та 1;

$h_1$  – товщина розрахункового шару ґрунту.

5 Сумарне напруження в точці 1 буде

$$\sigma_{с-1} = \sigma_{а-1} + \sigma_{n-1} , \quad (3.20)$$

де

$$\sigma_{а-1} = \sigma_{вбк-1} + \sigma_{\gamma-1} .$$

6 Розрахункове (необхідне) значення коефіцієнта пористості для точки 1 визначається за формулою

$$e_{розр-1} = e_{ан-1} - K_e \cdot (\Delta e_{а-1} - \Delta e_{с-1}) , \quad (3.21)$$

де

$$\left. \begin{aligned} \Delta e_{а-1} &= e_{ан-1} - e_{ак-1} \\ \Delta e_{с-1} &= e_{сн-1} - e_{ск-1} \end{aligned} \right\}$$

(позначення і методика визначення величин, які входять до наведених формул, аналогічні розрахункам для точки 0).

7 За визначеним (у першому наближенні) значенням коефіцієнта пористості ґрунту  $e_{розр-1}$  знаходиться об'ємна вага сухого ґрунту в точці 1

$$\gamma_{d-1} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{розр-1}}. \quad (3.22)$$

8 Шукане значення об'ємної ваги ґрунту в точці 1 (у першому наближенні) при відомій природній вологості

$$\gamma_{розр-1} = \gamma_{d-1} \cdot (1 + W_z^{нас}). \quad (3.23)$$

9 Далі треба порівняти значення  $\gamma_{розр-1}$  та прийняте в першому наближенні для розрахунку значення  $\gamma'_{розр-1}$ :

$$\Delta\gamma = \left| \gamma'_{розр-1} - \gamma_{розр-1} \right| < [\Delta\gamma]_{дон} = 0,1. \quad (3.24)$$

Якщо вказана умова виконується, то питома вага ґрунту підібрана правильно. Якщо ж умова не виконується, то за наступне наближення приймається отриманий результат ( $\gamma'_{розр-1} = \gamma_{розр-1}$ ) і розрахунок повторюється знову доти, доки умова (3.24) не справдиться.

Далі переходять до розрахунку точки 2 і виконують його в тій самій послідовності, що й для точки 1. Так само ведуть розрахунок до кінцевої точки в основі насипу.

## 4 РОЗРАХУНОК СТІЙКОСТІ УКОСІВ ЗАПЛАВНОГО НАСИПУ

Однією з найголовніших вимог при проектуванні земляного полотна залізниць є забезпечення стійкості укосів насипів та виїмок.

Стійкість укосів земляного полотна прийнято оцінювати коефіцієнтом стійкості, який визначається як відношення моментів сил, що утримують укіс від зміщення, до моментів сил, які зсувають укіс:

$$K_{cm} = \frac{M_{ymp}}{M_{zc}}, \quad (4.1)$$

де  $M_{ymp}$  і  $M_{zc}$  – відповідно моменти сил, що утримують і зсувають, які беруться відносно центра кривої сповзання.

Великою кількістю досліджень укосів, що сповзають, встановлено, що зсув земляної маси у зв'язних ґрунтах відбувається по криволінійній поверхні, близькій до чашкоподібної чи циліндричної. Для сипких ґрунтів поверхня сповзання близька до площини. Тому при розрахунках стійкості укосів насипів, які споруджуються зі зв'язних ґрунтів (до яких належать суглинки, супіски та глинисті ґрунти) як крива сповзання для розрахунку приймається криволінійна циліндрична поверхня.

Очевидно, що для стійких укосів повинно бути  $K_{ct} > 1$ , при  $K_{ct} = 1$  ґрунти перебувають в критичному стані, при  $K_{ct} < 1$  буде неминуче сповзання масиву ґрунту. Прийнято проектувати поперечні профілі укосів з урахуванням необхідного запасу, обумовленого недосконалістю розрахункових схем, неточністю визначення розрахункових параметрів ґрунту та ін. На вітчизняних залізницях прийнято проектувати укоси насипів та виїмок з коефіцієнтом запасу  $K_{ct} \geq 1,2$ , при використанні для розрахунків табличних значень характеристик ґрунтів, взятих з довідників (при визначенні реальних характеристик ґрунтів спеціальними дослідженнями дозволяється приймати  $K_{ct} \geq 1,1$ ).

Таким чином, при проектуванні укосів насипу початковою вимогою є забезпечення їх необхідної стійкості по всій висоті із заданим коефіцієнтом запасу  $K_{зад}$ , тобто проектування рівностійких укосів. Урахування вимог економічності при зведенні насипу потребує виконання мінімуму земляних робіт, тобто ставить завдання проектування насипу з достатньою стійкістю, але без надлишкових запасів.

Практичні інженерні розрахунки стійкості можуть виконуватися аналітичними або графоаналітичними методами. Більш широкого практичного використання набув графоаналітичний метод кругло-циліндричних поверхонь ковзання (метод відсіків), який і розглядається нижче.

#### **4.1 Проектування рівностійкого поперечного профілю високого заплавного насипу**

Мета розрахунку полягає в тому, щоб запроектувати економічний за об'ємами земляних робіт поперечний профіль заплавного насипу із забезпеченням рівностійкості укосів при заданому коефіцієнті стійкості  $K_{зад} \geq 1,2$ .

До розрахунку приймається ділянка насипу найбільшої висоти, розміщена в заплаві ріки біля мостового переходу, яка підтоплюється паводковими водами. Для підвищення стабільності насипу передбачається улаштування незатоплюваної берми, відмітка висоти якої приймається на рівні висоти накочування хвилі на укіс.

Проектування і розрахунок виконуються з використанням графоаналітичного методу кругло-циліндричних поверхонь ковзання (або метод відсіків), який дає змогу проектувати укоси насипу із заданим коефіцієнтом стійкості. При цьому знаходиться найбільш імовірне «найгірше», тобто критичне, положення кривої сповзання, якому відповідає мінімальне значення коефіцієнта стійкості.

При проектуванні передбачаються такі вихідні положення:

а) об'єкт земляного полотна складений з однорідних зв'язних ґрунтів;

б) зсув ґрунтового масиву проходить по криволінійній (кругло-циліндричній) поверхні ковзання;

в) масив, що сповзає, розглядається як єдиний блок, умовно розділений на відсіки;

г) розрахунок ведеться на 1 пог. м довжини земляного полотна.

## 4.2 Визначення розмірів еквівалентних стовпчиків ґрунту

Для спрощення розрахунку стійкості укосів навантаження від ваги ВБК і дії рухомого складу замінюють еквівалентними (фіктивними) стовпчиками ґрунту (рисунок 4.1, а, б).

Знаючи інтенсивність навантаження  $p_i$  та питому вагу ґрунту насипу  $\gamma_{сер} = \gamma^I$ , можна подати висоту кожного еквівалентного стовпчика як відношення інтенсивності цього навантаження до питомої ваги ґрунту, тобто

$$h_o = \frac{p_o}{\gamma^I}; \quad (4.2)$$

$$h_{ВБК} = \frac{p_{ВБК}}{\gamma^I}. \quad (4.3)$$

Але без суттєвих похибок можна одним еквівалентним стовпчиком замінити навантаження від ваги ВБК та дії рухомого складу (рисунок 4.1, в, г, д), тоді висота еквівалентного стовпчика буде дорівнювати:

$$h_e = \frac{p_o + p_{ВБК} \cdot \frac{b_{ВБК}}{b_o}}{\gamma^I}, \quad (4.4)$$

де  $p_{ВБК}$  і  $p_o$  – відповідно інтенсивність розподілених навантажень від ваги ВБК і дії рухомого складу;

$b_{ВБК}$  і  $b_o$  – відповідно ширина розподіленого навантаження від  $p_{ВБК}$  і  $p_o$  (для двоколіїної ділянки у формулі (4.3) слід приймати

$$b_{ВБК} = b_{ВБК}^{1-кол} = \frac{b_{ВБК}^{2-кол}}{2});$$

$\gamma^I$  – середня питома вага ґрунту насипу (у зоні сухого ґрунту).

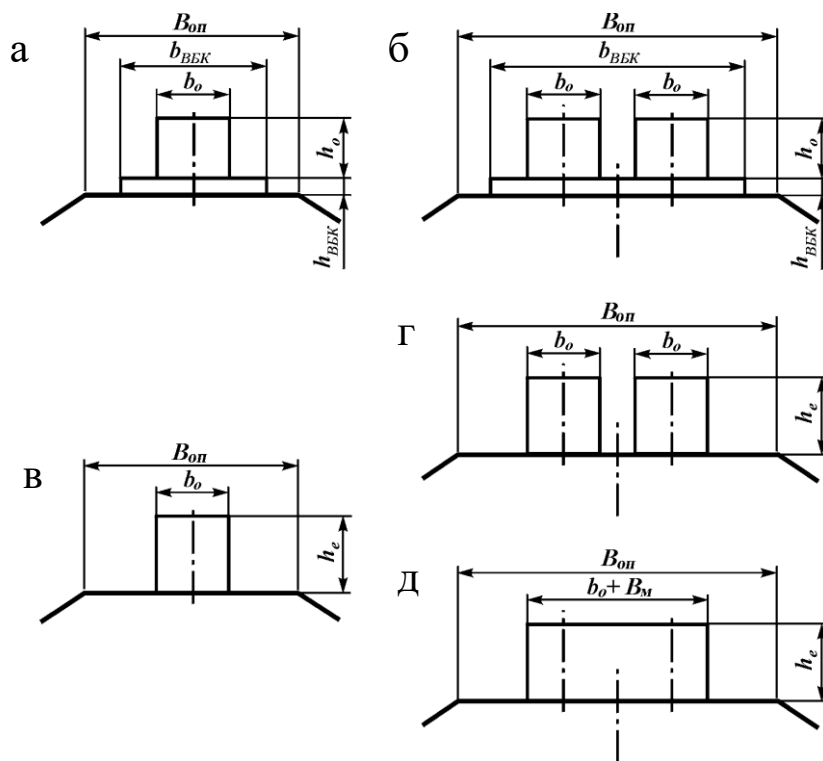


Рисунок 4.1 – Схеми заміни навантажень  $p_{BBK}$  і  $p_o$  еквівалентними стовпчиками ґрунту

У курсовому проекті рекомендується використовувати еквівалентні навантаження, наведені на рисунку 4.1, в, д, і визначати висоту еквівалентного стовпчика за формулою (4.4). У цьому випадку ширина еквівалентного стовпчика для одноколійної ділянки приймається рівною  $b_o$  (довжині шпали) (рисунок 4.1, в), а для двоколійної ділянки рівною  $b_o + B_m$  (рисунок 4.1, д), де  $B_m$  – ширина міжколійя.

### 4.3 Визначення розрахункових характеристик ґрунтів насипу та основи, необхідних для проектування стійких укосів

Як показує досвід проектування та експлуатації, підтоплення може дуже відчутно впливати на стабільність насипу і в певних випадках знижувати стійкість на більш як 50 %.

Тому для розрахунків стійкості приймається критична схема дії паводкової води на насип, запропонована проф. К. С. Ордуянцем. Вважається, що в паводок насип по всьому поперечному перерізі зволожується до найвищого рівня води (НРВ). Далі вважається,

що вода, після досягнення максимального рівня, миттєво спала. Тоді рівень води в поперечному перерізі насипу утворює криву депресії, яку заміняють двома похилими лініями, проведеними від осі насипу до укосів із середнім ухилом кривої депресії  $I_0$ .

Таким чином, у поперечному перерізі насипу можна виділити чотири зони (рисунок 4.2), у яких ґрунт буде мати різні характеристики: *I* – зона сухого незатопленого ґрунту; *II* – зона ґрунту, зволоженого за рахунок капілярного підймання води; *III* – зона повністю водонасиченого ґрунту насипу; *IV* – зона водонасиченого ґрунту основи.

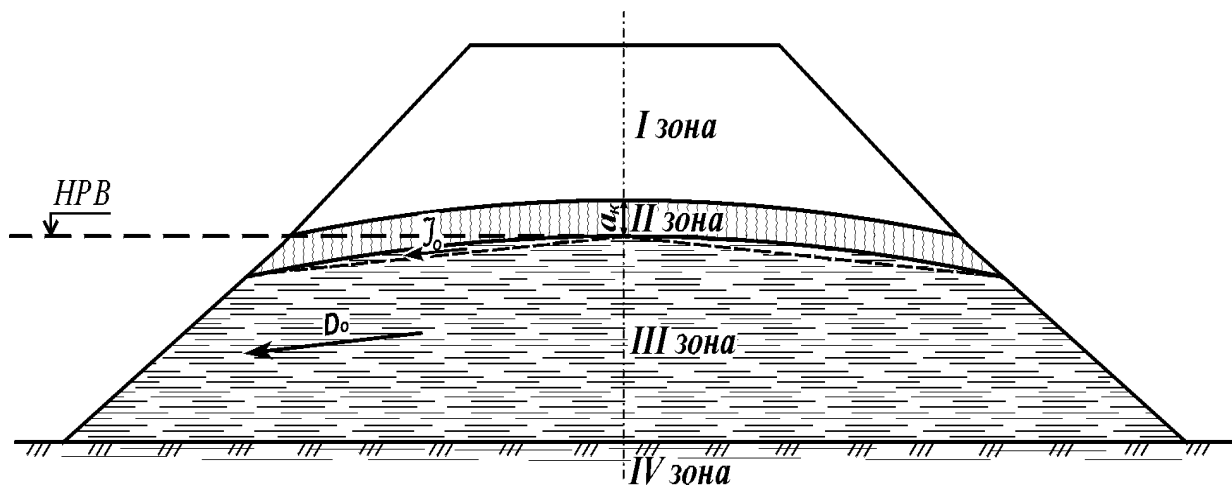


Рисунок 4.2 – Схема впливу паводкової води на насип

Для розрахунку стійкості укосів необхідно знати характеристики ґрунтів у кожній з указаних зон. З метою спрощення розрахунків приймають середні за товщиною насипу значення деяких розрахункових характеристик ґрунтів. Так, величину об'ємної ваги ґрунту  $\gamma^I$  та коефіцієнта пористості  $e_2$  в *I* зоні приймають середніми з розрахунку необхідної щільності ґрунту.

У *II* зоні за рахунок капілярної води питома вага ґрунту буде дорівнювати

$$\gamma^{II} = \frac{\gamma_s + \gamma_w \cdot e_2}{1 + e_2}, \quad (4.5)$$

де  $\gamma_w$  – питома вага води ( $\gamma_w = 9,81 \text{ кН/м}^3$ );

$e_2$  – розрахунковий коефіцієнт пористості.



У III зоні за рахунок зважування ґрунту гравітаційними водами питома вага визначиться як

$$\gamma^{III} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_z}. \quad (4.6)$$

В IV зоні на ґрунт основи також діє зважувальна сила, тобто

$$\gamma^{IV} = \frac{\gamma_s^{осн} - \gamma_w}{1 + e_z^{осн}}, \quad (4.7)$$

де  $\gamma_s^{осн}$  – питома вага часточок ґрунту основи;

$e_z^{осн}$  – коефіцієнт пористості ґрунту основи.

Як видно з формули (4.7) для визначення об'ємної ваги ґрунту в IV зоні необхідно знати коефіцієнт пористості ґрунту основи. Указаний коефіцієнт пористості може бути визначений через величину питомої ваги сухого ґрунту основи  $\gamma_d^{осн}$ , якщо в завданні задається об'ємна вага ґрунту основи до підтоплення  $\gamma^{осн}$  (випадок 1), або розрахований за величиною діючих вертикальних напружень в основі насипу з використанням компресійної кривої ґрунту основи (випадок 2).

У випадку 1 необхідні характеристики ґрунту основи насипу визначають за формулами:

$$\gamma_d^{осн} = \frac{\gamma^{осн}}{1 + W^{осн}}; \quad (4.8)$$

$$e^{осн} = \frac{\gamma_s^{осн} - \gamma_d^{осн}}{\gamma_d^{осн}}; \quad (4.9)$$

де  $W^{осн}$  – природна вологість ґрунту основи насипу.

У випадку 2 необхідні розрахункові характеристики визначають аналогічно розрахунку необхідної щільності ґрунту в тілі насипу, а саме: вертикальні напруження, які діють в основі насипу, приймаються з розрахунку щільності ґрунту як

напруження в останній розрахунковій точці (точка 3 на рисунку 4.3).

### **Визначення зсувних характеристик для ґрунтів насипу і його основи**

Найбільший вплив паводкова вода чинить на зсувні характеристики ґрунту.

При проектуванні насипу заданими є такі характеристики:

– питоме зчеплення в ґрунті насипу  $C_n$  (з природною вологістю, тобто до обводнення);

– питоме зчеплення в ґрунті основи насипу  $C_{осн}$  (з відповідною природною вологістю);

– кути внутрішнього тертя для тих самих ґрунтів насипу та його основи  $\varphi_n$  та  $\varphi_{осн}$ .

Коефіцієнти внутрішнього тертя в ґрунтах насипу та основи (з природною вологістю) визначаються з виразів:

$$f_n = f^I = tg\varphi_n, \quad (4.10)$$

$$f_{осн} = f^{IV} = tg\varphi_{осн}. \quad (4.11)$$

Для зволоженого ґрунту обводненого насипу (зокрема і в зоні капілярного підняття води) та для зволоженого ґрунту основи насипу коефіцієнти внутрішнього тертя приймаються рівними:

$$f_n^{вол} = f^{II} = f^{III} \approx 0,75 \cdot f_n, \quad (4.12)$$

$$f_{осн}^{вол} = f^{IV} \approx 0,75 \cdot f_{осн}. \quad (4.13)$$

Питоме зчеплення у зволожених ґрунтах насипу і його основи приймається зменшеним приблизно на 50 % від їх величини у природному стані, тобто:

$$C_n^{вол} = C^{II} = C^{III} \approx 0,5 \cdot C_n, \quad (4.14)$$

$$C_{осн}^{вол} = C^{IV} = 0,5 \cdot C_{осн}. \quad (4.15)$$

#### 4.4 Порядок проектування стійких укосів

Після визначення всіх необхідних характеристик для ґрунтів сухої і вологої зон насипу та для вологої основи насипу, установлення розмірів еквівалентних стовпчиків ґрунту, які замінюють у розрахунках навантаження від ваги ВБК та дії рухомого складу, можна починати безпосередньо проектування поперечного профілю заплавного насипу з рівностійкими укосами, що задовольняють заданий коефіцієнт стійкості  $K_{зад}$ .

Поперечний профіль проектується для ділянки насипу з найбільшою висотою  $H_{max}$  в зоні дії найбільшої висоти хвилі  $h_{1\%}$  заплавної водойми. Розрахунковий поперечний переріз з висотою насипу  $H_{max}$  приймається за завданням або вибирається з поздовжнього профілю проекрованої залізничної лінії, побудованого за заданим напрямком переходу водної перешкоди.

Задача проектування полягає в знаходженні такого поперечного профілю насипу, при якому будуть досягатися оптимальні розміри насипу (з точки зору зменшення об'єму земляних робіт) із забезпеченням достатньої стійкості укосів.

При проектуванні використовується метод круглоциліндричних поверхонь сповзання, за допомогою якого можна знаходити положення критичної кривої зміщення, при якій коефіцієнт стійкості має найменше значення  $K_{min(min)}$ . Цей метод дає змогу проектувати укоси рівностійкими по всій висоті із заданим коефіцієнтом стійкості  $K_{зад}$ . При цьому ставиться задача такого проектування укосів насипу, щоб навіть для критичної кривої зміщення коефіцієнт стійкості  $K_{min(min)}$  не був би меншим, ніж  $K_{зад}$ , з мінімальним відхиленням від нього ( $K_{min(min)}^{розр} \approx K_{зад}$ )  $\leq K_{зад}$ . Рівностійкими укосами при цьому називають такі, що мають приблизно однаковий (заданий) коефіцієнт стійкості на будь-якій ділянці укосу.

Оскільки метод розрахунку графоаналітичний, то насамперед потрібно виконувати відповідні графічні побудови. На міліметровому папері в масштабі (рекомендується використовувати масштаб 1:100, 1:50) відповідно до вибраних розмірних параметрів намічається можливий поперечний профіль насипу або його частина, яка включає одну сторону насипу повністю (відносно основної площадки з боку водойми) та другу

сторону частково (приблизно до висоти  $h_1=6$  м). Спочатку на аркуші наносять поперечний ухил поверхні місцевості  $i_m$  (який визначається по планшету), вісь земляного полотна і позначають задану відмітку основи насипу. Потім уверх по осі відкладають висоту насипу в розрахунковому перерізі  $H_{max}$  і на цьому рівні проводять горизонтальну лінію розміром, рівним ширині основної площадки земляного полотна  $B_{ол}$  (для одноколійного або двоколійного насипу відповідно до завдання). На основній площадці будують еквівалентні стовпчики ґрунту. Далі на кресленні проводять горизонтальні лінії з відмітками розрахункового горизонту піднімання води в паводок  $РГВ$  та відміткою берми  $H_{бер}$ .

Після цього намічається можливий поперечний профіль насипу. Верхню частину насипу проектують відповідно до нормативів: першу ділянку висотою від основної площадки  $h_1=6$  м проектують з ухилом укосу  $1:m_1=1:1,5$ ; наступну ділянку, починаючи з відмітки  $h_1=6$  м, проектують з ухилом укосу  $1:m_2=1:1,75$  до відмітки  $h_2=12$  м, якщо на цій ділянці не влаштовується берма (за розрахунками хвильового режиму водойми). Якщо відмітка берми  $H_{бер}$  розміщується на цій ділянці з ухилом укосу  $1:m_2=1:1,75$ , то на відмітці берми укіс з цим ухилом закінчують (тобто висота  $h_2$  визначається відміткою берми) і далі горизонтальною лінією відкладають площадку для берми. Ширину берми попередньо приймають не менше від мінімальної, рекомендованої для заплавних насипів  $B_{бер-мін}=3,0\div 6,0$  м, як правило,  $B_{бер-мін}=6,0$  м. У подальших розрахунках ширину берми уточнюють виходячи з міркувань забезпечення достатньої стійкості та мінімальних об'ємів земляних робіт. Нижче відмітки берми для забезпечення стійкості укосів насипу та укріплень ухил укосів насипу слід приймати не крутіше  $1:m=1:2$ , тобто  $m_{мін}=2$ . Якщо ж відмітка берми розміщена нижче висоти  $h_2=12$  м, то наступну ділянку профілю, починаючи з відмітки  $h_2=12$  м і нижче, проектують з ухилом укосу  $1:m_3=1:2$  до відмітки висоти берми. Ширину берми як і в попередньому випадку попередньо приймають рівною  $B_{бер-мін}$ . Нижче відмітки берми проектують наступну ділянку укосу насипу з тим самим ухилом укосу  $1:m_3=1:2$  на висоту  $h_4$  до перетину низового укосу з лінією земної поверхні в точці  $A_4$ , яку

називають основою насипу. Так роблять, якщо висота останньої проектованої ділянки укосу не перевищує  $h_4 - h_3 \leq 6,0$  м. Якщо висота цієї ділянки більша 6,0 м більш ніж на 0,5 м, то далі проектується наступна ділянка укосу з ухилом  $1:m_4=1:2,25$  до перетину з поверхнею землі. Після виконання попередніх побудов переходять до основного етапу – детального проектування укосів з розрахунком необхідної їх стійкості.

На побудованому профілі намічаються точки, через які може проходити критична крива сповзання (рисунок 4.3). З досвіду проектування відомо, що нижні критичні точки кривої сповзання найбільш імовірно можуть розміщуватися (рисунок 4.3) на переломах профілю укосу (тобто в точках  $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ ) та біля підосви основи насипу ( $A_4$ ), а верхні точки, як правило, розміщуються на основній площадці насипу або на протилежному укосі ( $M_1, M_2, M_3, \dots, M_n$ ). (В інженерних розрахунках при проектуванні стійких укосів як нижні точки кривої сповзання розглядаються не тільки точки, які лежать на укосі ( $A_1, A_2, A_3$ ) та біля підосви укосу насипу ( $A_4$ ), але й точки, які лежать на земній поверхні за межами насипу ( $A_5, A_6$ ), оскільки криві сповзання, що проходять через них, можуть дати менший коефіцієнт стійкості, особливо у випадку обводнених заплавних насипів та при слабких ґрунтах основи. В курсовому проектуванні можна обмежитися кінцевою точкою  $A_4$ , яка лежить у підосві укосу).

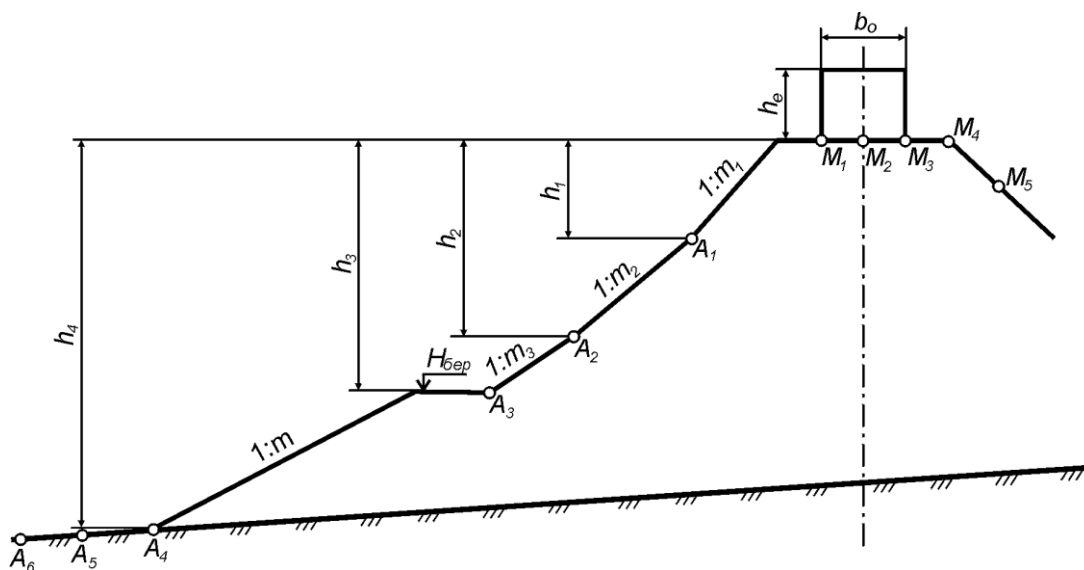


Рисунок 4.3 – Розміщення точок, через які може проходити крива сповзання

Після намічання точок, через які можуть проходити ймовірні криві сповзання, переходять до безпосереднього проектування стійких укосів. При цьому на всіх ділянках проектування знаходять критичну криву сповзання, якій відповідає мінімальне значення коефіцієнта стійкості.

Проектування профілю потрібно починати з верхового укосу і закінчувати низовим укосом за методикою, описаною нижче.

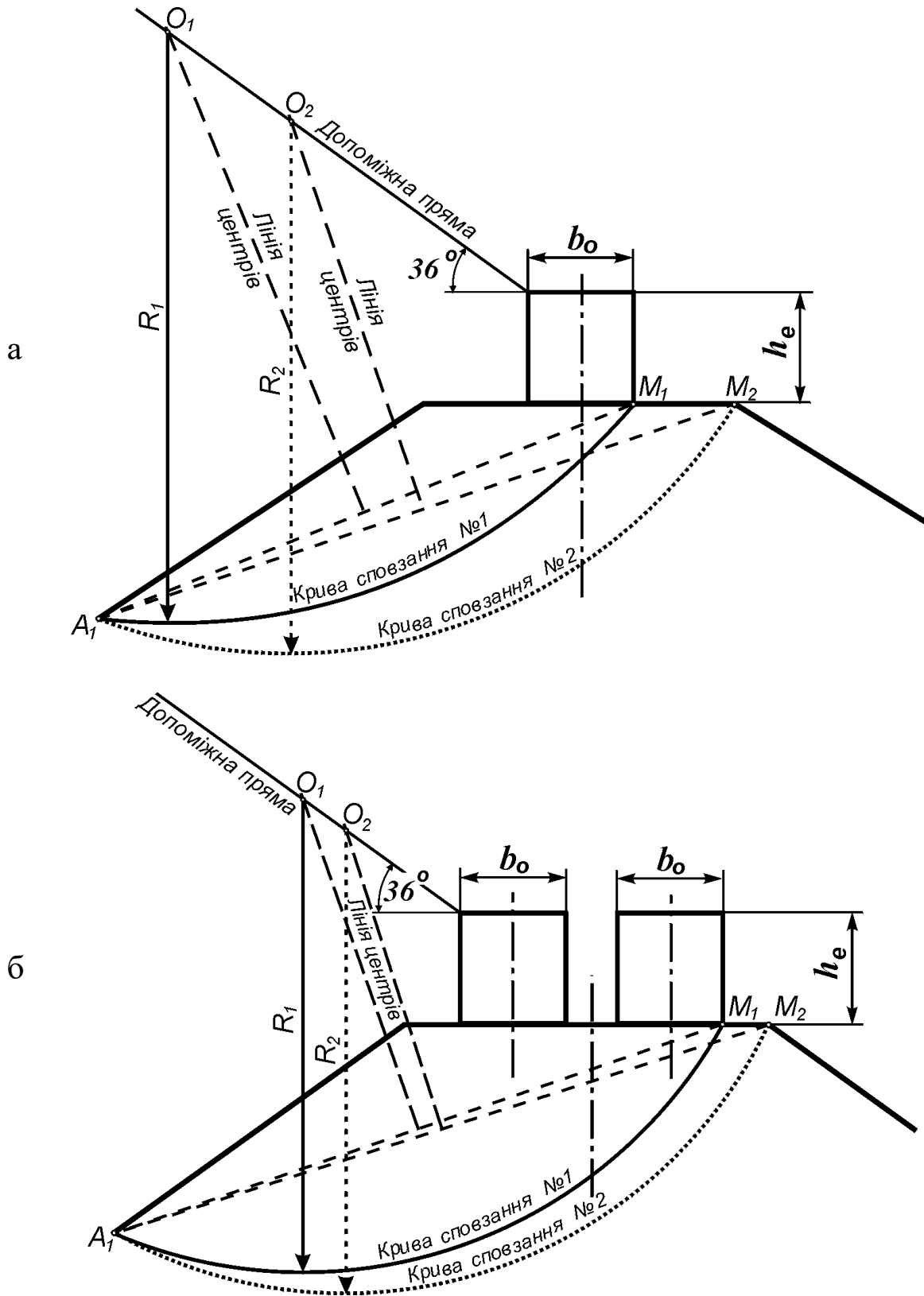
1 На кресленні проводиться допоміжна пряма, на якій будуть розміщуватися можливі центри кривих сповзання, з верхнього лівого кута еквівалентного стовпчика ґрунту під кутом  $36^\circ$  до горизонту (рисунок 4.4). (Таке положення допоміжної прямої для кривих сповзання встановлено з багаторічного досвіду проектування насипів).

2 Вважаючи найбільш імовірним проходження кривої сповзання через точки  $A_1$  (на укосі насипу) і  $M_1$  (під правим краєм еквівалентного стовпчика) їх сполучають хордою, далі до середини хорди  $A_1M_1$  встановлюють перпендикуляр, який називають лінією центрів. Точка перетину лінії центрів з допоміжною прямою дасть центр 1-ї кривої сповзання  $O_1$ . З отриманого центра радіусом  $R_1 = O_1M_1 = O_1A_1$  проводиться крива сповзання 1 (рисунок 4.3). Для цієї кривої сповзання розраховується коефіцієнт стійкості  $K_{cm-1}$ .

3 Далі припускають, що крива сповзання може також проходити через точки  $A_1$  і  $M_2$  (на брівці основної площадки). Аналогічно побудові 1-ї кривої будується крива сповзання 2 (рисунок 4.4). Розраховується відповідний коефіцієнт стійкості  $K_{cm-2}$  за тією ж самою методикою, що й  $K_{cm-1}$ .

4 Після визначення коефіцієнтів стійкості для двох кривих сповзання проводиться їх порівняння з метою визначення ходу наступних графічних побудов і розрахунків (в кінцевому результаті знаходження «найгіршого» положення кривої сповзання). Якщо  $K_{cm-1} < K_{cm-2}$ , тоді наступна точка  $M_3$  вибирається лівіше (приблизно по осі насипу) від точки  $M_1$  (рисунок 4.4, а, б). Якщо ж  $K_{cm-1} > K_{cm-2}$ , тоді точку  $M_3$  потрібно вибирати правіше від точки  $M_2$  (приблизно на відстані  $3\text{ м}$  на укосі насипу). Через вибрану точку  $M_3$  проводиться нова крива

сповзання  $A_1M_3$  і для неї розраховується коефіцієнт стійкості  $K_{cm-3}$  за тією ж методикою, що й для  $K_{cm-1}$  та  $K_{cm-2}$ .



а – для одноколіїної ділянки; б – для двоколіїної ділянки  
Рисунок 4.4 – Схеми побудови кривих сповзання

5 Пошук критичної кривої сповзання, якій відповідає найменше значення коефіцієнта стійкості  $K_{min(min)}$  (рисунок 4.5), продовжують далі таким чином.

Розрахований коефіцієнт стійкості  $K_{cm-3}$  порівнюють з меншим із попередньо розрахованих ( $K_{cm-1}$  або  $K_{cm-2}$ ). Якщо

$K_{cm-3} > \min \begin{cases} K_{cm-1} \\ K_{cm-2} \end{cases}$ , то найвірогіднішим положенням кривої

сповзання буде те, для якого коефіцієнт стійкості ( $K_{cm-3}$  або

$K_{cm-2}$ ) буде менший. Якщо  $K_{cm-3} < \min \begin{cases} K_{cm-1} \\ K_{cm-2} \end{cases}$ , то пошук положення

кривої сповзання потрібно продовжувати до тих пір, поки не буде знайдено таке положення розрахункової точки  $M_i$ , при якому для всіх інших точок, розміщених з обох сторін від точки  $M_i$ , коефіцієнт стійкості буде більшим.

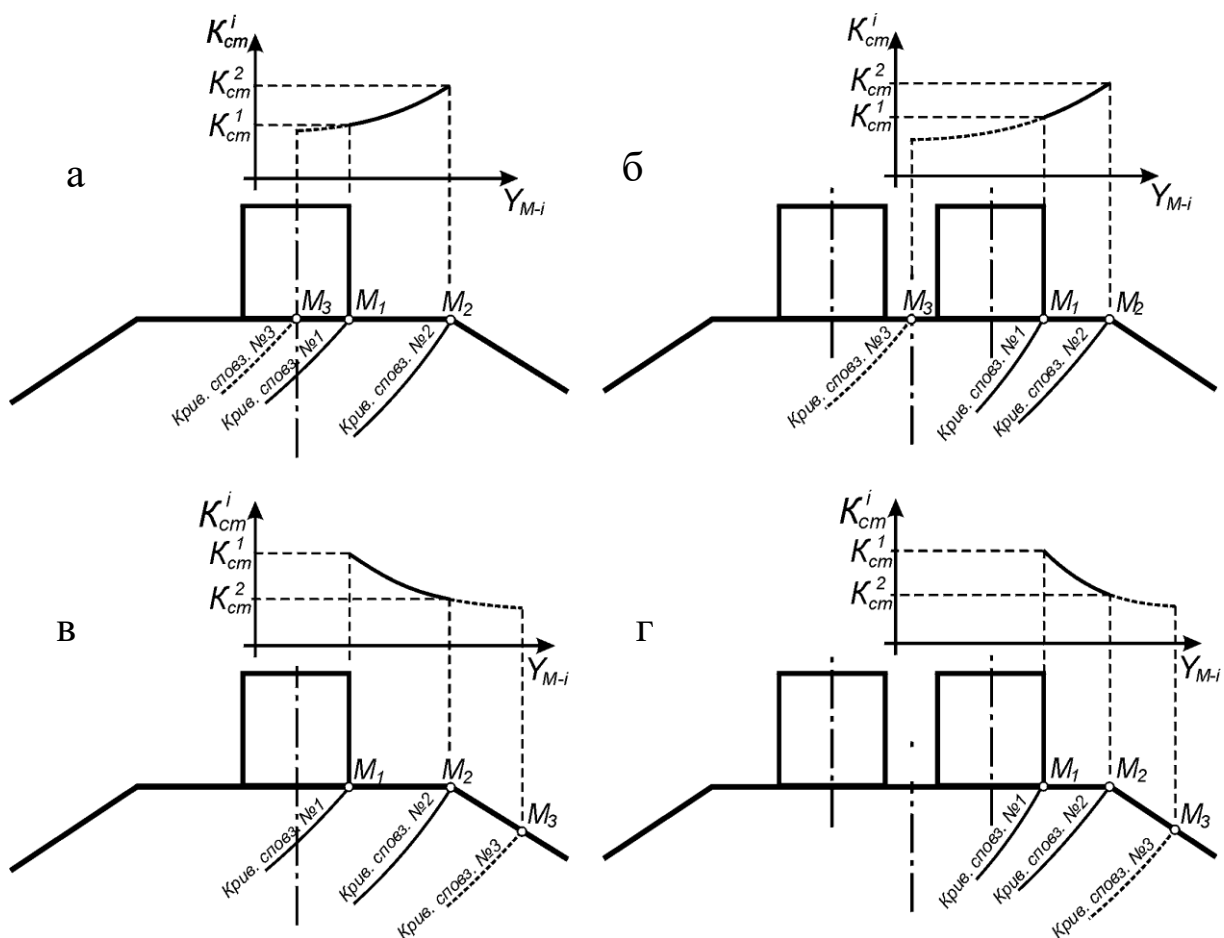


Рисунок 4.5 – Схеми пошуку «найгіршого» положення кривої сповзання



Тобто в такому випадку саме через точку  $M_i$  буде проходити критична крива сповзання з найменшим коефіцієнтом стійкості  $K_{min}$ . Правильність вибору критичної кривої перевіряється побудовою графіка залежності значень коефіцієнта стійкості від положення точки  $M_i$ :  $K_i=f(M_i)$  (рисунок 4.6).

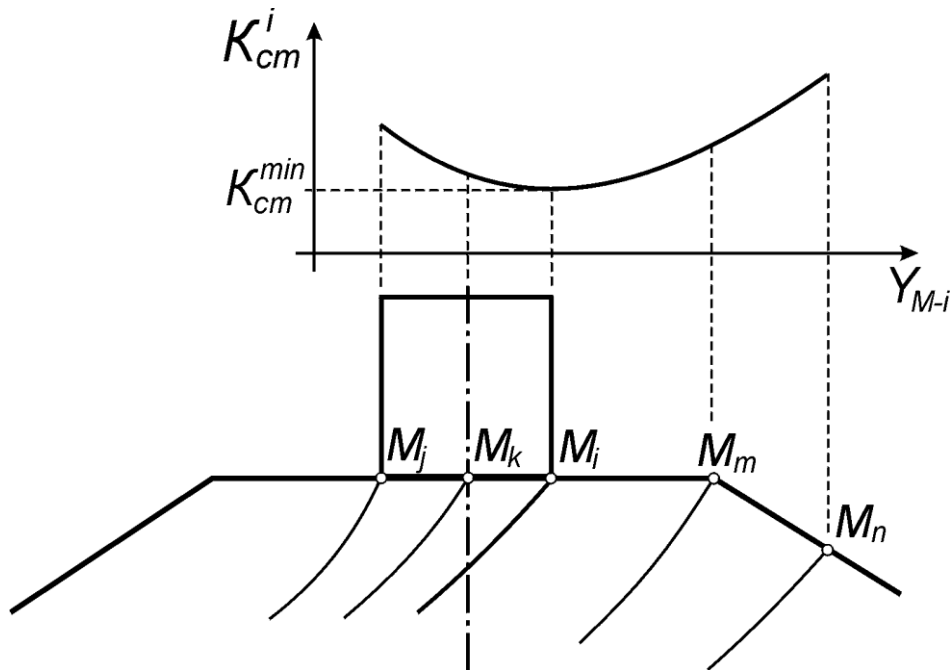


Рисунок 4.6 – Залежність коефіцієнта стійкості від положення кривої сповзання

6 Вибір кінцевого положення критичної кривої сповзання ґрунту для верхньої ділянки насипу не закінчується пунктом 5 розв'язку цієї задачі, оскільки знайдені лише початкова  $M_1$  та кінцева  $A_1$  точки, через які буде проходити крива сповзання, однак потрібно ще уточнити величину радіуса «найгіршої» кривої сповзання. У попередніх розрахунках положення центра кривої сповзання вважається визначеним лише приблизно. Визначення кінцевого положення «найгіршої» кривої сповзання виконується за рахунок уточнення положення її центра за нижченаведеною методикою.

Для цього на лінії центрів кривої сповзання з найменшим коефіцієнтом стійкості (в прикладі, наведеному на рисунку 4.6,  $K_{cm}^{min} = K_{cm-1}$ ) намічають наступне можливе положення центра кривої сповзання  $O_4$ , на відстані 3÷5 м від попереднього центра

(рисунок 4.7). З отриманого центра проводять криву сповзання і обчислюють відповідний коефіцієнт стійкості  $K_{cm-4}$ .

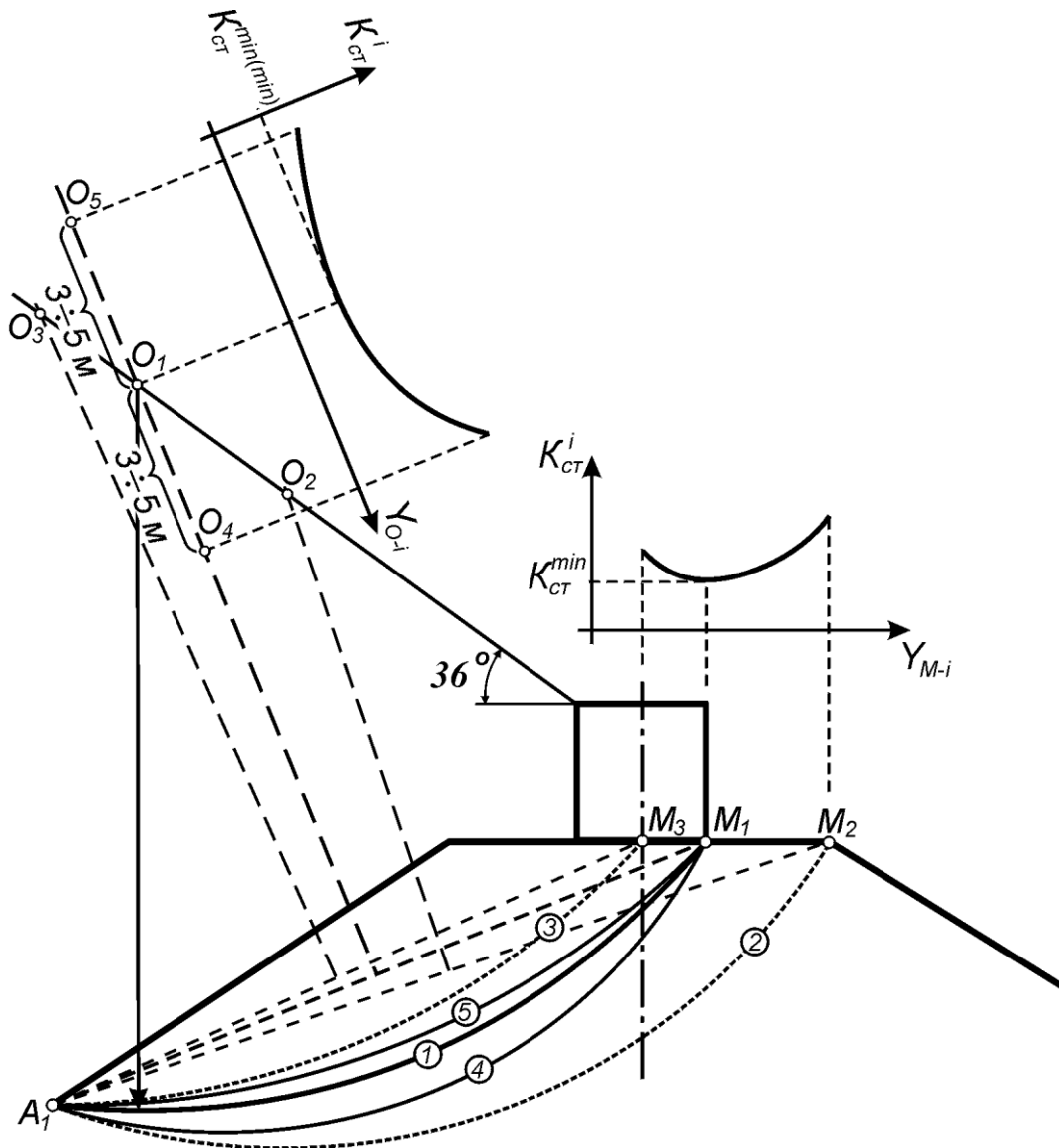


Рисунок 4.7 – Визначення положення найвірогіднішої кривої сповзання

7 Отриманий коефіцієнт стійкості порівнюють з попереднім мінімальним значенням. Якщо  $K_{cm-4} > K_{cm-1} = K_{cm}^{\min}$ , то наступний центр кривої сповзання  $O_5$  вибирають вище центра  $O_1$  на  $3 \div 5$  м (рисунок 4.6). Якщо  $K_{cm-4} < K_{cm-1} = K_{cm}^{\min}$ , то наступне положення кривої сповзання вибирають нижче центра  $O_4$  на  $3 \div 5$  м. З центра  $O_5$  проводять криву сповзання і визначають відповідний коефіцієнт стійкості  $K_{cm-5}$ .

8 Якщо, наприклад, коефіцієнт стійкості  $K_{cm-1}$  буде меншим від коефіцієнтів стійкості сусідніх кривих  $K_{cm-4}$  і  $K_{cm-5}$ , тобто

$$K_{cm-1} < \min \begin{cases} K_{cm-4} \\ K_{cm-5} \end{cases} \quad (\text{рисунок 4.7}), \text{ то можна з упевненістю сказати,}$$

що найвірогіднішим положенням кривої сповзання буде крива, яка проходить через точки  $A_1M_1$  з центром у точці  $O_1$ . Якщо , тоді на лінії центрів установлюється новий центр і розрахунок таким чином продовжується доти, доки з обох сторін від шуканого центра кривої з мінімальним коефіцієнтом стійкості усі інші коефіцієнти стійкості будуть більшими.

Таким чином, розрахунок проводиться доти, доки не буде визначений найменший коефіцієнт стійкості  $K_{cm}^{\min(\min)}$  з усіх можливих положень центра кривої сповзання.

9 Знайдений мінімальний коефіцієнт стійкості порівнюється із заданим (допустимим) значенням, тобто перевіряється умова

$$K_{cm}^{\min(\min)} \geq [K_{cm}^{зад}]. \quad (4.16)$$

Якщо умова (4.6) не виконується, то укіс вважається нестійким і потрібно запроєктувати заходи для підвищення стійкості укосу, тобто:

а) зменшити висоту укосу до такої величини, при якій буде забезпечена рівностіть укосу даної крутості;

б) зменшити крутість укосу до необхідної, для забезпечення стійкості, величини;

в) для низових укосів високих насипів можливо передбачити берми відповідної ширини;

г) в окремих випадках необхідно застосувати спеціальні укріплювальні конструкції (контрбанкети, контрфорси, підпірні стінки, тощо);

д) укріпити ґрунти земляного полотна та ін.

Якщо запас стійкості надто великий, тобто якщо  $K_{cm}^{\min(\min)} \gg [K_{cm}^{зад}]$ , то регулюють висоту або крутість укосу таким чином, щоб мінімальний коефіцієнт стійкості приблизно дорівнював заданому. Таку методику підбору мінімального коефіцієнта стійкості, близького до заданого, тобто виконання

умови ( $K_{ст-розр}^{min(min)} \approx K_{зад}) \leq K_{зад}$ , використовують для всіх ділянок проєктованого насипу. Тоді укоси насипу будуть рівностійкими, а поперечний профіль буде мати мінімальні розміри, забезпечуючи найменші об'єми земляних робіт.

10 Запроектвавши верховий укіс, переходять до розміщеного нижче, приймаючи відповідні крутість  $1:m_i$  і висоту  $h_i$  даної частини укосу (рисунок 4.7). Якщо для підвищення стійкості укосів передбачаються берми, то їх рівень повинен бути не нижчим висоти накочування хвиль на укіс  $H_{бер} = H_{нак}$ .

Порядок проєктування ведеться за тією ж методикою, починаючи з 2-го пункту цього розрахунку, тільки вважається, що крива сповзання може виходити на укіс у точці  $A_2$ , замість точки  $A_1$ .

Проєктування поперечного профілю в цілому закінчується після перевірки стійкості в усіх можливих точках виходу кривої сповзання на укіс (точки  $A_1, A_2, A_3$ ) в місцях переломів профілю (рисунок 4.8) і на підшлву укосу (точка  $A_4$ ).

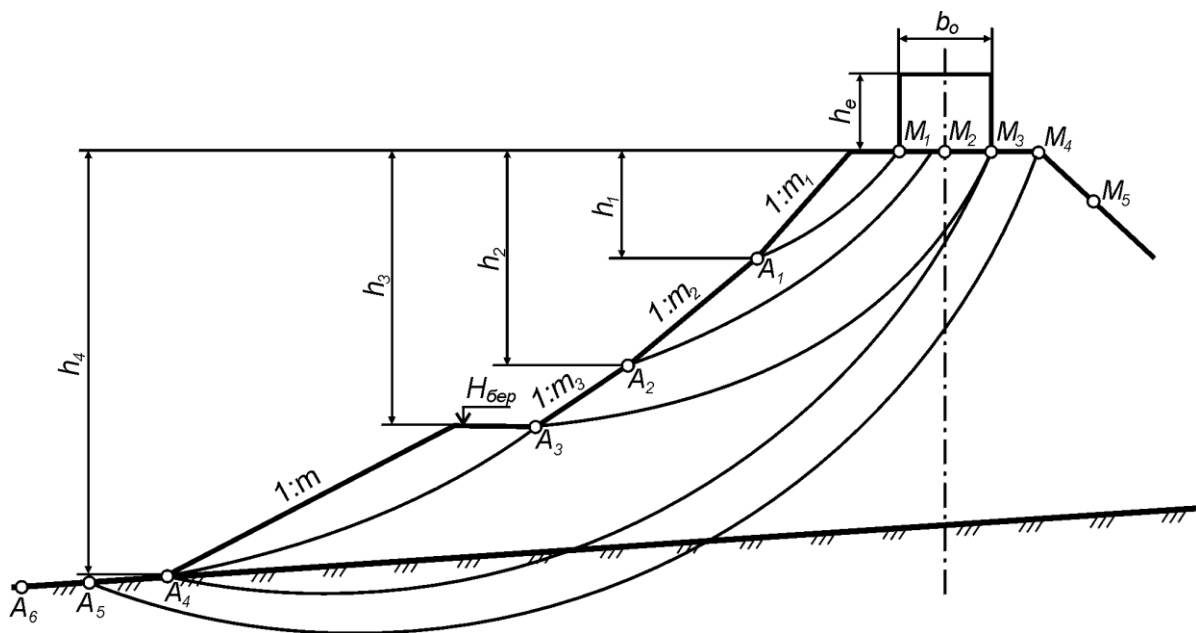


Рисунок 4.8 – Схема проєктування індивідуального поперечного профілю насипу

Як уже вказано раніше, для курсового проєктування точкою  $A_4$  на підшлві укосу можна закінчувати розрахунок коефіцієнта стійкості. В інженерних розрахунках і при дипломному

проектуванні потрібно розглядати як нижні точки кривої сповзання і наступні точки за підшоною укосу, які лежать на земній поверхні за межами насипу (точки  $A_5$  і  $A_6$ ), оскільки при обводнених ґрунтах криві сповзання можуть проходити через них.

#### 4.5 Методика розрахунку коефіцієнта стійкості

Після побудови кривої зміщення (рисунок 4.8) масив, що сповзає, розбивається на відсіки з максимальною шириною 4÷6 м у певному порядку. Насамперед границі відсіків призначають (рисунок 4.9) у точках переломів поперечного профілю насипу, потім границі проводять у точках перетину кривою сповзання зон зміни характеристик ґрунту (наприклад, сухий ґрунт, вологий ґрунт у зоні капілярного підняття води, водонасичений ґрунт (нижче кривої депресії)). Окрім того, границю між відсіками призначають по лінії вертикального напрямку радіуса кривої сповзання з урахуванням того, що зліва та справа від вертикально напрямленого радіуса напрямки сил, які зсувають відсіки, будуть протилежними. Границі відсіків призначають також у точках перетину стовпчиків еквівалентного навантаження з основною площадкою земляного полотна. Якщо після призначення границь відсіків за вказаними характерними точками ширину деяких відсіків отримано більшою ніж 4÷6 м, їх розбивають на декілька менших відсіків. Далі відсіки нумеруються, після цього переходять до розрахунку сил, що зсувають та утримують, які діють на кожен відсік, їх сумарних значень для усього масиву, що сповзає, і лише після цього обчислюють результуючий коефіцієнт стійкості для даної кривої.

Розглянемо (на прикладі рисунка 4.10) порядок знаходження сил, які діють на будь-який розглядуваний відсік, розміщений справа або зліва від вертикально напрямленого радіуса  $R$ .

1 Спочатку за кресленням (з урахуванням масштабу) визначають для кожного відсіку такі параметри: його ширину  $b_i$ , довжину основи по периметру кривої сповзання  $l_i$  та площу поперечного перерізу  $\omega_i$ . Крім того, за кресленням визначають величину радіуса кривої  $R$  і абсцису центра тяжіння відсіку  $x_i$ ,

рівну відстані по горизонталі від середини відсіку до вертикального радіуса  $R$ .

2 Далі напроти центра тяжіння на основі відсіку (точка  $M_i$  на рисунку 4.9) прикладають сили, які діють на відсік.

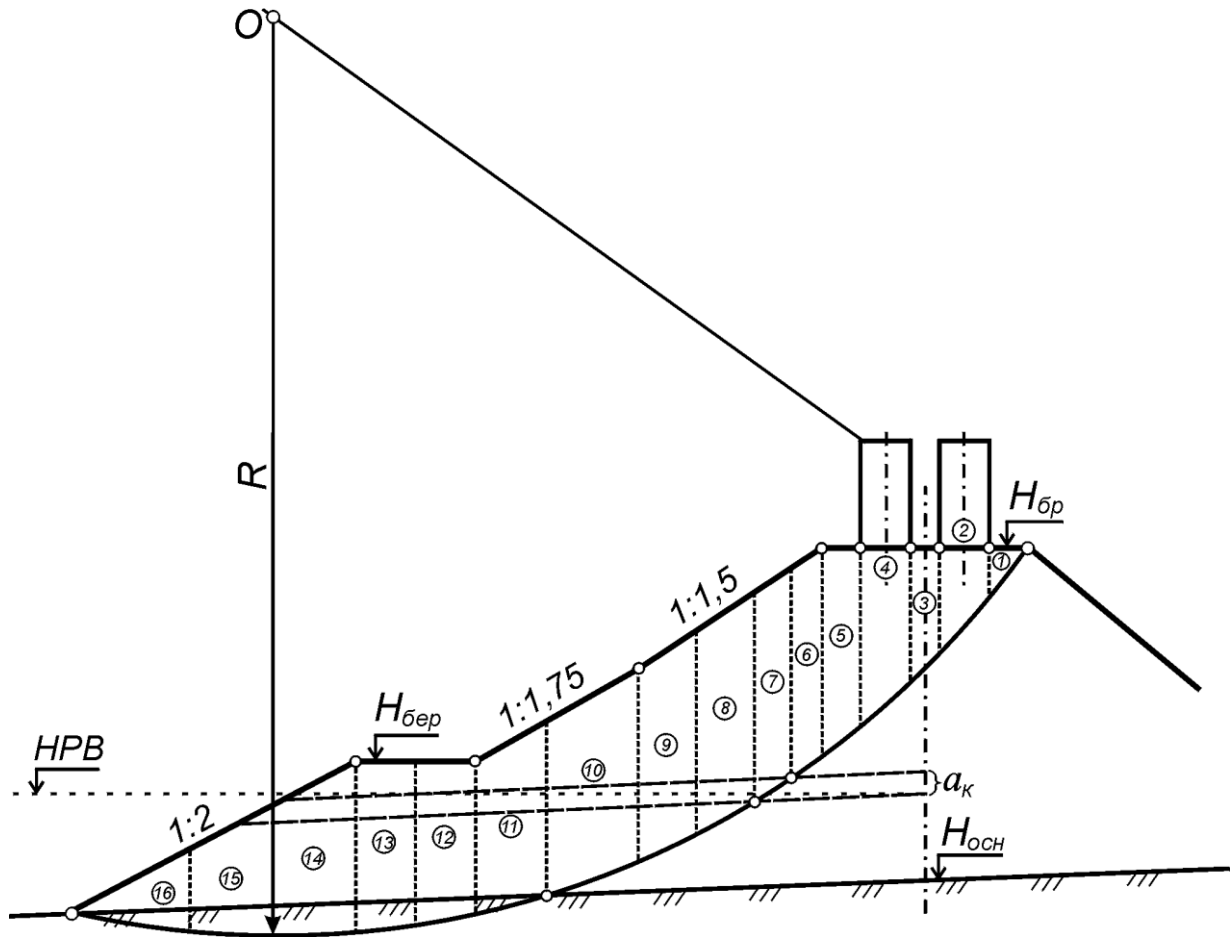


Рисунок 4.9 – Схема розбивання масиву (клин), що сповзає, на відсіки

Вага ґрунту відсіку

$$Q_i = \omega_i \cdot \gamma_i \cdot 1,$$

де  $\gamma_i$  – середня об'ємна вага ґрунту;

1 – урахований у розрахунку 1 м довжини насипу.

Місце прикладання ваги відсіку переноситься в напрямку її дії з центра тяжіння на середину лінії кривої сповзання відсіку для зручності розрахунків.

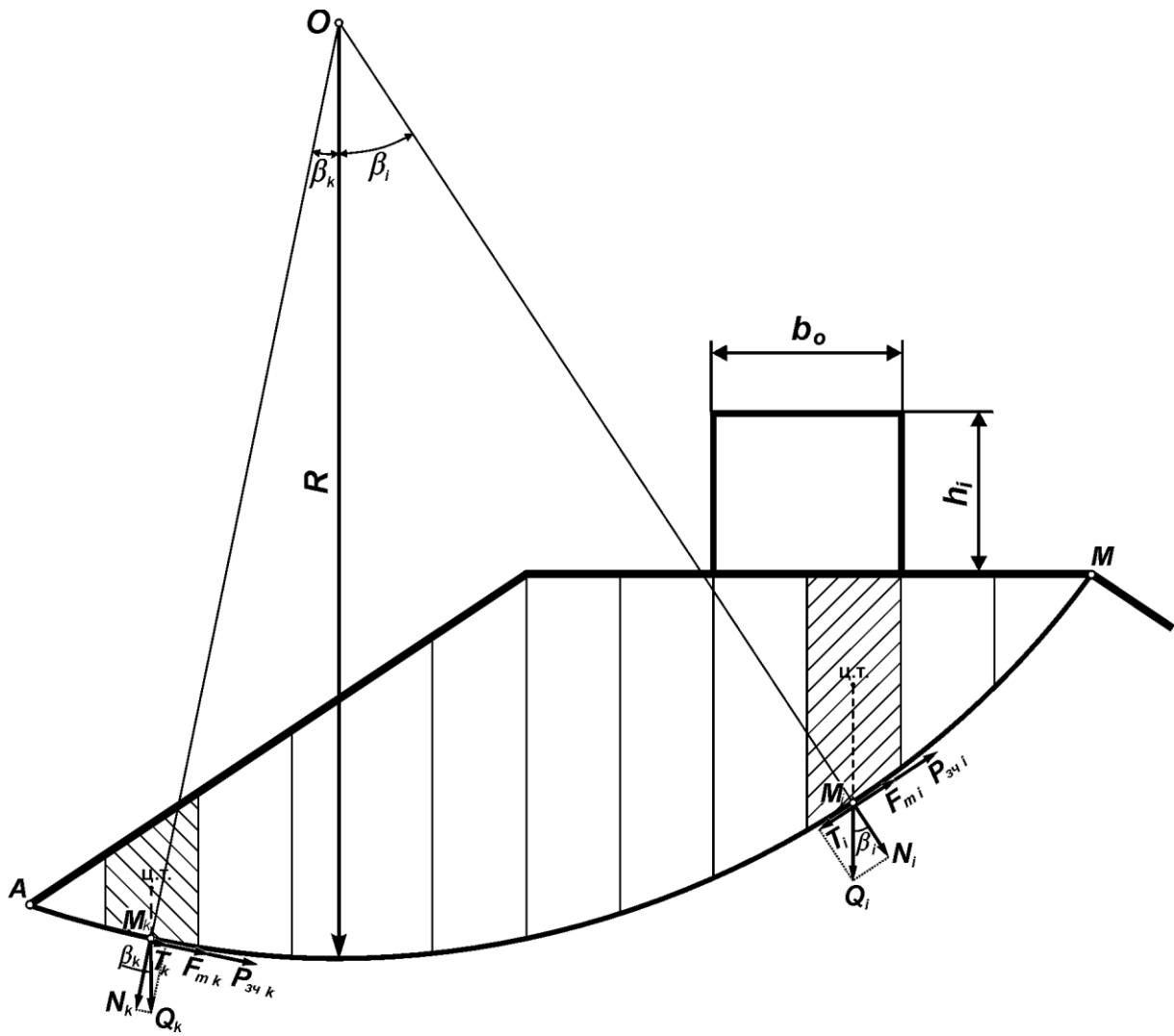


Рисунок 4.10 – Схема сил, що діють на відсіки, що сповзають

Сила ваги ґрунту розкладається на нормальну  $N$  і тангенційну  $T$  складові:

$$N_i = Q_i \cdot \cos \beta_i, \quad (4.17)$$

$$T_i = Q_i \cdot \sin \beta_i, \quad (4.18)$$

де  $\beta_i$  – кут між напрямками дії сил  $Q_i$  та  $N_i$ , який визначається з виразів:

$$\left. \begin{aligned} \sin \beta_i &= \frac{x_i}{R}; \\ \beta_i &= \arcsin \left( \frac{x_i}{R} \right). \end{aligned} \right\}$$

де  $x_i$  – абсциса центра тяжіння відсіку, позначеного точкою  $M_i$ , у якій розглядається дія сил, прикладених до відсіку.

Для відсіку площею  $\omega_i$  тангенційна сила  $T_i$  є силою, що зсуває, оскільки її дія спрямована в бік можливого зсуву масиву ґрунту.

Силу нормального тиску слід розглядати як силу, що утримує і перешкоджає зсуву відсіку за рахунок виниклої сили тертя:

$$F_{mi} = f_i \cdot N_i, \quad (4.19)$$

де  $f_i$  – коефіцієнт тертя у ґрунті.

Крім того, по лінії кривої сповзання на довжині основи відсіку  $l_i$  діє сила зчеплення часточок ґрунту:

$$F_{зчi} = C_i \cdot l_i, \quad (4.20)$$

де  $C_i$  – питоме зчеплення часточок ґрунту.

Таким чином позначені усі сили, які діють на розглядуваний  $i$ -й відсік. Аналогічно позначимо всі сили, які діють на відсік площею  $\omega_k$ , розміщений біля підшви масиву, що сповзає, зліва від вертикально напрямленого радіуса  $R$ . При цьому слід мати на увазі, що тангенціальна складова ваги відсіків  $T_i$  буде силою, що зсуває, у тому випадку, коли її напрямок збігатиметься з напрямком зміщення масиву. Для прикладу, наведеного на рисунку 4.7,  $T_i$  є силою, що зсуває, для всіх відсіків, розміщених справа від радіуса-вертикалі  $R$ , і навпаки, для всіх відсіків зліва від радіуса-вертикалі ця сила  $T_k$  буде силою, що утримує.

Сили тертя  $F_{mi} = f_i \cdot N_i$  та сили зчеплення  $F_{зчi} = C_i \cdot l_i$  в усіх випадках є силами, які утримують відсіки від сповзання.

З Перш ніж переходити до розрахунку коефіцієнта стійкості для розрахункової кривої сповзання слід звернути увагу на зони зміни характеристик ґрунту у кожному відсіку і врахувати це при розрахунках. Відповідно при розрахунках ваги ґрунту відсіку № 8



потрібно розраховувати вагу окремо для кожної зони, з урахуванням різниці об'ємної ваги ґрунту цих зон. Сумарна вага ґрунту відсіку знаходиться, як сума ваги всіх трьох зон.

При розрахунках сил тертя  $F_{mi}$  та сил зчеплення  $F_{зчi}$  потрібно також урахувати, у якому ґрунті (якій зоні) розміщується крива сповзання відсіку, і відповідно до цього приймати значення коефіцієнтів тертя  $f_i$  та питомого зчеплення  $C_i$ .

4 Розрахунок коефіцієнтів стійкості при проектуванні укосів насипу виконується у такій самій послідовності, як це вказано для проектування профілю насипу, починаючи з проектування верхового укосу. Тобто спочатку розраховуються коефіцієнти стійкості для всіх проміжних кривих сповзання, послідовно для ухилів  $1:m_1$ ,  $1:m_2$ ,  $1:m_3$ ,  $1:m_n$ , (дивись рисунок 4.3), і на завершення робиться розрахунок загального коефіцієнту стійкості  $K_{ст}^{розр}$  для заключної розрахункової кривої сповзання, побудованої для всього запроєктованого профілю насипу.

Як вказано раніше, коефіцієнтом стійкості називається відношення моментів сил, що утримують укіс від зміщення, до моментів сил, що зсувають укіс. Моменти беруться відносно центра кривої можливого зміщення. Після деяких спрощень формула (4.1) зводиться до визначення співвідношення між сумарними силами, що утримують, та сумарними силами, що зсувають. Указані сили визначаються для кожної згаданої кривої як сума сил, що діють на всі відсіки, які охоплюються цією кривою.

При розрахунках коефіцієнтів стійкості  $K_{cm-i}$ , для проміжних кривих при проектуванні верхової не обводненої частин насипу, рекомендується користуватися спрощеною формулою, у якій не враховується вплив гідродинамічної сили (оскільки насип сухий) та відсутній співмножник  $\frac{\cos\varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}$ , який несуттєво впливає на результат при розміщенні всіх розглядуваних відсіків тільки з одного (правого) боку від радіуса-вертикалі  $R$  (усі відсіки мають зсуваючі  $T_{i-зсув}$  при відсутності  $T_{i-упр}$ )

$$K_{cm} = \frac{\sum (T_{mi} + F_{зи} + T_{i-ymp})}{\sum T_{i-зс} + D_o}. \quad (4.21)$$

При розрахунках коефіцієнтів стійкості для проміжних кривих обводненої частини насипу, а також при розрахунках коефіцієнта стійкості  $K_{cm}^{розр}$  для заключної кривої сповзання (рисунок 4.10) необхідно користуватися більш точною формулою проф. Г. М. Шахунянца, яка враховує вплив гідродинамічної сили  $D_o$  і вплив відсіків, що мають ухил основи, протилежний напрямку зсуву:

$$K_{cm} = \frac{\sum (F_{mi} + F_{зи} + T_{i-ymp}) \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}}{\sum T_{i-зс} \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)} + D_o}. \quad (4.21)$$

де  $D_o$  – сила гідродинамічного тиску (гідродинамічна сила). Вона напрямлена у бік зміщення укусу і визначається як сума гідродинамічних сил, що діють на всі водонасичені відсіки.

Рівнодіюча гідродинамічних сил визначається за формулою:

$$D_o = I_o \cdot \gamma_v \cdot \Omega = I_o \cdot \gamma_v \cdot \sum (\omega_{в.нас.-i} + \omega_{в.осн.-i}) = I_o \cdot \gamma_v \cdot \sum (\omega_i^{III} + \omega_i^{IV}), \quad (4.22)$$

де  $I_o$  – середній ухил кривої депресії;

$\gamma_v$  – об'ємна вага води;

$\Omega = \sum (\omega_i^{III} + \omega_i^{IV})$  – площа зони, яка повністю насичена водою у масиві, що сповзає.

Ураховуючи наявність великої кількості проміжних обчислень і необхідність систематизувати результати розрахунків загального коефіцієнта стійкості  $K_{cm}^{розр}$  для заключної розрахункової кривої сповзання рекомендується вести в табличній формі.

Умовні позначення:

$\sum F_{m_i} = \sum N_i \cdot f_i$  – сума сил тертя при сповзанні масиву ґрунту за даною кривою сповзання для всіх відсіків, обмежених кривою;

$\sum F_{зч_i} = \sum C_i \cdot l_i$  – сума сил зчеплення для всіх відсіків масиву ґрунту, що сповзає, відносно іншої нерухомої частини ґрунтового укосу;

$\sum T_{i-ymp}$  – сума тангенціальних складових ваги ґрунту тих відсіків, які утримують масив від зміщення, тобто тих, основа яких має ухил, протилежний напрямку зміщення;

$\sum T_{i-зс}$  – сума тангенціальних складових ваги ґрунту тих відсіків, які сприяють зміщенню всього масиву ґрунту, тобто тих, основа яких має ухил, що збігається з напрямком зміщення масиву;

$\varphi_i$  – кут внутрішнього тертя ґрунту;

$\beta_i$  – кути між силами  $Q_i$  та  $N_i$ , які визначаються для кожного відсіку залежно від  $x_i$  та  $R$ ;

Таким чином, викладені всі необхідні вказівки для проектування стійких укосів з необхідним коефіцієнтом стійкості.

## **5 ПРОЕКТУВАННЯ ГОРИЗОНТАЛЬНИХ ТРУБЧАСТИХ ДРЕНАЖІВ ТРАНШЕЙНОГО ТИПУ**

### **5.1 Загальні відомості**

Дренажі служать для захисту земляного полотна від шкідливого впливу підземних вод за рахунок зниження їх рівня, або перехоплення. Найчастіше дренажі влаштовують у виїмках для осушення ґрунтів основної площадки.

Найбільш розповсюдженими для осушення ґрунтів основної площадки земляного полотна є горизонтальні траншейні трубчасті поздовжні дренажі. Залежно від місця розташування траншейного поздовжнього дренажу відносно основної площадки дренажі бувають: укісні, закюветні, підкюветні, передкюветні, міжколійні.

Укісний дренаж улаштовують для перехоплення ґрунтової води, яка виходить на укіс виїмки по фіксованому водоносному пласту або кількох пластах.

Закюветні дренажі влаштовують на укосах виїмки за кюветами, а підкюветні – безпосередньо під кюветами.

Передкюветні дренажі розміщують під обочинами основної площадки перед кюветами.

Міжколіїні дренажі влаштовують посередині між осями колій двоколіїної або багатокіліїної ділянки залізниці.

Залежно від розміщення дна дренажної траншеї відносно поверхні водоупору дренажі бувають досконалі та недосконалі.

Досконалі дренажі повністю перетинають водоносні пласти доходячи до водоупору і повністю перехоплюють водяний потік. Дренажі досконалого типу зазнають менш інтенсивного засмічення і мають довший термін служби.

Недосконалі дренажі перетинають водоносний пласт лише частково, тобто не досягають водоупору і споруджуються при глибокому закладанні поверхні водоупору.

Поздовжній горизонтальний траншейний дренаж складається з таких основних елементів: дренажна траншея, дренажна труба, дренажний заповнювач, гідроізоляційний екран (втрамбований глинистий ґрунт) для захисту дренажного заповнювача від засмічення поверхневими водами, оглядові колодязі (або свердловини), випуски дренажів на поверхню землі.

Вихідні дані для проектування дренажів і протипучинних подушок наведено у таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Вихідні дані для проектування дренажів і протитупчинних подушок

Вихідні дані	Значення вихідних даних за варіантами завдання					
	1	2	3	4	5	6
Категорія залізниці	I	II	III	I	II	III
1 Ділянка залізниці: 1 – одноколійна 2 – двоколійна	1	2	1	2	1	2
2 Глибина виїмки $H_B$ , м	4	5	6	7	8	9
3 Ґрунти виїмки: 1 – супісок, 2 – суглинок	1	2	1	2	1	2
4 Горизонт ґрунтових вод ГГВ, м	198,0	198,5	199,0	199,2	198,4	197,6
5 Відмітка брівки земляного полотна $H_{бр}$	198,5	198,9	199,2	199,4	198,6	197,7
6 Відмітка водоупорного шару $\Gamma_B$ , м	177,0	177,5	170,0	180,0	180,1	178,6
7 Глибина сезонного промерзання ґрунту $Z_{10}$ , м	1,6	1,7	1,5	1,4	1,3	1,2
8 Поздовжній ухил дна кювету $i$ , ‰	8	8	8	8	9	9
9 Довжина дренажу $L$ , м	150	170	190	220	250	260
10 Транзитна витрата $Q$ , м <sup>3</sup> /с	0,015	0,016	0,017	0,018	0,019	0,020
11 Характеристика ґрунтів: питома вага $\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup> пористість $n$ , % висота капілярного піднімання $a$ , м коефіцієнт фільтрації $K \cdot 10^6$ , м/с максимальна молекулярна вологоємність $W_m$ , % природна вологість $W$ , % середній ухил кривої депресії $I$ , ‰	26,1 36 0,3 7,0 4 14 20	26,5 48 0,6 0,6 9 24 50	26,0 35 0,35 7,1 5 15 25	26,6 49 0,65 0,62 10 23 60	26,4 34 0,4 7,2 6 16 30	26,7 45 0,7 0,64 11 24 70
12 Матеріал утеплювача: 1 – шлак, 2 – азбест Коефіцієнт теплопровідності утеплювача $\lambda_2$ , Вт/м·град Коефіцієнт температуропровідності утеплювача $a_2^2 \cdot 10^6$ , м <sup>2</sup> /с; Величина рівномірного здимання $h_0$ , мм	2 0,82 0,6 20	2 0,81 0,65 30	2 0,83 0,70 40	1 1,0 0,54 50	1 1,1 0,57 60	1 1,2 0,55 70

Продовження таблиці 5.1

Вихідні дані	Значення вихідних даних за варіантами завдання					
	7	8	9	10	11	12
Категорія залізниці	I	II	III	I	I	II
1 Ділянка залізниці: 1 – одноколійна 2 – двоколійна	1	2	1	2	1	2
2 Глибина виїмки $H_B$ , м	10	11	12	4,5	5,5	6,5
3 Ґрунти виїмки: 1 – супісок, 2 – суглинок	1	2	1	2	1	2
4 Горизонт ґрунтових вод ГГВ, м	198,3	198,6	198,5	199,4	199,1	197,8
5 Відмітка брівки земляного полотна $H_{бр}$	198,5	199,0	199,0	199,8	199,4	198,1
6 Відмітка водопорного шару $\Gamma_B$ , м	182,2	184,0	181,0	180,0	182,0	184,0
7 Глибина сезонного промерзання ґрунту $Z_{10}$ , м	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,9
8 Поздовжній ухил дна кювету $i$ , ‰	9	9	10	10	10	10
9 Довжина дренажу $L$ , м	300	340	320	440	420	330
10 Транзитна витрата $Q$ , м <sup>3</sup> /с	0,011	0,012	0,013	0,010	0,017	0,020
11 Характеристика ґрунтів: питома вага $\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup> пористість $n$ , % висота капілярного піднімання $a$ , м коефіцієнт фільтрації $K \cdot 10^6$ , м/с максимальна молекулярна вологоємність $W_m$ , % природна вологість $W$ , % середній ухил кривої депресії $I$ , ‰	26,3 33 0,45 7,3 3 17 20	26,8 46 0,75 0,65 12 25 50	26,2 34 0,50 7,4 4 18 25	26,9 47 0,80 0,70 13 26 60	26,1 35 0,55 7,5 5 19 30	26,5 48 0,55 0,74 14 27 70
12 Матеріал утеплювача: 1 – шлак, 2 – азбест Коефіцієнт теплопровідності утеплювача $\lambda_2$ , Вт/м·град Коефіцієнт температуропровідності утеплювача $a_2^2 \cdot 10^6$ , м <sup>2</sup> /с; Величина рівномірного здимання $h_0$ , мм	2 0,79 0,68 60	2 0,80 0,74 50	2 0,81 0,76 40	1 1,15 0,56 30	1 1,25 0,57 20	1 1,35 0,58 30

Продовження таблиці 5.1

Вихідні дані	Значення вихідних даних за варіантами завдання					
	13	14	15	16	17	18
Категорія залізниці	I	II	III	I	II	III
1 Ділянка залізниці: 1 – одноколійна 2 – двоколійна	1	2	1	2	1	2
2 Глибина виїмки $H_B$ , м	7,5	8,5	9,5	10,5	11,5	12,5
3 Ґрунти виїмки: 1 – супісок, 2 – суглинок	1	2	1	2	1	2
4 Горизонт ґрунтових вод ГГВ, м	198,7	198,1	198,6	196,1	196,2	196,4
5 Відмітка брівки земляного полотна $H_{бр}$	199,0	198,4	199,0	196,4	196,6	196,8
6 Відмітка водоупорного шару $\Gamma_B$ , м	181,0	183,0	184,0	170,5	174,0	182,0
7 Глибина сезонного промерзання ґрунту $Z_{10}$ , м	1,8	2,0	2,1	1,4	1,3	1,6
8 Поздовжній ухил дна кювету $i$ , ‰	10	9	9	8	8	8
9 Довжина дренажу $L$ , м	280	420	150	200	250	380
10 Транзитна витрата $Q$ , м <sup>3</sup> /с	0,015	0,013	0,007	0,007	0,008	0,009
11 Характеристика ґрунтів: питома вага $\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup> пористість $n$ , % висота капілярного піднімання $a$ , м коефіцієнт фільтрації $K \cdot 10^6$ , м/с максимальна молекулярна вологоємність $W_m$ , % природна вологість $W$ , % середній ухил кривої депресії $I$ , ‰	26,3 36 0,60 7,6 5 20 20	26,6 49 0,90 0,75 15 28 50	26,2 37 0,55 7,7 6 18 25	26,5 42 0,50 8,0 14 24 60	26,0 35 0,95 0,8 7 14 30	26,6 43 0,45 8,2 15 28 70
12 Матеріал утеплювача: 1 – шлак, 2 – азбест Коефіцієнт теплопровідності утеплювача $\lambda_2$ , Вт/м·град Коефіцієнт температуропровідності утеплювача $a_2^2 \cdot 10^6$ , м <sup>2</sup> /с; Величина рівномірного здимання $h_0$ , мм	2 0,83 0,65 40	2 0,84 0,60 50	2 0,85 0,70 60	1 1,05 0,50 20	1 1,15 0,52 40	1 1,20 0,54 30

Продовження таблиці 5.1

Вихідні дані	Значення вихідних даних за варіантами завдання					
	19	20	21	22	23	24
Категорія залізниці	I	II	III	I	II	III
1 Ділянка залізниці: 1 – одноколійна 2 – двоколійна	1	2	1	2	1	2
2 Глибина виїмки $H_B$ , м	11,5	10,5	9,5	8,5	7,5	6,5
3 Ґрунти виїмки: 1 – супісок, 2 – суглинок	1	2	1	2	1	2
4 Горизонт ґрунтових вод ГГВ, м	196,6	196,3	196,5	196,8	196,9	196,7
5 Відмітка брівки земляного полотна $H_{бр}$	197,0	196,5	196,8	197,2	197,4	197,2
6 Відмітка водоупорного шару $\Gamma_B$ , м	173,6	175,8	176,4	177,8	182,0	180,0
7 Глибина сезонного промерзання ґрунту $Z_{10}$ , м	1,7	1,5	1,7	1,6	1,8	1,9
8 Поздовжній ухил дна кювету $i$ , ‰	8	7	7	7	7	9
9 Довжина дренажу $L$ , м	360	400	480	500	350	600
10 Транзитна витрата $Q$ , м <sup>3</sup> /с	0,011	0,010	0,012	0,013	0,014	0,015
11 Характеристика ґрунтів: питома вага $\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup> пористість $n$ , % висота капілярного піднімання $a$ , м коефіцієнт фільтрації $K \cdot 10^6$ , м/с максимальна молекулярна вологоємність $W_m$ , % природна вологість $W$ , % середній ухил кривої депресії $I$ , ‰	26,1 36 1,0 0,74 3 15 20	26,7 44 0,40 8,3 13 27 50	26,2 37 1,05 0,9 4 16 25	26,8 45 0,35 8,5 12 26 60	26,3 38 1,10 0,65 5 17 30	26,5 46 0,30 8,6 11 24 70
12 Матеріал утеплювача: 1 – шлак, 2 – азбест Коефіцієнт теплопровідності утеплювача $\lambda_2$ , Вт/м·град Коефіцієнт температуропровідності утеплювача $a_2^2 \cdot 10^6$ , м <sup>2</sup> /с; Величина рівномірного здимання $h_0$ , мм	1 1,25 0,56 50	2 0,83 0,60 60	2 0,82 0,62 40	2 0,81 0,64 60	2 0,80 0,55 50	1 1,0 0,51 30



Продовження таблиці 5.1

Вихідні дані	Значення вихідних даних за варіантами завдання					
	25	26	27	28	29	30
Категорія залізниці	I	II	III	I	II	III
1 Ділянка залізниці: 1 – одноколійна 2 – двоколійна	1	2	1	2	1	2
2 Глибина виїмки $H_B$ , м	5,5	12	11	10	9	8
3 Ґрунти виїмки: 1 – супісок, 2 – суглинок	1	2	1	2	1	2
4 Горизонт ґрунтових вод ГГВ, м	197,3	197,4	197,5	197,8	197,6	198,3
5 Відмітка брівки земляного полотна $H_{бр}$	197,9	198,0	197,9	198,2	198,0	198,3
6 Відмітка водоупорного шару $\Gamma_B$ , м	181,0	177,0	170,0	168,0	160,0	182,0
7 Глибина сезонного промерзання ґрунту $Z_{10}$ , м	1,75	1,85	1,45	1,3	1,25	1,6
8 Поздовжній ухил дна кювету $i$ , ‰	9	9	9	10	10	10
9 Довжина дренажу $L$ , м	520	460	350	450	300	380
10 Транзитна витрата $Q$ , м <sup>3</sup> /с	0,016	0,017	0,018	0,019	0,020	0,021
11 Характеристика ґрунтів: питома вага $\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup> пористість $n$ , % висота капілярного піднімання $a$ , м коефіцієнт фільтрації $K \cdot 10^6$ , м/с максимальна молекулярна вологоємність $W_m$ , % природна вологість $W$ , % середній ухил кривої депресії $I$ , ‰	26,4 39 1,15 0,71  6 18 20	26,6 47 0,35 8,8  10 25 50	26,3 38 1,20 0,9  5 14 25	26,7 48 0,40 9,0  12 26 60	26,2 57 1,0 0,84  4 15 30	26,8 47 0,45 8,0  13 23 70
12 Матеріал утеплювача: 1 – шлак, 2 – азбест Коефіцієнт теплопровідності утеплювача $\lambda_2$ , Вт/м·град Коефіцієнт температуропровідності утеплювача $a_2^2 \cdot 10^6$ , м <sup>2</sup> /с; Величина рівномірного здимання $h_0$ , мм	1  1,1 0,53 40	1  1,2 0,55 20	1  1,25 0,57 25	2  0,78 0,68 35	2  0,79 0,69 45	2  0,8 0,7 55

## 5.2 Визначення показників технічної ефективності дренажів

Якщо всі пори ґрунту заповнені зв'язаною (плівковою) і капілярною водою, то ця вода під дією сили тяжіння стікати в дренаж не буде. У такому випадку гравітаційні дренажі недоцільні, а замість них можна запропонувати вентиляційні або спеціальні (вакуумні, термічні) дренажі, хоча сфера їх застосування та ефект осушення обмежені.

Для того, щоб визначити ефект осушення ґрунту дренажем, визначають водовіддачу – об'єм пор ґрунту, з яких може бути відібрана вода:

$$m_o = n_z - (1 + \alpha_k) \cdot W_m \cdot \frac{\gamma_d}{\gamma_v}, \quad (5.1)$$

де  $n_z$  – пористість ґрунту;

$\alpha_k$  – частка капілярної води;

$W_m$  – максимальна молекулярна вологості ґрунту;

$\gamma_d$  і  $\gamma_v$  – відповідно питома вага сухого ґрунту і води,

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e_z}; \quad (5.2)$$

$$e_z = \frac{n_z}{1 - n_z}. \quad (5.3)$$

Якщо  $m_o \leq 0$ , то гравітаційний дренаж працювати не буде.

Основним показником ефективності застосування гравітаційних дренажів є коефіцієнт водовіддачі – частка зниження вологості ґрунту після улаштування дренажу:

$$\mu = \frac{m_o}{n_z}. \quad (5.4)$$

При коефіцієнті водовіддачі  $\mu=0,2$  вода, яка залишиться в порах, збільшиться в об'ємі на 9 % і займе місце в межах

осушених пор, тобто пучини взимку виникати не будуть. Таким чином, дренаж вважається технічно ефективним, якщо:

$$\mu \geq 0,2. \quad (5.5)$$

Ефект осушення характеризується зниженням вагової вологості в осушеному ґрунті порівняно з вологістю до осушення:

$$\Delta W = m_o \cdot \frac{\gamma_e}{\gamma_d}. \quad (5.6)$$

Висновок про можливість застосування того чи іншого варіанта осушення ґрунту робиться тільки після виявлення його технічної ефективності.

### **5.3 Визначення необхідної глибини закладання дренажу і ширини дренажної траншеї**

Після визначення доцільності улаштування дренажу залежно від розмірних параметрів земляного полотна, інженерно-геологічних, гідрологічних та інших характеристик прокладають трасу дренажу. Далі намічають розрахунковий поперечник, розміщений, як правило, там, де глибина закладання буде найбільшою.

Потім будують розрахункову модель осушення ґрунту дренажем і визначають необхідну глибину закладання  $h_o$ . У свою чергу розрахункова модель залежить від мети улаштування дренажу та особливостей його спорудження.

Для недопущення морозного здимання ґрунтів основної площадки, рівень ґрунтових вод  $A_{2в}$  у розрахунковому перерізі після спорудження дренажу повинен міститися нижче фронту промерзання  $z_n$  на сумарну величину капілярного підняття  $a_{кп}$  і запасу на можливі коливання глибини промерзання та рівня ґрунтових вод  $e_3$ . На основі цього принципу розробляються відповідні розрахункові схеми (рисунки 5.1÷5.4).

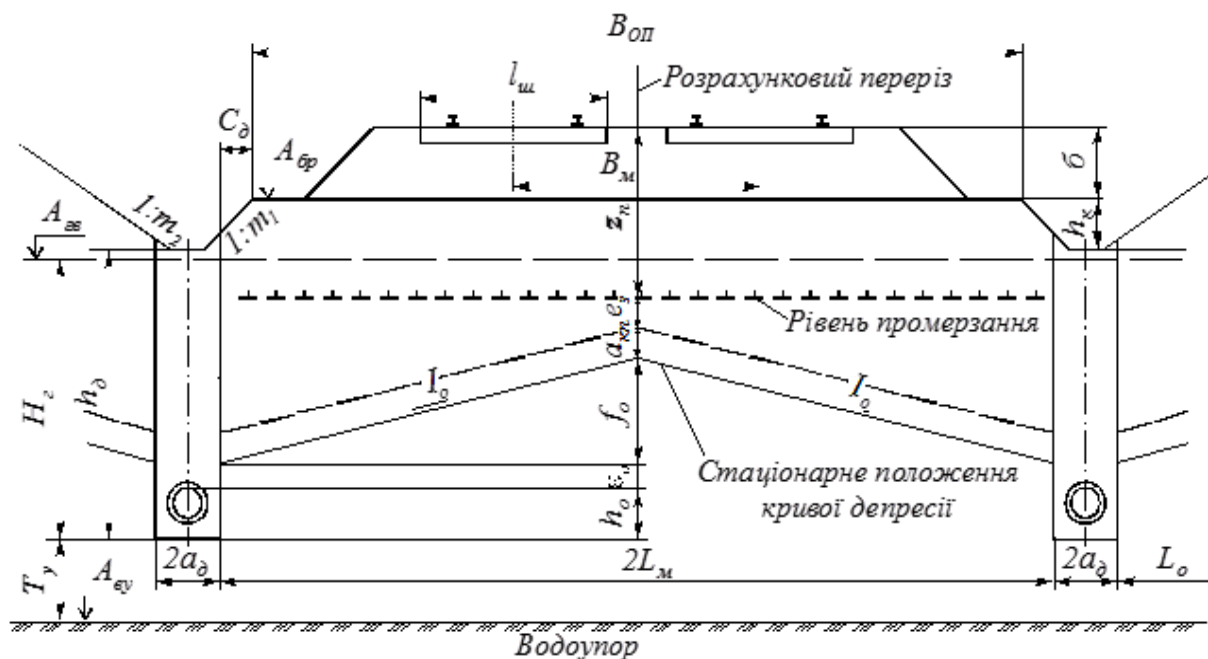


Рисунок 5.1 – Розрахункова схема двостороннього підкуветного недосконалого дренажу

При цьому за розрахунковий переріз для двосторонніх дренажів приймається вісь земляного полотна, а для односторонніх – вертикаль, розміщена на відстані  $b_3=0,25\div 0,5$  м від торця шпали у бік протилежного укосу (відносно дренажної траншеї).

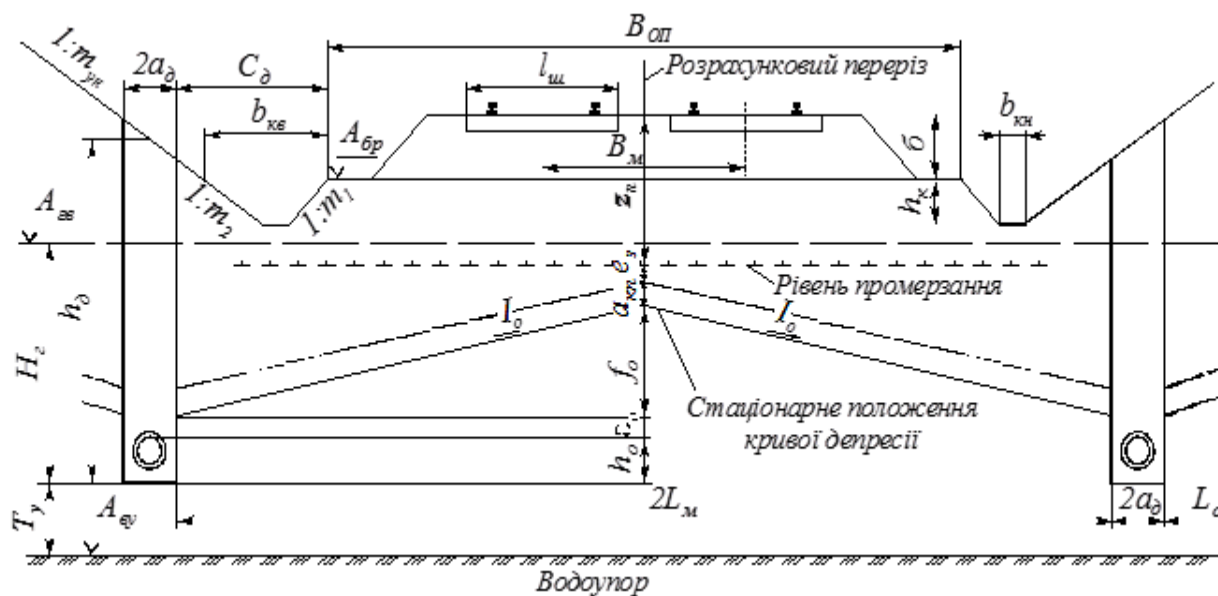


Рисунок 5.2 – Розрахункова схема двостороннього закуветного недосконалого дренажу

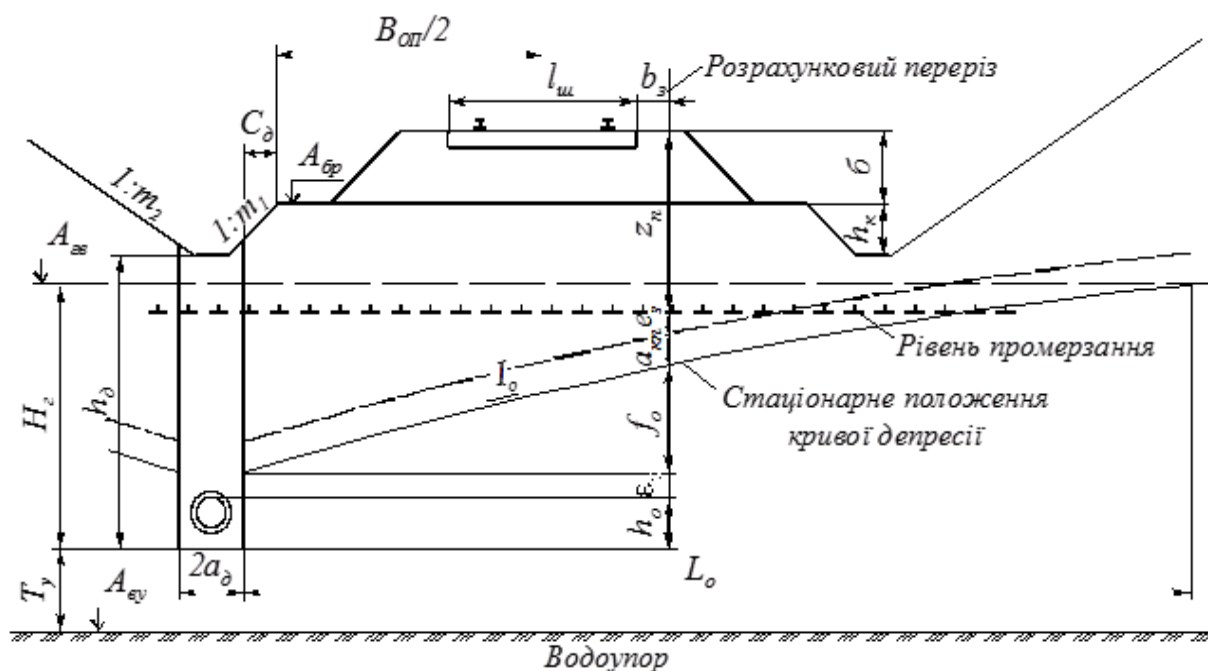


Рисунок 5.3 – Розрахункова схема одностороннього підкюветного недосконалого дренажу

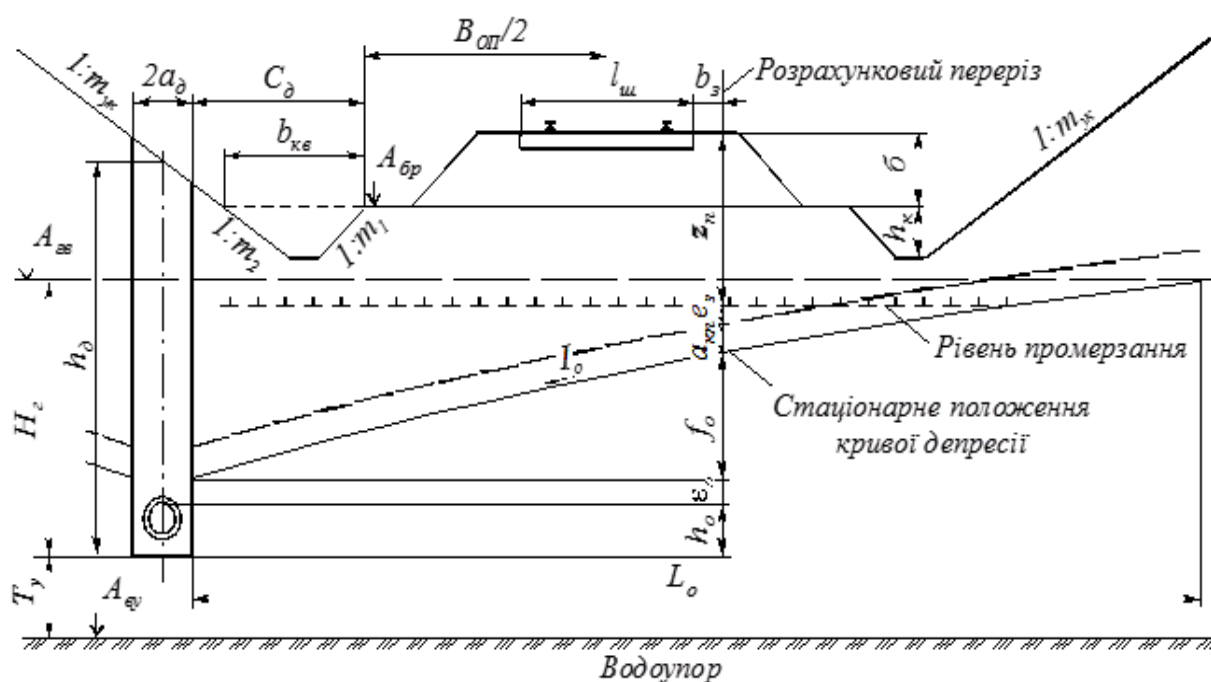


Рисунок 5.4 – Розрахункова схема одностороннього закюветного недосконалого дренажу

Відповідно до наведених розрахункових схем дренажів глибина закладання двосторонніх та односторонніх недосконалих дренажів буде рівною:

для підкюветного

$$h_{\partial} = z_n - \bar{b} + e_3 + a_{кн} + f_o + \varepsilon_o + h_o - h_k; \quad (5.7)$$

для закюветного

$$h_{\partial} = z_n - \bar{b} + e_3 + a_{кн} + f_o + \varepsilon_o + h_o + \frac{C_{\partial} - b_{кв} + a_{\partial}}{m_{ук}}, \quad (5.8)$$

де  $z_n$  – найбільша сезонна глибина промерзання баластового шару і ґрунтів земляного полотна за 10-річний період спостережень;

$\bar{b}$  – товщина баластового шару з урахуванням товщини шпали;

$e_3$  – величина запасу на можливі коливання глибини промерзання та рівня ґрунтових вод ( $e_3 = 0,15 \div 0,25$  м);

$a_{кн}$  – висота капілярного підняття води над кривою депресії;

$\varepsilon_o$  – висота височування води крізь стінку дренажу над рівнем води в траншеї (оскільки ця величина дуже мала, то в першому наближенні можна прийняти  $\varepsilon_o \approx 0$ );

$h_o$  – конструктивний розмір, який вимірюється від дна дренажної траншеї до верху внутрішнього перерізу труби (розмір ураховує товщину фільтра, на який укладається труба,  $0,1 \div 0,2$  м і діаметр труби), оскільки діаметр дрени ще не визначений, то для попереднього розрахунку можна прийняти  $h_o \approx 0,3 \div 0,4$  м;

$h_k$  – глибина кювету (0,6 м);

$C_{\partial}$  – відстань від брівки основної площадки земляного полотна до внутрішньої стінки дренажної траншеї (при проектуванні підкюветних дренажів можна умовно прийняти  $C_{\partial} = 0,2$  м; при проектуванні закюветних дренажів для забезпечення нормальної роботи землерийних машин при копанні траншей можна прийняти  $C_{\partial} = 2,5$  м);

$b_{кв}$  – ширина кювету по верху:  $b_{кв} = b_{кн} + (m_1 + m_2) \cdot h_k$ , де  $b_{кн}$  – ширина кювету по низу ( $b_{кн} = 0,4$  м);  $m_1$  та  $m_2$  – показники крутості

укосів кювету (для виїмок глибиною до 12 м у глинистих ґрунтах  $m_1=1$ ;  $m_2=1,5$ );

$a_\partial$  – половина ширини дренажної траншеї (як перше наближення можна прийняти  $a_\partial=0,4$  м);

$m_{ук}$  – показник крутості укосів виїмки ( $m_{ук}=m_2$ );

$f_o$  – стріла вигину кривої депресії в розрахунковому перерізі, яка відраховується від точки виклинювання кривої депресії (точки перетину кривою депресії стінки дренажу):

для двосторонніх дренажів:

$$f_o = I_o \cdot L_m, \quad (5.9)$$

де  $I_o$  – середній ухил кривої депресії;

$L_m$  – відстань від внутрішньої стінки дренажу до розрахункового перерізу (половина ширини міждренажного простору):

для підкюветних дренажів:

$$L_m = \frac{B_{оп}}{2} + m_1 \cdot h_k - C_\partial; \quad (5.10)$$

для закюветних дренажів:

$$L_m = \frac{B_{оп}}{2} + C_\partial; \quad (5.11)$$

для односторонніх дренажів визначати  $f_o$  через середній ухил кривої депресії та відстань  $L_m$  недопустимо, оскільки характер кривої депресії порівняно з двостороннім дренажем буде інший, тому стріла  $f_o$  визначається з розв'язку рівняння кривої депресії

$$f_o = \frac{1}{2} I_o L_p - h_o + \sqrt{\frac{1}{4} (2h_o - I_o L_p)^2 + I_o L_p (H_o + h_o)}, \quad (5.12)$$

де  $L_p$  – відстань від розрахункового перерізу до ближньої стінки траншеї одностороннього дренажу:

для одноколійних ділянок:

$$L_p = L_m + \frac{l_{ш}}{2} + b_3; \quad (5.13)$$

для двоколійних ділянок:

$$L_p = L_m + \frac{B_m + l_{ш}}{2} + b_3; \quad (5.14)$$

де  $L_m$  – визначається за формулою (5.10) або (5.11) залежно від розміщення дренажної траншеї;

$l_{ш}$  – довжина шпали;

$b_3$  – запас для недопущення морозного здимання ґрунту під кінцем шпали, що розміщений найдалі від одностороннього дренажу  $b_3 = 0,25 \div 0,5$  м;

$B_m$  – відстань між осями колій;

$H_o$  – висота незниженого горизонту ґрунтових вод без урахування  $f_o$ :

$$H_o = A_{гв} - A_{бр} + z_n - \bar{b} + e_3 + a_{кп} + \varepsilon_o + h_o, \quad (5.15)$$

де  $A_{гв}$  та  $A_{бр}$  – відповідно відмітки рівня ґрунтових вод і рівня брівки основної площадки земляного полотна.

Якщо у формулі (5.12) прийняти:

$$\left. \begin{aligned} F &= 2h_o - I_o \cdot L_p; \\ G &= I_o \cdot L_p \cdot (H_o + h_o), \end{aligned} \right\} \quad (5.16)$$

то її можна переписати в зручнішому для розрахунків вигляді:

$$f_o = \sqrt{0,25F^2 + G} - 0,5F. \quad (5.17)$$



При неглибокому заляганні водоупору (3 ÷ 4 м) влаштовують досконалий дренаж (рисунок 5.5). У цьому випадку глибина закладання дренажу буде рівна відстані від поверхні землі до водоупору плюс 0,2 ÷ 0,3 м заглиблення траншеї у водоупор, при цьому в усіх випадках глибина закладання досконалого дренажу повинна забезпечувати зниження рівня води в розрахунковому перерізі нижче  $z_n$  із запасом  $e_3 + a_{кп}$ .

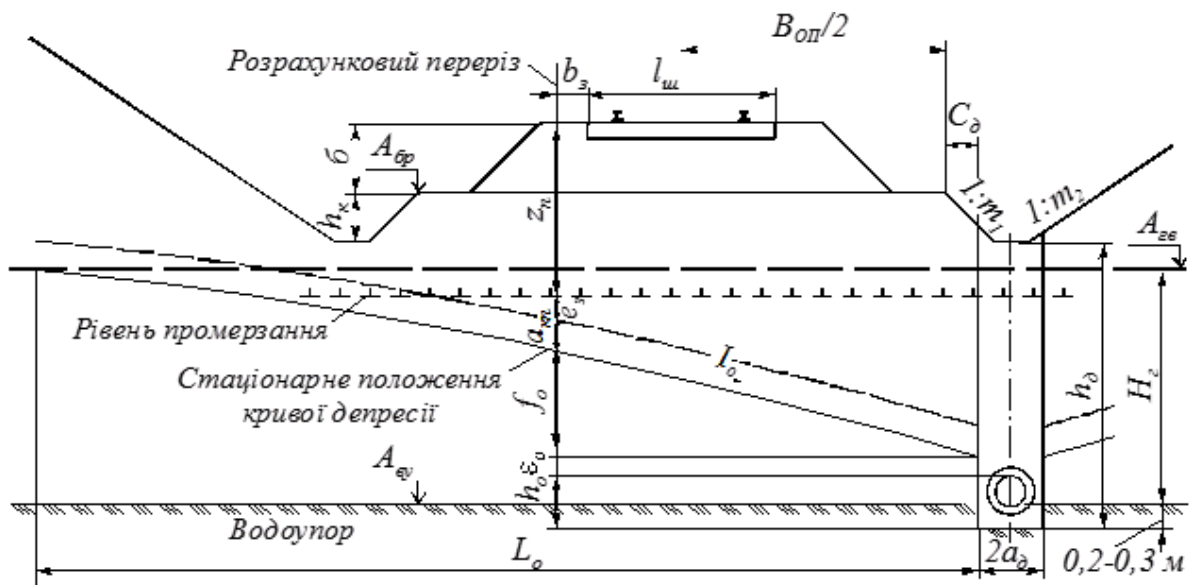


Рисунок 5.5 – Розрахункова схема одностороннього підкюветного досконалого дренажу

Після розрахунку глибини закладання дренажу залежно від отриманої величини  $h_o$  призначають ширину дренажної траншеї:

при  $h_o \leq 2,5$  м ширина траншеї  $2a_o$  приймається від 0,8 до 1,0 м;

при  $2,5 \text{ м} \leq h_o \leq 6,0$  м ширина траншеї  $2a_o$  приймається від 1,0 до 1,5 м;

при улаштуванні дренажу спеціальною машиною ширина траншеї приймається 0,52 ÷ 0,8 м (залежно від ширини робочого органу траншеєкопальної машини).

#### 5.4 Визначення термінів осушення ґрунту дренажем

Величина терміну осушення є суттєвим критерієм при виборі тієї чи іншої конструкції дренажу порівняно з іншими конкуруючими варіантами.

Терміном осушення ґрунту називають час, за який буде реалізована визначена ефективність осушення дренажем, тобто криві депресії ґрунтової води займуть своє стаціонарне положення (рисунок 5.6).

Термін осушення може бути наближено визначений за формулою

$$t_o = \frac{m_o \cdot L_o^2}{K_\phi \cdot \sqrt{B_o}} \cdot (\eta_1 + \eta_2), \quad (5.18)$$

де  $m_o$  – водовіддача (формула (5.1));

$K_\phi$  – коефіцієнт фільтрації;

$L_o$  – проекція кривої депресії на горизонтальну вісь:

для двосторонніх дренажів необхідно приймати:

$$L_o = L_m; \quad (5.19)$$

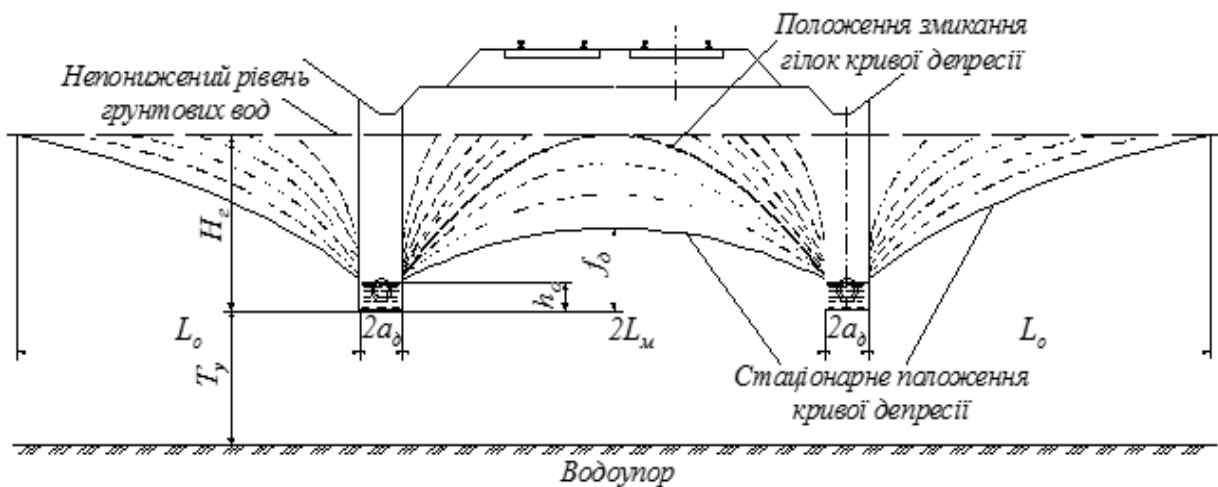


Рисунок 5.6 – Схема осушення ґрунту дренажем

для односторонніх дренажів:

$$L_o = \frac{2(1 - I_o)}{(2 - I_o)I_o} \cdot (H_2 - h_o), \quad (5.20)$$

де  $H_2$  – висота незниженого горизонту ґрунтових вод над дном дренажу (для досконалих дренажів над рівнем водоупору);

$$H_z = H_o + f_o; \quad (5.21)$$

$B_o$  – коефіцієнт, який ураховує недосконалість дренажу:

$$B_o = 1 + 5,5 \sqrt{\frac{a_o \cdot T_y}{(H_z + T_y) \cdot H_z}}, \quad (5.22)$$

$T_y$  – відстань від дна дренажної траншеї до водоупору:

$$T_y = A_{ze} - A_{gy} - H_z, \quad (5.23)$$

де  $A_{ze}$  та  $A_{gy}$  – відповідно відмітки рівня ґрунтових вод і водоупору;

$a_o$  – половина ширини дренажної траншеї;

\*при досконалому дренажі  $T_y=0$  і  $B_o=1$ ;

$\eta_1$  і  $\eta_2$  – функції, які визначають час осушення;

при двосторонніх дренажах указані функції розраховують для міждренажного простору:

$\eta_1$  – час від початку осушення до моменту змикання гілок кривої депресії:

$$\eta_1 = \frac{H_z + 2h_o}{3(H_z + h_o^2)}; \quad (5.24)$$

$\eta_2$  – час від моменту змикання гілок кривої депресії до її переходу в стаціонарне положення:

$$\eta_2 = \frac{2}{3A_o^2} \cdot \left( \frac{1}{f_o} - \frac{1}{H_z} \right), \quad (5.25)$$

де  $A_o$  – коефіцієнт, величина якого приймається з таблиці 5.2 залежно від відношення  $\frac{h_o}{H_z}$ , тобто  $A_o = f\left(\frac{h_o}{H_z}\right)$ ;

$f_o$  – відстань від дна дренажної траншеї до стаціонарного положення кривої депресії в розрахунковому перерізі двостороннього дренажу:

$$f_{\partial} = h_o + \varepsilon_o + I_o \cdot L_m, \quad (5.26)$$

при цьому значення висоти височування води  $\varepsilon_o$  уточнюється за формулою

$$\varepsilon_o = \frac{I_o}{2 - I_o} \cdot (H_z - h_o); \quad (5.27)$$

при односторонніх дренажах і двосторонніх дренажах з польової сторони:

$\eta_1$  – час від початку осушення до зайняття гілками кривої депресії стаціонарного положення:

$$\left. \begin{aligned} \eta_1 &= \frac{4(H_z^3 - h_o^3)}{3(H_z^2 - h_o^2)^2}; \\ \eta_2 &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (5.28)$$

Таблиця 5.2 – Значення коефіцієнта  $A_{\partial} = f\left(\frac{h_o}{H_z}\right)$

$\frac{h_o}{H_z}$	0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$A_{\partial}$	0,862	0,861	0,857	0,842	0,817	0,781	0,734	0,674	0,597	0,497	0,357

Після розрахунків термінів осушення для кожного з конкретних варіантів їх порівнюють з допустимими значеннями, після чого приймається кінцеве рішення про улаштування того, чи іншого дренажу.

Допустимий термін осушення встановлюється залежно від мети та завдань осушення і визначається конкретно для кожного об'єкта відповідним технічним та техніко-економічним обґрунтуванням. Допускають терміни осушення приблизно до 1 ÷ 3 років.

### **5.4.1 Установлення доцільності улаштування одностороннього дренажу більшої глибини порівняно з двостороннім**

Очевидно, що вартість спорудження двостороннього дренажу при інших рівних умовах може бути значно вищою порівняно з одностороннім. Тому перед прийняттям остаточного рішення щодо вибору тієї чи іншої конструкції дренажу необхідно провести всебічний інженерний аналіз можливих варіантів.

Для встановлення економічної доцільності улаштування одностороннього дренажу більшої глибини порівняно з двостороннім необхідно визначити ту глибину  $H_r$  для одностороннього дренажу, при якій необхідне зниження рівня ґрунтових вод буде досягнуто до заданого терміну  $t_0$ .

Алгоритм розрахунку можна подати таким чином:

- задаються різні значення висоти незниженого горизонту ґрунтових вод над дном дренажу  $H_r$ ;
- для прийнятих  $H_r$  знаходяться відповідні терміни осушення  $t_0$ ;
- далі будується залежність  $t_0$  від  $H_r$ , з якої приймається те значення  $H_r$ , яке забезпечить заданий (необхідний) термін осушення при односторонньому дренажі.

При розрахунках довжина кривої депресії  $L_t$ , яка відповідає терміну осушення  $t_0$ , визначається з розв'язку рівняння кривої депресії. При цьому враховують, що при невстановленому русі величина  $\varepsilon_0$  може стати значною, тому в розрахунках необхідно приймати уточнене відповідним чином значення.

Нижче наведено зведення формул, необхідних для даного розрахунку:

$$\left.
\begin{aligned}
\varepsilon_0 &= (H_z - H_0 + L_p) - \sqrt{(H_z - H_0 + L_p)^2 - (H_z - H_0)^2}; \\
B_\delta &= 1 + 5,5 \sqrt{\frac{a_\delta \cdot T_y}{(H_z + T_y) \cdot H_z}}; \\
\eta_1 &= \frac{4(H_z^3 - (h_0 + \varepsilon_0)^3)}{3(H_z^2 - (h_0 + \varepsilon_0)^2)^2}; \\
c_0 &= H_0 - h_0; \\
L_t &= L_p \frac{(H_z - \varepsilon_0)^2 - h_0^2}{(H_z - \varepsilon_0 - c_0)^2 - h_0^2}; \\
t_0 &= \frac{m_0 \cdot L_t}{k_\phi \cdot \sqrt{B_\delta}} \cdot \eta_1.
\end{aligned}
\right\}$$

Величина  $c_0$  являє собою зниження рівня ґрунтових вод у розрахунковому перерізі, що розміщений на відстані  $L_p$  від найближчої стінки дренажу.

Терміни осушення, наведені вище, визначені з огляду на те, що незнижений рівень ґрунтових вод був до початку улаштування дренажу і почав знижуватись лише у зв'язку з улаштуванням дренажу. Це цілком справедливо в тих випадках, коли рівень ґрунтових вод  $A_{ГВ}$  нижчий від дна кюветів.

Якщо рівень ґрунтових вод вищий від дна кюветів (тобто  $A_{ГВ} > A_k$ , де  $A_k$  – відмітка дна кювета), то вже після розробки виїмки починається зниження рівня ґрунтових вод з виклинюванням кривої депресії в кюветі.

У такому випадку термін  $t_0$  зниження односторонніми дренажами рівня ґрунтових вод до необхідного положення повинен визначатися за формулою:

$$t_0 \approx t - t_k,$$

де  $t$  – повний термін осушення до необхідного рівня, починаючи з незниженого рівня ґрунтових вод;

$t_k$  – термін зниження ґрунтових вод до положення виклинювання кривої депресії ґрунтових вод у кюветі.

При цьому значення  $t$  і  $t_k$  знаходяться за описаними вище методиками.

## 5.4.2 Допустимий термін осушення

Допустимі терміни осушення встановлюються з огляду на терміни окупності з урахуванням будівельних витрат, фактичних витрат за роками та їх змін у часі. Якщо дозволити термін осушення в декілька років, то це означатиме, що перші роки осушення буде неповним, а пучини будуть з року в рік зменшуватися і лише після закінчення даного терміну осушення ефект буде повним. Таким чином, витрати з ремонтів колії на пучинах будуть поступово знижуватися і лише після закінчення терміну осушення зникнуть.

За допустимі терміни осушення приймаються:

а) на заново збудованих залізничних лініях, коли зведення дренажу і осушення ґрунтів завершується до здачі в експлуатацію даної лінії – рівним кількості днів запланованих згідно з графіком будівництва залізничної лінії від моменту закінчення зведення дренажу до здачі в експлуатацію лінії, що будується. При цьому, якщо всі прийняті до розгляду варіанти дренажів вкладаються в названий термін, тоді вибір того чи іншого типу дренажу проводять порівнянням тільки будівельних витрат на його зведення;

б) на лініях, що експлуатуються, допустимі терміни осушення встановлюються за умови завершення осушення дренажних ґрунтів протягом часу від завершення будівництва дренажу до настання періоду максимального морозного здимання ґрунтів. Наприклад, якщо будівництво дренажу закінчується 1 вересня, а найбільше промерзання ґрунтів у зоні дренажу, що будується, настане у лютому, то допустимий термін осушення повинен бути не більше 150÷160 днів. У цьому випадку варіанти порівнюють тільки за будівельними витратами.

Якщо на лініях, що експлуатуються, термін осушення прийнятий більшим, ніж період від закінчення будівництва дренажу до настання максимального промерзання ґрунтів, то в цьому випадку при порівнянні варіантів приймаються не лише будівельні витрати на зведення прийнятих до розгляду варіантів дренажу, але й експлуатаційні витрати, пов'язані з усуненням впливу пучин на швидкості поїздів.

Для навчальних цілей допустимий термін осушення дренованих ґрунтів, за узгодженням з керівником курсового або дипломного проектування, може бути встановлений в межах від півроку до 3 років.

### 5.5 Визначення витрат води, що надходять у дренаж

Для того, щоб правильно підібрати розмір дренажних труб і забезпечити нормальне відведення зібраної дренажем води, необхідно знати витрати води на 1 пог. м дренажної траншеї.

Практичні формули розрахунку витрат води, які отримані теоретичним та експериментальним шляхом, відрізняються залежно від умов надходження води в дренаж і типу дренажу.

У найбільш загальному випадку (двосторонній недосконалий дренаж) втікання води в дренажну траншею проходить з шести можливих зон А, Б, В, Г, Д, Е (рисунок 5.7), тоді витрати води в дренажі будуть рівні

$$q = q_{nc} + q_{nd} + q_{mc} + q_{md}, \quad (5.29)$$

де  $q_{nc}$  – витрати води, які потрапляють у дренаж через польову стінку траншеї (із зон А і Б);

$q_{nd}$  – витрати води, які потрапляють у дренаж через польову половину дна траншеї (із зони В);

$q_{mc}$  – витрати води, які потрапляють у дренаж через міждренажну стінку траншеї (із зон Д і Е);

$q_{md}$  – витрати води, які потрапляють у дренаж через міждренажну половину дна траншеї (із зони Г).



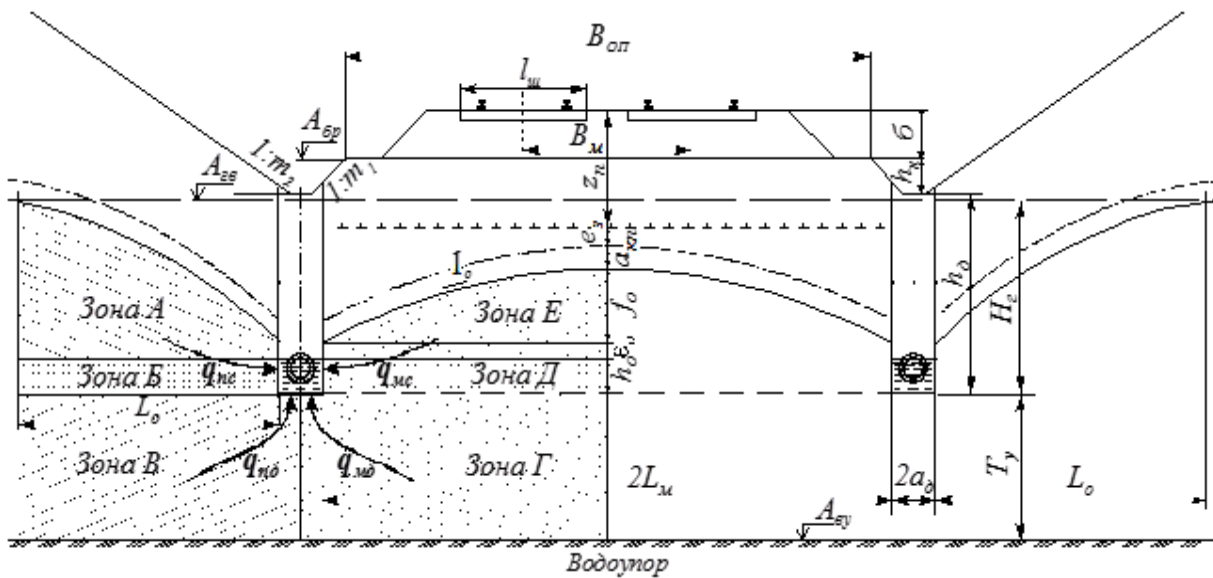


Рисунок 5.7 – Розрахункова схема визначення витрат води у двосторонній недосконалий дренаж

Для інших типів дренажів витрати води складатимуться таким чином:

для одностороннього недосконалого дренажу

$$q = 2 \cdot q_{nc} + 2 \cdot q_{nd} = 2 \cdot (q_{nc} + q_{nd}); \quad (5.30)$$

для двостороннього досконалого дренажу

$$q = q_{nc} + q_{mc}; \quad (5.31)$$

для одностороннього досконалого дренажу

$$q = 2 \cdot q_{nc}. \quad (5.32)$$

Витрати води в дренаж з польової стінки визначаються за формулою

$$q_{nc} = \frac{K_{\phi} \cdot I_0}{2} (H_2 - h_0 + \varepsilon_0). \quad (5.33)$$

Витрати води з польової половини дна дренажу визначають за формулою проф. Р. Р. Чугаєва

$$q_{нд} = K_{\phi} \cdot (H_z - h_o) \cdot q_u. \quad (5.34)$$

Значення  $q_u$  знаходиться за графіком (рисунок 5.8) залежно від величин  $\alpha$  і  $\beta$ , попередньо визначених з виразів:

$$\alpha = \frac{L_o}{L_o + a_o}; \quad (5.35)$$

$$\beta = \frac{L_o}{T_y}. \quad (5.36)$$

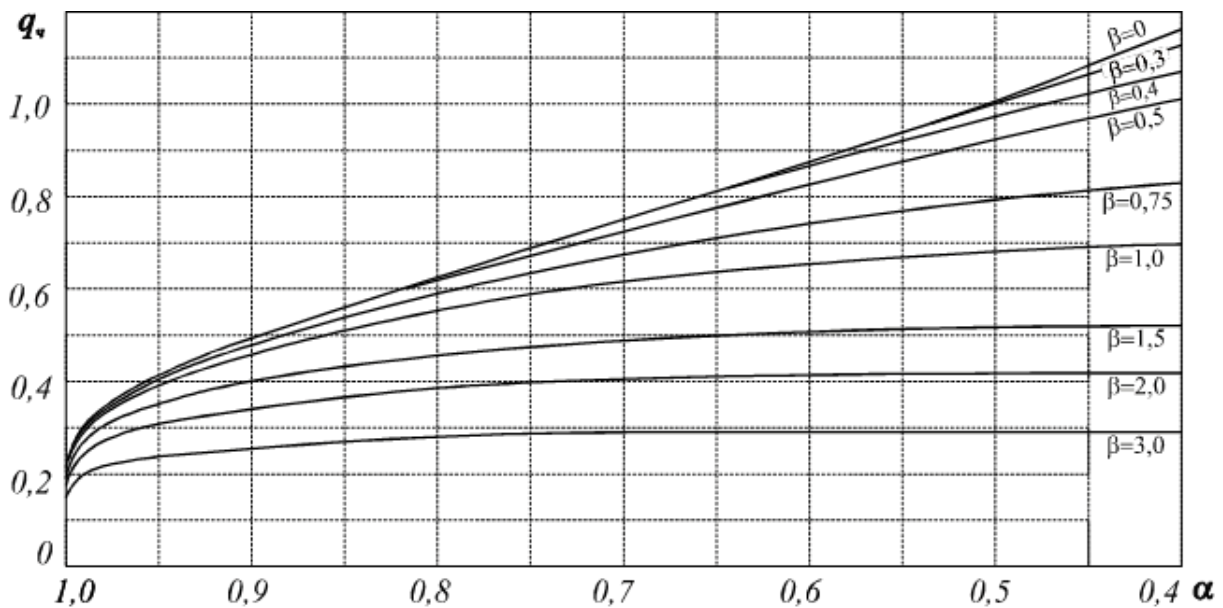


Рисунок 5.8 – Графік для визначення приведених витрат води в дренаж

У практиці обчислень можуть зустрітися різні випадки розрахунку при різних значеннях  $\beta$  і товщинах водоносного шару нижче дна дренажу  $T_y$ .

Товщина водоносного шару нижче дна дренажу може бути меншою або більшою від розрахункового значення:

$$T_o = \frac{L_o}{\beta_o}, \quad (5.37)$$

де  $\beta_o$  – коефіцієнт, який приймається з таблиці 5.3 залежно від  $\alpha$ .

Після обчислення  $\alpha, \beta$  і  $T_o$  можна встановити, який конкретно випадок розрахунку буде виконуватися для заданих умов проектування.

Таблиця 5.3

$\alpha$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,92	0,94	0,96	0,98	1,00
$\beta_o$	0,33	0,43	0,52	0,65	0,71	0,8	0,85	0,9	0,97	1,09	1,32

Перший випадок:  $\beta \leq 3$  і  $T_y < T_o$ , тоді, користуючись графіком (рисунок 5.7) визначають  $q_u = f(\alpha, \beta)$ .

Другий випадок:  $\beta > 3$  і  $T_y < T_o$ , тоді спочатку визначають проміжне значення  $q'_u$  за графіком (рисунок 5.8) при  $\beta = 3$  та значенні  $\alpha_o$ , обчисленому за формулою

$$\alpha_o = \frac{3T_y}{3T_y + a_d}. \quad (5.38)$$

Після цього обчислюють шукане значення  $q_u$  за формулою

$$q_u = \frac{q'_u}{(\beta - 3) \cdot q'_u + 1}. \quad (5.39)$$

Третій випадок:  $\beta \leq 3$  і  $T_y > T_o$ , тоді за графіком (рисунок 5.9) знаходять  $q_u = f(\alpha, \beta)$ , де  $\alpha$  обчислюється за формулою (5.35); при цьому приймається  $\beta = 0$ .

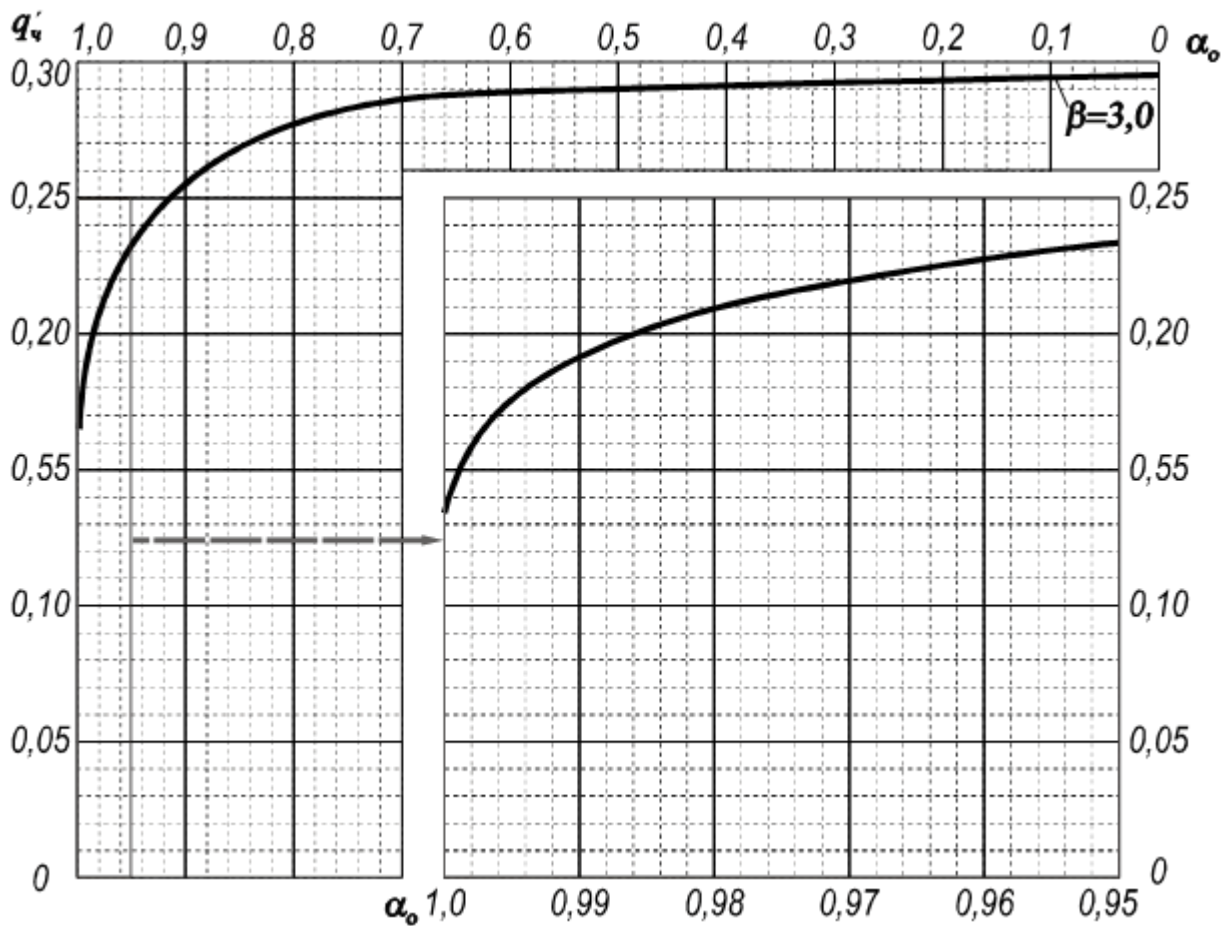


Рисунок 5.9 – Графік для визначення  $q'_c = f(\alpha_o)$  при  $\beta=0$

Витрати води з міждренажної стінки траншеї можна обчислити за формулою

$$q_{mc} = K_\phi \cdot I_o (L_m \cdot I_o + 2h_o + 2\varepsilon_o). \quad (5.40)$$

Витрати води з міждренажної половини дна траншеї визначаються аналогічно до обчислення витрат із зони В, але за дещо видозміненою формулою

$$q_{md} = K_\phi \cdot L_m \cdot I_o \cdot q_c = K_\phi \cdot f_o \cdot q_c, \quad (5.41)$$

де  $q_c$  визначається за методикою, описаною при розрахунках витрат води з польової половини дна дренажної траншеї, але у формули потрібно підставляти  $L_m$  замість  $L_o$ .

## 5.6 Підбір перерізу дренажних труб

При розрахунках пропускної спроможності дренажної труби необхідно визначити витрати води по всій довжині проектного дренажу, а у випадку дренажної мережі врахувати також витрати води з інших підземних водовідводів.

Знаючи витрати води на 1 пог. м довжини дренажу, а також транзитні витрати, можна визначити сумарні розрахункові витрати води для кінцевого перерізу траси дренажу:

$$Q_{\partial} = (Q_T + q \cdot L_{\partial}) \cdot m_T, \quad (5.42)$$

де  $Q_T$  – транзитні витрати води, яка надходить від дренажів, що прилягають до даного;

$q$  – витрати води з кожного погонного метра дренажу;

$L_{\partial}$  – довжина дренажу;

$m_T$  – коефіцієнт, що враховує можливість поступового засмічування труби (приймають  $m_T=1,5$ ).

Розрахунок базується на тих самих основних залежностях гідравліки, які були розглянуті при проектуванні водовідвідних каналів.

Дренажні труби розрізняють за матеріалами та розмірами. Найбільш поширені труби керамічні безрозтрубні (рисунок 5.10) чи керамічні розтрубні (рисунок 5.11), азбестоцементні (рисунок 5.12), бетонні (рисунок 5.13), а також спеціальні трубофільтри (рисунок 5.14).

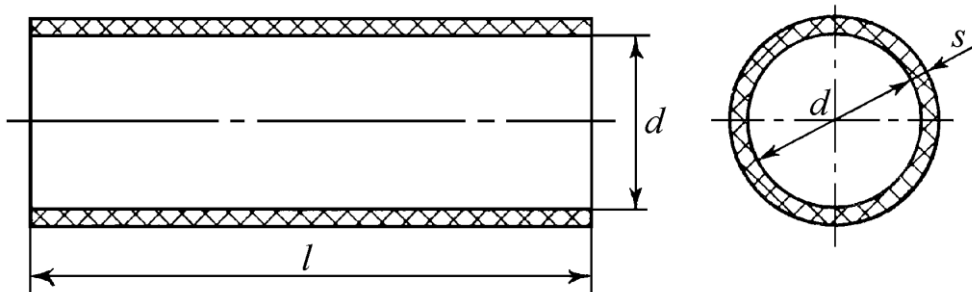
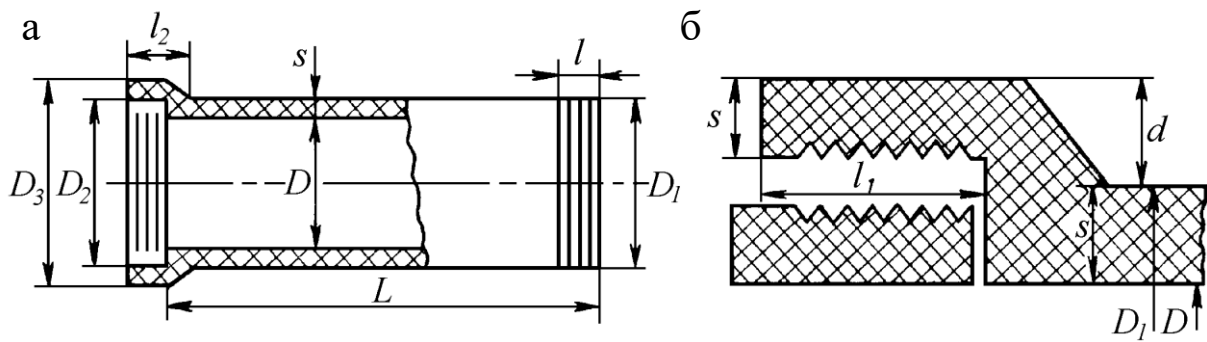


Рисунок 5.10 – Безрозтрубні керамічні дренажні труби



а – труба; б – деталь розтруба

Рисунок 5.11 – Розтрубні керамічні дренажні труби

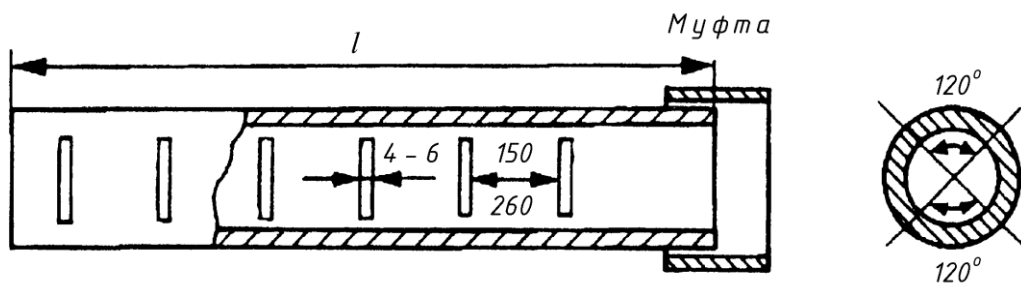


Рисунок 5.12 – Азбестоцементні дренажні труби

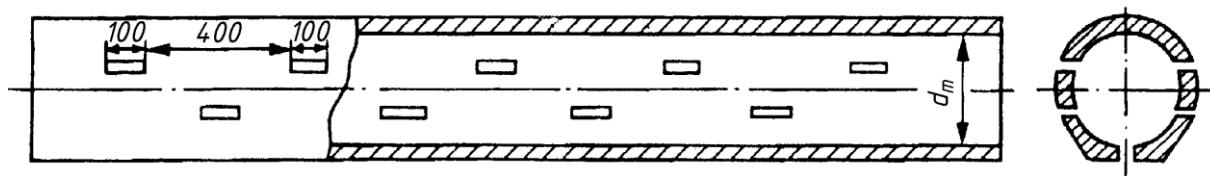
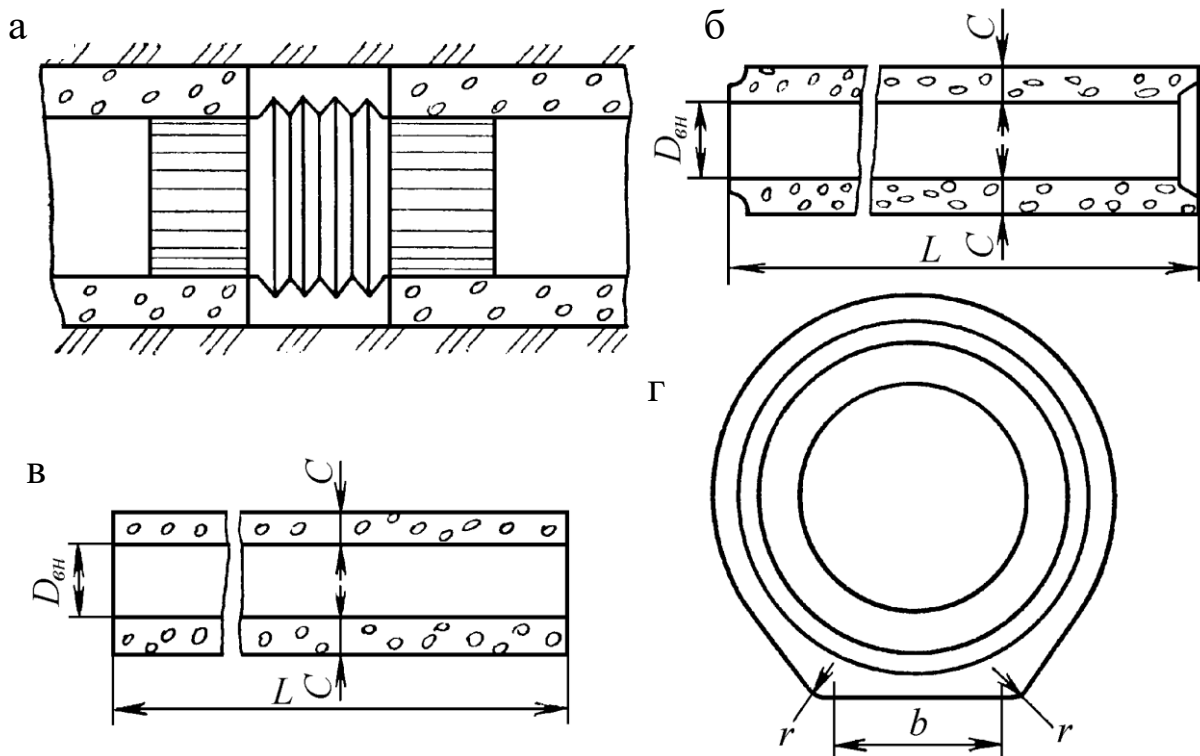


Рисунок 5.13 – Бетонні дренажні труби



а – із з'єднувальною муфтою; б – гладкі круглі;  
 в – круглі фальцові; г – з плоскою підшвою  
 Рисунок 5.14 – Трубофільтри конструкції ВНДЭЗТ

Переріз дренажних труб визначають методом підбору, тобто приймають спочатку деякий переріз, а далі перевіряють його відповідність потрібній пропускну́й спроможності. У більшості випадків цим вимогам відповідають круглі труби з внутрішнім діаметром 150 мм. Тому підбір потрібно починати з цього діаметра. Труби діаметром, меншим за 150 мм, використовувати не рекомендується через незручності в експлуатації (складності очищення та ін.).

На початковій стадії проектування внутрішній діаметр труби можна призначити з таблиці 5.4, приймаючи поздовжній ухил труби  $i_0$ , швидкість течії води в трубі  $V_m$  і максимальні витрати води  $Q_0$ .

Таблиця 5.4 – Параметри підбору дренажних труб

Круглі труби		Характеристики $V_m, Q_m$		
діаметр $d_m \times 10^{-3}, \text{ м}$	поздовжній ухил $i_m$	швидкість $V_m, \text{ м/с}$	витрати $Q_m$	
			$\times 10^{-3} \text{ м}^3/\text{с}$	$\text{м}^3/\text{ГОД}$
150	0,003	0,52	9,12	32,8
	0,004	0,60	10,53	37,9
	0,005	0,67	11,77	42,4
	0,006	0,73	12,89	46,4
200	0,003	0,62	19,62	70,6
	0,004	0,72	22,65	81,5
	0,005	0,81	25,33	91,2
	0,006	0,88	27,74	99,9
250	0,003	0,72	35,55	128,0
	0,004	0,84	41,05	147,8
	0,005	0,93	45,89	165,2
	0,006	1,02	50,27	181,0
300	0,003	0,82	57,78	208,0
	0,004	0,94	66,71	240,2
	0,005	1,06	74,59	268,5

Після призначення діаметра труб роблять перевіірочні розрахунки за відомими формулами гідравліки.

Визначаються:

площа внутрішнього перерізу труби:

$$\omega_T = \frac{\pi \cdot d_T^2}{4}; \quad (5.43)$$

гідравлічний радіус:

$$R_T = \frac{d_T}{4}; \quad (5.44)$$

коефіцієнт Шезі за формулою акад. М. М. Павловського:

$$C_T = \frac{1}{n_{ш}} \cdot R_T^y, \quad (5.45)$$



де  $n_{uu}$  – коефіцієнт гідравлічної шорсткості труб (для керамічних, азбоцементних і залізобетонних труб  $n_{uu}=0,012$ );

$y$  – показник ступеня,  $y = 0,164$  при  $R < 1$  м і  $y = 0,142$  при  $R > 1$  м.

Швидкість течії води у підбраній трубі:

$$V_T = C_T \cdot \sqrt{R_T \cdot i_T}, \quad (5.46)$$

де  $i_T$  – поздовжній ухил дренажної труби на розрахунковій ділянці:

якщо передбачається улаштування спостережних свердловин, то можна прийняти  $i_T$  рівним поздовжньому ухилу дна кювету  $i_k$ ;

якщо передбачається улаштування оглядових колодязів, то необхідно влаштовувати перепади кінців вхідної та вихідної труб не менше ніж 0,1 м; у цьому випадку поздовжній ухил труби  $i_T$  при прийнятому ухилі дна траншеї  $i_\delta$  (можна прийняти  $i_\delta = i_k$ ) визначають за формулою:

$$i_T = i_\delta - \frac{d_n}{l_k}, \quad (5.47)$$

де  $d_n$  – величина перепаду між вхідною і вихідною трубами колодязя (приймають  $d_n = 0,1 \div 0,25$  м);

$l_k$  – відстань між осями оглядових колодязів (на прямих ділянках  $l_k = 70 \div 100$  м; у кривих ділянках  $l_k = 50$  м).

Пропускна здатність дренажної труби:

$$Q_T = \omega_T \cdot V_T. \quad (5.48)$$

Далі порівнюються фактичні і розрахункові витрати води:

якщо  $Q_\delta > Q_T$ , то підбирають більший діаметр труби і виконують перерахунок для нового діаметра труби;

якщо  $Q_0 \leq Q_T$ , то труба підібрана правильно і розрахунок закінчено.

Якщо водозбірна ділянка траси дренажу має велику протяжність (більше ніж 150 м), а для низової ділянки було прийнято трубу з внутрішнім діаметром, більшим ніж 150 мм (рисунок 5.15), тоді потрібно визначити місце переходу до труб меншого діаметра.

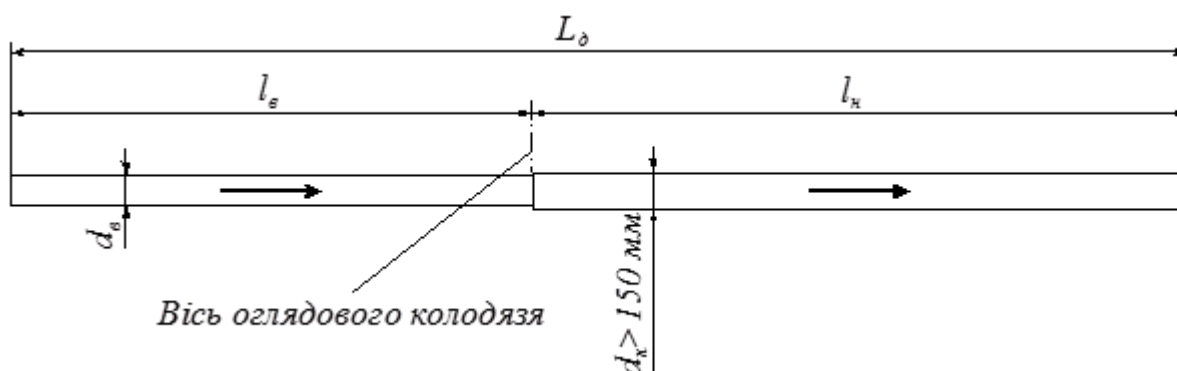


Рисунок 5.15 – Схема ділянок дренажу з різними перерізами труб

Протяжність низових ділянок з трубами більшого діаметра можна визначити за формулою

$$l_n = \frac{\pi \cdot (d_n^2 - d_\epsilon^2) \cdot V_T}{4 \cdot m_T \cdot q}, \quad (5.49)$$

де  $V_T$  – швидкість течії води у трубах, м/с (для наближених розрахунків приймається однаковою на всій довжині ділянки розрахунку);

$d_\epsilon$  – діаметр труб верхньої ділянки, м:

$$d_\epsilon = d_n - \Delta d, \quad (5.50)$$

де  $\Delta d$  – стандартна величина приросту діаметра ( $\Delta d = 50$  мм).

Початок укладання труб меншого діаметра можна визначити з виразу

$$l_\epsilon = L_0 - l_n, \quad (5.51)$$

де  $l_6$  – довжина верхової ділянки траси з трубами меншого перерізу, м;

$L_0$  – повна довжина дренажу (загальна довжина розглядуваної ділянки), м.

Після визначення довжини  $l_6$  місце зміни діаметра труб призначається в перерізі траси, що збігається з оглядовим колодязем.

## **6 ПРОЕКТУВАННЯ ПРОТИПУЧИННИХ ПОДУШОК**

До теплоізолюючих покриттів належать:

- крупнозернисті піски, що добре дреноують воду;
- шлаки котельні та металургійні гранульовані;
- відходи азбестової промисловості;
- пінопластові покриття;
- бітумоутримуючі породи (кіри);

До конструкцій, що виводять зону промерзання із зони шкідливого здимання, належать:

- врізні протипучинні подушки;
- накладні та комбіновані подушки;
- піднімання колії на новий баластний шар.

При улаштуванні врізних подушок видаляють баластовий шар, а після цього пучинний ґрунт, що лежить нижче баластового шару, і замінюють його на непучинний.

Накладні подушки влаштовують шляхом послідовних пошарових піднімань колії спочатку на матеріал подушки, після чого на баласт до змінених проектних відміток колії. Насип на рівні старої основної площадки розширюється.

Позбавитися від пучин можна також підніманням колії до проектних відміток за рахунок постановки її на новий баластовий шар. Висота піднімання визначається з умови виведення зони промерзання із шару пучинотвірних ґрунтів.

Комбіновані подушки споруджують за рахунок часткового вирізання пучинного ґрунту разом з баластовим шаром, що лежить у колії, і наступним улаштуванням колії на матеріал подушки та новий баласт до змінених проектних відміток колії.

Вибір конструкції протипучинних пристроїв виконують на основі матеріалів інженерно-геологічного обстеження і техніко-економічного порівняння варіантів оздоровлення земляного полотна.

На вибір того чи іншого варіанта конструкції теплоізолюючих покриттів впливають:

- розміри окремих пучин;
- інженерно-геологічні та кліматичні умови;
- конструкція та стан земляного полотна;
- кількість колій, їх профіль і наявність габаритних обмежень;
- наявність тих чи інших протипучинних матеріалів та інші місцеві умови.

Врізні подушки можна споруджувати на ділянках з невеликою товщиною старого баластового шару і з неглибоким промерзанням земляного полотна, а також для ліквідації поодиноких пучин на станційних площадках, біля штучних споруд, у місцях виходу скельних порід.

Піднімання колії та накладні подушки доцільно застосовувати на довгих пучинних ділянках (протягом не менше ніж 200 м) там, де немає обмежень за умовами габариту і профілю колії, при невеликій товщині і глибокому розміщенні пучинотвірного шару.

При висоті піднімання понад 0,6÷0,8 м треба влаштовувати накладні подушки.

Комбіновані подушки раціонально застосовувати з метою зменшення глибини вирізання пучинного ґрунту, а також при габаритних обмеженнях величини піднімання колії, наприклад, для забезпечення мостового габариту, габариту підвіски контактного дроту та ін. (рисунок 6.1).

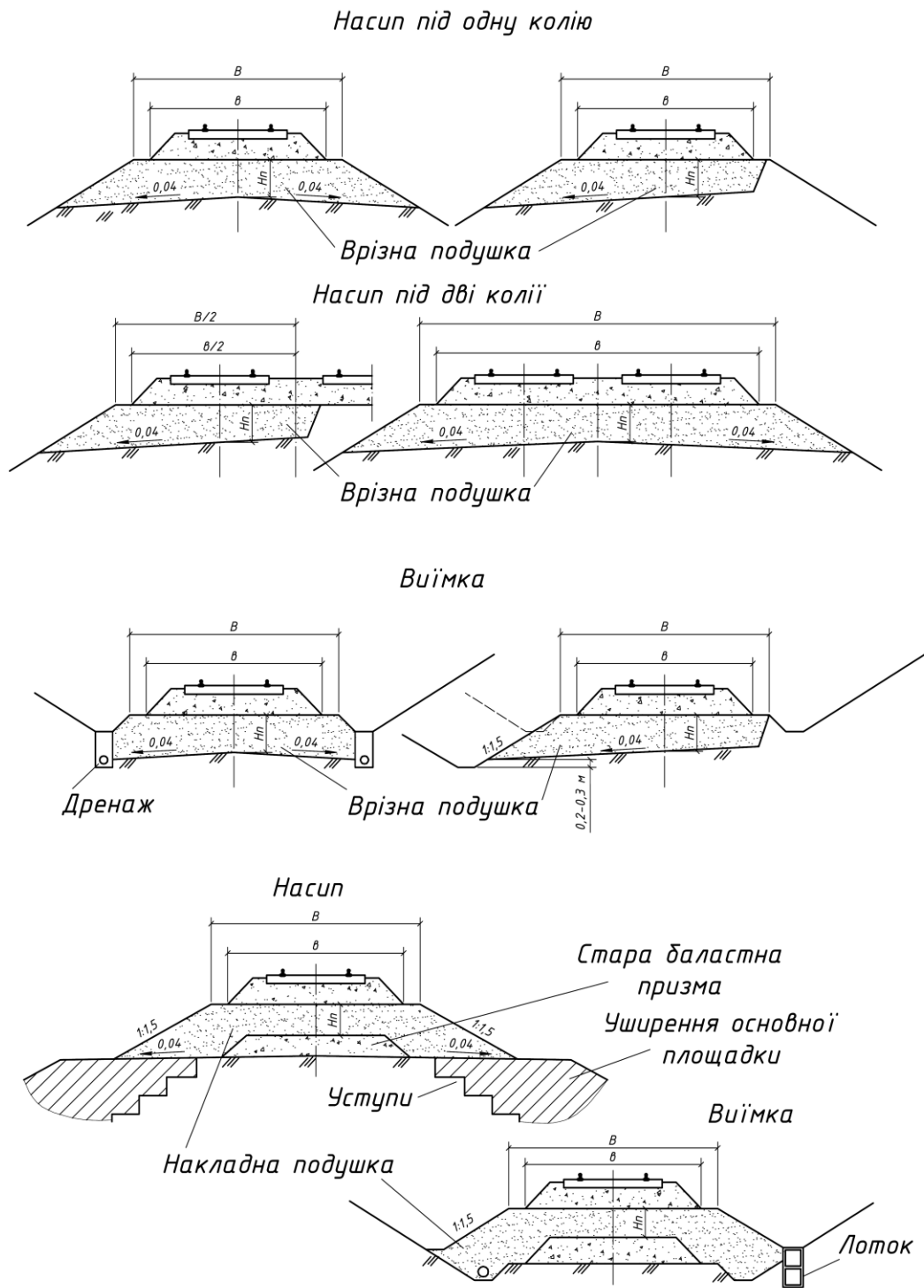


Рисунок 6.1 – Конструкції протипучинних подушок

### 6.1 Визначення товщини протипучинної подушки

Протипучинна подушка повинна бути такої товщини, щоб під нею не промерзав, а отже, не здимався ґрунт.

При цьому треба мати на увазі, що кордон пучиноутворення дещо відстає від кордону промерзання, наприклад, при глибині промерзання до 1,0÷1,5 м на 0,05 м, а при глибині промерзання до 2,0 м на 0,15 м.

Треба пам'ятати, що глибина промерзання на колії із залізобетонними шпалами на 10 % більша, ніж з дерев'яними.

Товщина протипучинної подушки розраховується з урахуванням проходження теплового потоку через двошаровий ґрунт за такими формулами:

$$z_2 = z_1 + \delta - \frac{1}{\beta_1} f(y, m); \quad (6.1)$$

$$f(y, m) = \frac{1}{2} \ln \left\{ \frac{1}{4} \left[ (1+m)^2 e^{2y} + 2(1-m^2) \cos 2y + (1-m)^2 e^{-2y} \right] \right\}; \quad (6.2)$$

$$m = \frac{\lambda_1 a_2}{\lambda_2 a_1}; \quad (6.3)$$

$$y = \beta_2 \cdot \delta, \quad (6.4)$$

де  $z_2$  – новий рівень глибини промерзання після улаштування подушки, м; вимірюється від верху подушки;

$z_1$  – глибина промерзання до улаштування подушки, м;

$\delta$  – товщина подушки, м; визначається методом спроб;

$$\beta_1 = \frac{1}{a_1} \cdot \sqrt{\frac{\Pi}{t_0}}, \quad (6.5)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{a_2} \cdot \sqrt{\frac{\Pi}{t_0}}, \quad (6.6)$$

з урахуванням річного циклу  $t_0$ , с, величина  $\sqrt{\frac{\Pi}{t_0}} = 315 \cdot 10^{-6}$ , тоді

$$\beta_1 = 315 \cdot \frac{10^{-6}}{a_1}, \quad (6.7)$$

$$\beta_2 = 315 \cdot \frac{10^{-6}}{a_2}, \quad (6.8)$$

де  $\lambda_1, \lambda_2$  – відповідно коефіцієнти теплопровідності ґрунту та матеріалу;  $\lambda_1$  є залежним від роду питомої ваги в кілоньютонах на кубічний метр розглянутого ґрунту. Питома вага ґрунту  $\gamma$  при відомих значеннях питомої ваги часток ґрунту  $\gamma_s$ , Н/м<sup>3</sup>, його пористості  $n$  і вологості  $W$  визначають таким чином:

$$\gamma = \gamma_d \left(1 + \frac{W}{100}\right), \quad (6.9)$$

$$\gamma_d = \gamma_s(1 - n), \quad (6.10)$$

$a_1^2$  – коефіцієнт температуропровідності пучинистого ґрунту, м/с<sup>2</sup>, розраховується за формулою

$$a_1^2 = \frac{\lambda_1}{C_1 \cdot \rho_1}, \quad (6.11)$$

де  $C_1$  – питома теплоємність ґрунту, Дж/кг·град;

$\rho_1$  – щільність пучинистого ґрунту, кг/м<sup>3</sup>, розраховується за формулою

$$\rho_1 = \frac{\gamma_1}{g}, \quad (6.12)$$

де  $g$  – прискорення вільного падіння, м/с<sup>2</sup>;  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup>;

$a_2^2$  – коефіцієнт температуропровідності матеріалу теплоізоляційного покриття, м<sup>2</sup>/с; за завданням  $a_2^2 = 0,70 \cdot 10^{-3}$  м<sup>2</sup>/с.

Перевірку виконуємо за виразом

$$\frac{1}{\beta_1} f(y, m) \geq z_{10}. \quad (6.13)$$

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1 Правила технічної експлуатації залізниць України : від 10.12.2003 р. № 962. Київ : Видавничий дім «Сам», 2003. 133 с.

2 Даніленко Е. І., Рибкін В. В. Правила розрахунків залізничної колії на міцність і стійкість : ЦП – 0117. Київ : Транспорт України, 2005. 119 с.

3 Інструкція з улаштування та утримання колії залізниць України : ЦП – 0269 / Е. І. Даніленко, А. М. Орловський, М. Б. Курган та ін. Київ : Поліграфсервіс, 2012. 465 с.

4 Дяченко Л. І., Кислий Г. П., Курач В. О. Інструкція з утримання земляного полотна залізниць України. Донецьк : Видво АТЗТ ВКФ «Арт-Прес», 2001. 104 с.

5 Даніленко Е. І. Залізнична колія. Т. 1 : Улаштування, проектування і розрахунки, взаємодія з рухомим складом. Київ : Інпрес, 2010. 450 с.

6 Даніленко Е. І. Залізнична колія. Т. 2 : Улаштування, проектування і розрахунки, взаємодія з рухомим складом. Київ : Інпрес, 2010. 455 с.

7 Даніленко Е. І., Молчанов В. М., М. Б. Курган Проектування і розрахунки конструкцій залізничної колії : підруч. для вищ. навч. закл. Київ : Хай-Тек Прес, 2019. 344 с. ISBN 978-966-910-034-4.

8 СНиП II-39-76. Железные дороги колеи 1520 мм. Нормы проектирования / Госстрой СССР. Москва : Стройиздат, 1977. 69 с.

9 Альбом типовых поперечных профилей земляного полотна вновь строящихся железных дорог колеи 1524 мм общей сети Союза ССР Мосгипротранс Главтранспроекта Минтрансстроя. Москва : 1964. 42 с.





