

**УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ**

**БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ**

**Кафедра колії та колійного господарства**

**ПРОЕКТУВАННЯ ОЗДОРОВЛЕННЯ ВИЇМКИ**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

**до курсового проекту з дисципліни**

***«ЗАЛІЗНИЧНА КОЛІЯ (ЗЕМЛЯНЕ ПОЛОТНО)»***

**Частина I**

**Харків – 2021**

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри колії та колійного господарства 9 вересня 2019 р., протокол № 2.

Рекомендовано для студентів спеціальності 273 «Залізничний транспорт».

Укладачі:

доценти С. І. Возненко,  
В. Г. Вітольберг,  
асист. А. С. Зверєва

Рецензент

доц. Д. О. Потапов

## ЗМІСТ

Вступ.....	4
Проектування поперечного профілю заплавного насипу.....	5
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 з 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.....	27
4.1 Проектування рівностійкого поперечного профілю високого заплавного насипу.....	29
4.2 Визначення розмірів еквівалентних стовпчиків ґрунту...	29
4.3 Визначення розрахункових характеристик ґрунтів насипу та основи, необхідних для проектування стійких укосів.....	31
4.4 Порядок проектування стійких укосів.....	34
4.5 Методика розрахунку коефіцієнта стійкості.....	45
Список літератури.....	52
Додаток А. Повздовжній профіль заплавного насипу.....	53
Додаток Б. Характеристики навантажень ВБК (для одноколійних ділянок).....	54

## 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 і станом повинні забезпечувати безпечний і плавний рух поїздів з найбільшими встановленими швидкостями.

Враховуючи технічний прогрес і необхідність постійного підвищення швидкостей руху поїздів, земляне полотно має забезпечувати довготривалу стабільність при пропусканні перспективного рухомого складу з максимальними швидкостями і розрахунковою вантажонапруженістю, 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 постійного розв'язування різних технічних задач, проектування конструкцій та ін.

Тому в методичних вказівках розглядається певний комплекс проблем інженерної діяльності, які ставляться при курсовому і дипломному проектуванні, а також у практичній інженерній роботі.

## ПРОЕКТУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОГО ПРОФІЛЮ ЗАПЛАВНОГО НАСИПУ

У даному розділі курсового проекту розглядаються такі питання:

- встановлення 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 розмиву водою;
- установа необхідної щільності тіла ґрунту насипу;
- оцінювання стійкості запроектованого тіла насипу.

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

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

Категорія колії, 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 припустимою  $P_0 = 80 \text{ кН/м}^2$  (для парних варіантів) і  $P_0 = 70 \text{ кН/м}^2$  (для непарних варіантів) на ширині  $b_0$ , яка дорівнює довжині шпали. Інтенсивність смугового навантаження від ВБК  $P_{вб}$ , середня ширина баластної призми  $b_{вб}$  приймаються за додатком Б залежно від типу ВБК (особливо важкий – для шляхів I категорії, важкий – для II категорії, нормальний – для III категорії).

Вихідні дані до I частини курсового проекту

Найменування вихідних даних	Значення вихідних даних за варіантами завдання														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1 Категорія колії	II	III	II	III	II	II	III	II	III	II	II	III	II	III	II
2 Шпали	Д	Д	3/Б	3/Б	Д	Д	3/Б	3/Б	Д	Д	Д	Д	Д	3/Б	3/Б
3 Рід баласту	Щебеневий					Азбестовий (відходи)					Щебеневий				
4 Ґрунт насипу	Супісок														
5 Питома вага $\gamma_{\text{чн}}$ , кН/м <sup>3</sup>	26,2					26,8					26,3				
6 Вологість $W_{\text{чн}}$ , %	17	19	18	20	21	20	22	24	21	23	17	19	21	18	20
7 Кут внутрішнього тертя $\varphi_{\text{чн}}$ , град	26	25	24	25	24	25	23	24	23	24	26	24	26	25	24
8 Питома зчепність $S_{\text{чн}}$ , 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				
	00	50	00	30	70	00	20	40	60	80	00	25	40	60	80
11 Ширина водойми $B_{\text{в}}$ , км	0,46														
12 Кут $\beta_{\text{д}}$ , град	56	30	42	54	38	40	24	39	44	50	21	44	33	42	27
13 Швидкість вітру $V_{10}$ , м/с	18					15					19				
14 Довжина хвилі $\lambda_{\text{в}}$ , м	10,56					9,45					10,34				
15 Висота хвилі $h_{\text{в}}$ , м	0,89					0,76					0,84				
16 Ґрунт основи	Супісок					Супісок					Супісок				
17 Питома вага $\gamma_{\text{у-ов}}$ , кН/м <sup>3</sup>	2,64					2,65					2,64				
18 Вологість $W_{\text{ос}}$ , %	15	17	18	17	19	16	17	16	17	19	15	17	15	17	19
19 Кут внутрішнього тертя $\varphi_{\text{ос}}$ , град	28	26	20	27	26	28	26	25	27	26	28	28	25	27	26
20 Питома зчепність $S_0$ , кН/м <sup>2</sup>	22	27	31	33	30	20	31	28	29	30	23	31	21	29	30

Вихідні дані до І частини курсового проекту

Найменування вихідних даних	Значення вихідних даних за варіантами завдання																												
	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30														
1 Категорія колії	II	III	II	I	II	III	II	I	II	I	II	III	II	I	II														
2 Шпали	Д			З/Б		Д			З/Б		Д			З/Б															
3 Рід баласту	Азбестовий (відходи)															Щебеневий													
4 Ґрунт насипу	Супісок																												
5 Питома вага $\gamma_{ун}$ , кН/м <sup>3</sup>	26,8															26,1													
6 Вологість $W_n$ , %	20	22	24	21	23	15	17	19	16	17	18	20	22	19	21														
7 Кут внутрішнього тертя $\phi_n$ , град	25	23	24	25	24	26	24	26	25	24	28	27	25	24	25														
8 Питома зчепність $S_n$ , кН/м <sup>2</sup>	39	32	38	43	35	18	27	18	22	26	41	35	34	36	37														
9 Ухил кривої депресії $I_0$	0,07															0,05													
10 Розрахунковий поперечник ПК+	1740															1743													
11 Ширина водойми $B_v$ , км	0,56															0,55													
12 Кут $\beta_d$ , град	18	46	35	47	56	52	23	38	43	32	49	53	37	48	22														
13 Швидкість вітру $V_{10}$ , м/с	12															19													
14 Довжина хвилі $\lambda_v$ , м	8,51															11,19													
15 Висота хвилі $h_v$ , м	0,62															0,91													
16 Ґрунт основи	Супісок															Супісок													
17 Питома вага $\gamma_{у-ов}$ , кН/м <sup>3</sup>	2,67															2,68													
18 Вологість $W_{ос}$ , %	18	20	22	19	21	18	20	22	19	20	18	20	22	19	21														
19 Кут внутрішнього тертя $\phi_{ос}$ , град	25	24	23	24	25	23	25	28	26	25	26	24	26	24	25														
20 Питома зчепність $S_0$ , кН/м <sup>2</sup>	43	37	28	34	37	20	24	29	31	28	41	47	34	42	37														

## 1 РОЗМІРНІ ПАРАМЕТРИ ОБ'ЄКТІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Ширина основної площадки встановлюється чинними нормативними документами залежно від категорії колії, 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 зі СНиП II-39-76.

Таблиця 1.1 – Ширина основної площадки земляного полотна, м

Ґрунти земляного полотна	Кількість колій	Категорія колії			
		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
Всі 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 має бути не менше 6,5 м для скельних, крупноуламкових і піщаних ґрунтів і не менше 7,5 м для інших ґрунтів.

Висота насипу для кожного заданого поперечного перерізу визначається з повздовжнього профілю як різниця між відміткою бровки основної площадки і відміткою основи насипу. Глибина виїмки визначається аналогічно.

При проектуванні насипів, які підтоплюються 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, пристосовуючи їх до даного випадку. Оскільки такі насипи в



більшості випадків мають достатньо велику висоту і зволожуються паводковими водами, то для підвищення стабільності насипу на його укосах влаштовують берми шириною не менше 3 м. Необхідно, щоб берма розміщувалась вище максимального рівня води для захисту земляного полотна від хвильової дії. Крутість укосів насипу залежить від його висоти і, за типовими поперечними профілями, для насипів висотою до 6 м складає 1:1,5, при висоті від 6 м 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 (рисунок 1.1).

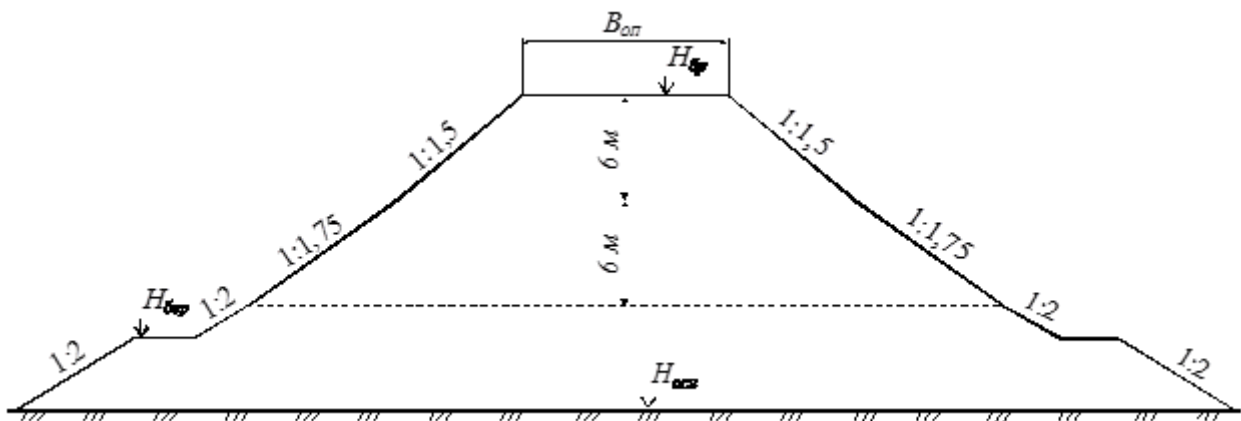


Рисунок 1.1 – Варіант проектування поперечного профілю високого насипу з бермами

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

Висота проектуваного насипу визначається за формулою

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

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

$H_{\text{осн}}$  – відмітка основи насипу.

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 за повздовжнім профілем 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 нагону;

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

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

Висота піднімання води за рахунок вітрового нагону 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 ( $D = 5 \cdot V_{\text{в}}$ , де  $V_{\text{в}}$  – 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 нахату вітрової хвилі визначається за формулою

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

де  $m$  – показник крутості укосу насипу, на який накочується хвиля;  
 $k_{\text{ш}}$  – коефіцієнт шорсткості та проникності захисного покриття укосу насипу (для покриття з залізобетонних плит  $k_{\text{ш}} = 0,9$ );  
 $\lambda_{\text{в}}$  – довжина хвилі;  
 $h_{\text{в}}$  – висота хвилі;  
 $\beta$  – кут між напрямком вітру та повздовжньою віссю залізничної лінії ( $\beta = 90^\circ - \beta_{\text{Д}}$ ).

## 2 ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ПАРАМЕТРІВ ЗАХИСНОГО УКОСУ НАСИПУ З ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ

Для запобігання укосів насипу від розмиву водою в даному КП 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 сповзання плит покриття по укосах у його основі влаштовується упорна призма.

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

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

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

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

$h_{\text{в}}$  – висота хвилі (за завданням  $h_{\text{в}} = 0,87$  м);

$\lambda_{\text{в}}$  – довжина хвилі (за завданням  $\lambda_{\text{в}} = 10,43$  м);

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

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

$m$  – показник крутості укосу насипу.

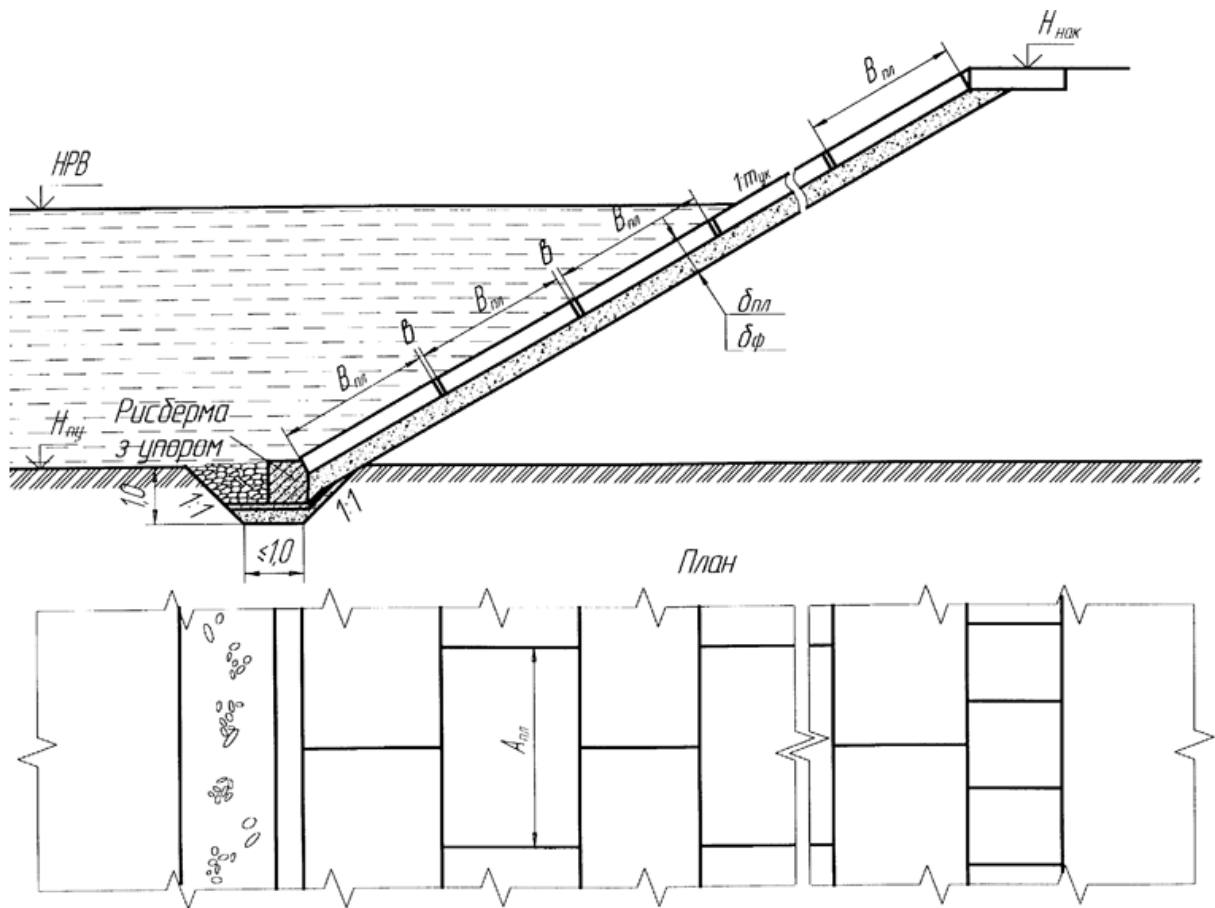


Рисунок 2.1 – Конструкція захисного плитного покриття

Товщина плити, яка розраховується за формулою (2.1), не повинна бути менше  $\delta_{\min} = 0,12$  м, що встановлюється з конструктивних міркувань.

Плити покриття укладаються на спеціальний шар – зворотний фільтр, що запобігає винесенню частинок ґрунту насипу при спаді води або відкоті хвилі. Зерновий склад матеріалу зворотного фільтра має відповідати таким умовам:

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

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 частинок матеріалу фільтра, яких за масою у фільтрі має бути відповідно 60, 50, 30 і 10 %;

$\eta$  – коефіцієнт неоднорідності фільтра.

Товщина одношарового зворотного фільтра розраховується за формулою

$$t_{\phi} = 4,75 \cdot d_{50-\phi} \cdot \ln(\varphi_0) \cdot \frac{d_{50-\phi}}{d_{50-2p}} = 10,94 \cdot d_{50-\phi} \cdot \ln(\varphi_0) \cdot \frac{d_{50-\phi}}{d_{50-2p}}, \quad (2.3)$$

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

$\varphi_0$  – параметр, що залежить від показника крутості укосу насипу розрахункової висоти хвилі.

Розрахункова товщина одношарового зворотного фільтра має 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 верхньої будови колії і поїзних навантажень у тілі насипу не виникали залишкові деформації (осідання), а ґрунт працював лише в пружній стадії. Тому при будівництві насипу в першу чергу має бути визначена і задана будівельникам необхідна щільність ґрунту, методика визначення якої і описана нижче.

Щільність  $\rho$  – це відношення маси ґрунту, враховуючи масу води в його порах, до об'єму ґрунту, з урахуванням об'єму пор. Але на практиці зручніше користуватися об'ємною вагою ґрунту  $\gamma$ , яка пов'язана з 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, частки.

Значення  $\gamma_d$  знаходиться за формулою

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

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

$e$  – коефіцієнт пористості ґрунту.

Таким чином, для визначення необхідної щільності ґрунту потрібно 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 верхньої будови колії;

$\sigma_\gamma$  – 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 півпростір, а прикладені до нього зовнішні навантаження – у вигляді розподілених смугових навантажень прямокутної або трикутної форм.

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

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

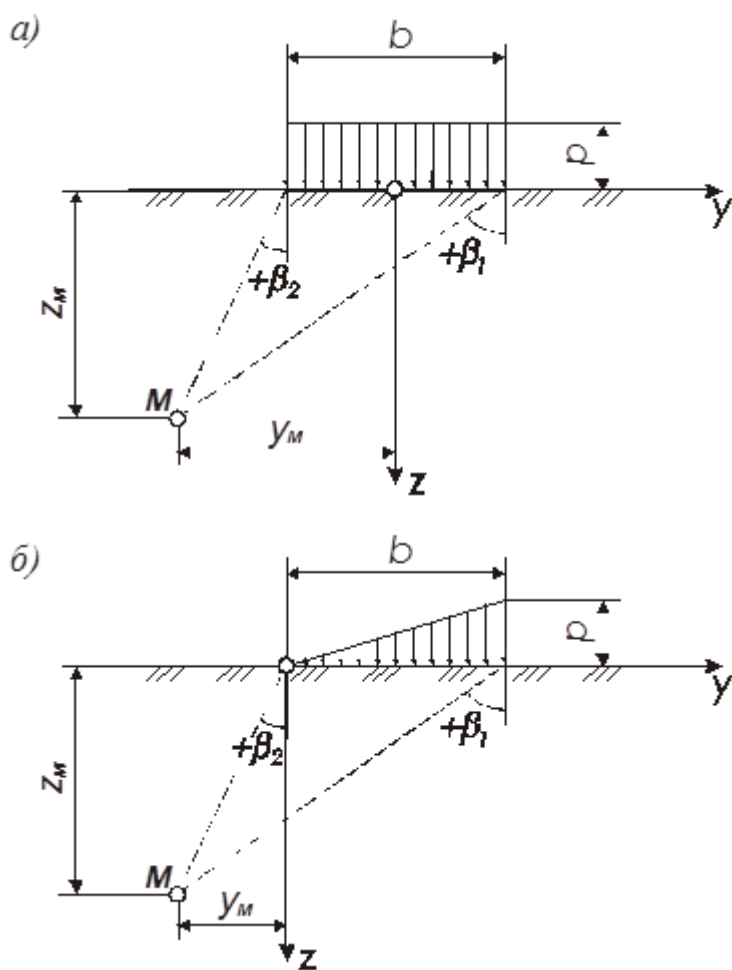


Рисунок 3.1 – Схема для визначення напружень від прикладених до пружного півпростору навантаження прямокутної та трикутної форм

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 вказує, що напруження стискальні та в розрахунках не враховуються. 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 і трикутною) складені спеціальні таблиці (таблиці 3.1 і 3.2), за допомогою яких напруження можна визначити за більш простими формулами вигляду

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

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

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

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

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

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

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

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



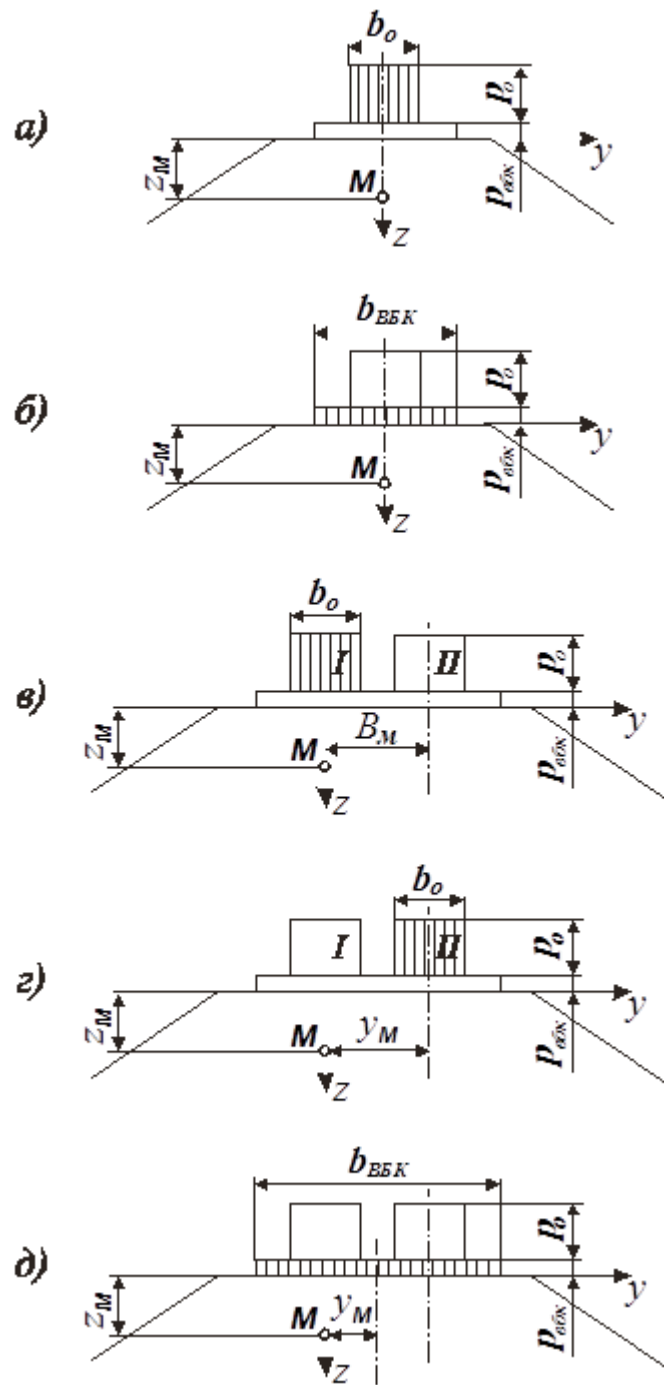


Рисунок 3.2 – Схеми для визначення напружень у земляному полотні від ваги ВБК і поїзних навантажень за табличними значеннями питомих напружень  $I_i$

Таблица 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 $y_i / b_i$											
	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

Таблица 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 $y_i / b_i$											
	-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, що 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 потреба 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, що 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 встановлюється по осі насипу для одноколійної ділянки і по осі однієї з колій для двоколійної ділянки. Товща насипу розбивається на ряд шарів товщиною 4÷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).

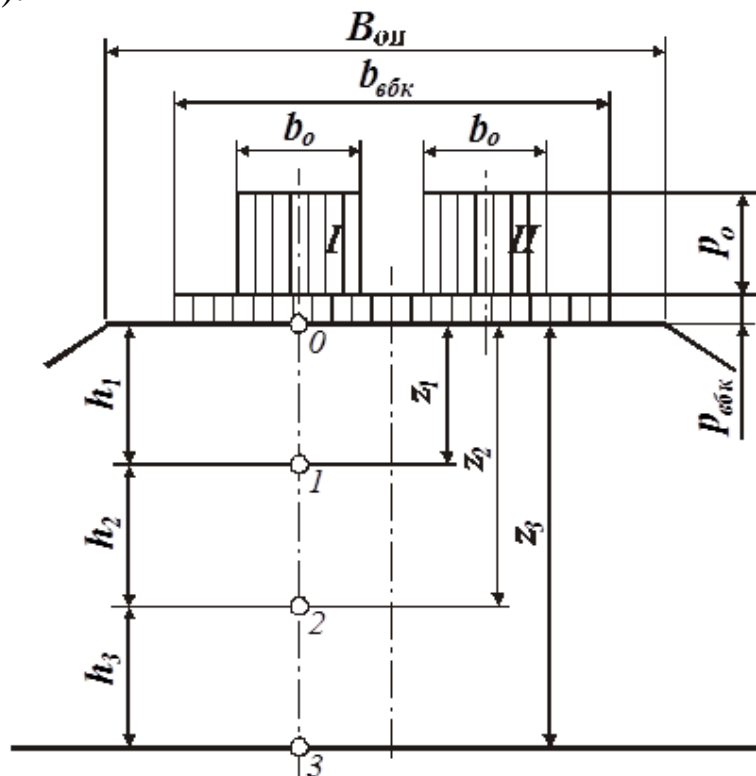


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема для визначення необхідної щільності ґрунту насипу

У розрахунках враховується, що навантаження розподіляються на 1 пог. м колії, тому величини  $p_0$  і  $p_{0бк}$  мають розмірність кілоньютон на метр квадратний,  $кН/м^2$ .

До основної площадки насипу прикладаються навантаження від ваги верхньої будови колії 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 довжині шпали  $b_o$  – для поїзного навантаження  $p_o$ , і на приведеній ширині верхньої будови колії  $b_{вбк}$  – для навантаження від ваги верхньої будови колії  $p_{вбк}$ . (Слід враховувати, 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	Одиниця вимірювання	Кількість колій	Вид підрейкової основи	Значення показників для типів рейок		
				P75	P65	P50
Інтенсивність навантаження від ваги ВБК $p_{вбк}$	кН/м <sup>2</sup>	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 баластної 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 з 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 одноколійної та двоколійної ділянок розрахункові формули ідентичні):

1 Визначаються тимчасові напруження від поїзних навантажень в 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, що лежать над точкою 0, за формулою (3.8). Але у зв'язку з тим, що над точкою 0 ґрунту нема, тобто  $h=0$ , то напруження будуть дорівнювати 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 як

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

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

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

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

$e_{ак-і}$  і  $e_{ск-і}$  – кінцеві коефіцієнти пористості відповідно для постійних і сумарних напружень, які визначаються за гілкою 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 – 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 частинок 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  $W_2^{нас}$  (підставляється у формулу в частках):

$$\gamma_{розр-0} = \gamma_{d-0} \cdot (1 + W_2^{нас}). \quad (3.13)$$

Після цього переходять до розрахунку в наступній точці 1.

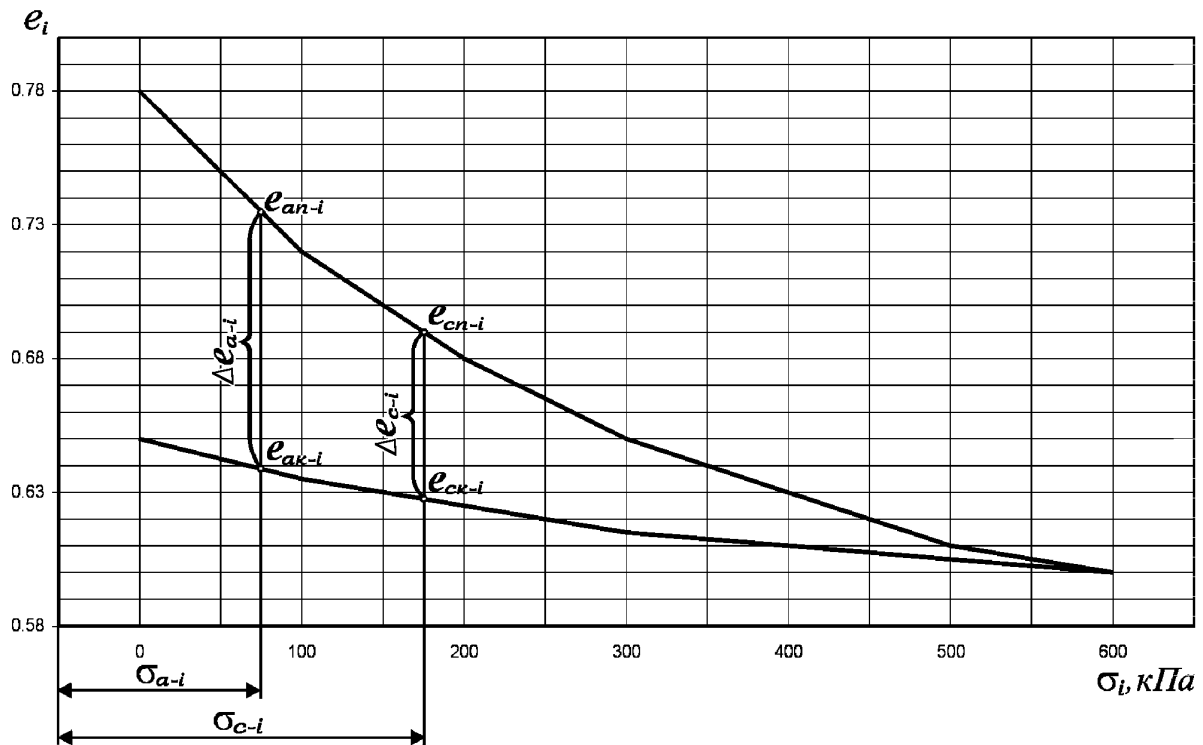


Рисунок 3.4 – Компресійна крива ґрунту насипу

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

Розрахунки для точки 1 і наступних після неї виконуються за дещо відмінною методикою, ніж для точки 0, тому що, на відміну від неї, усі 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 так.  
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 в 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 двоколіїної 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-й та II-й 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-ї та II-ї колій. У даному випадку координати точки 1 відносно початку координат  $z_1 = h_1$ ,  $y_1 = 0$  (для I-ї колії) та  $y_1 = B_m = 4,1$  м (для II-ї 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 (рисунок 3.2, б, д). При цьому координати точки будуть такими:

- для одноколіїної ділянки  $z_1 = h_1$ ,  $y_1 = 0$ ;
- двоколіїної 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 задаємося наближеним значенням об'ємної ваги ґрунту  $\gamma'_i$ , яке не повинне суттєво відрізнятися від величини об'ємної ваги ґрунту в точці 0. Зазвичай приймають

різницю  $\Delta\gamma \approx 0,2 \text{ кН} / \text{м}^3$  при товщині розрахункових шарів  $4 \div 6 \text{ м}$ , тобто

$$\gamma'_{розр-1} \approx \gamma_{розр-0} + 0,2 \text{ кН} / \text{м}^3. \quad (3.19)$$

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

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

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

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

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

$$\text{де } \left. \begin{array}{l} \Delta e_{а-1} = e_{аn-1} - e_{ак-1} \\ \Delta e_{с-1} = e_{сn-1} - e_{ск-1} \end{array} \right\}$$

(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

$$\gamma_{розр-1} = \gamma_{d-1} \cdot (1 + W_2^{нас}). \quad (3.23)$$

9 І на завершення порівняння визначеного розрахунком значення.

$$\Delta\gamma = |\gamma'_{розр-1} - \gamma_{розр-1}| < [\Delta\gamma]_{дон} = 0,1 \frac{кН}{м^3}. \quad (3.24)$$

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 виконається.

Потім переходять до розрахунку точки 2 і виконують його в тій самій послідовності, що й для точки 1. І так далі 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 і 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:

$$K_{ст} = \frac{M_{утр}}{M_{зс}}, \quad (4.1)$$

де  $M_{утр}$  і  $M_{зс}$  – відповідно моменти сил, що утримують і зсувають, 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 має бути  $K_{ст} > 1$ , при  $K_{ст} = 1$  ґрунти знаходяться в критичному стані, при  $K_{ст} < 1$  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 і виїмок з коефіцієнтом запасу  $K_{ст} \geq 1,2$ , при використанні для розрахунків табличних значень характеристик ґрунтів, взятих з довідників (при визначенні реальних характеристик ґрунтів спеціальними дослідженнями дозволяється приймати  $K_{ст} \geq 1,1$ ).

Таким чином, при проектуванні укосів насипу початковою вимогою є забезпечення їхньої необхідної стійкості по всій висоті з 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 методами або графоаналітичними. Більш широке практичне використання отримав графоаналітичний метод кругло-циліндричних поверхонь ковзання (метод ділянок), який і розглядається нижче.

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

Метою розрахунку є проектування економічного за обсягами земляних робіт поперечного профілю заплавного насипу з забезпеченням рівностійкості укосів при заданому коефіцієнті стійкості  $K_{\text{зад}} \geq 1,2$ .

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 укис у відповідності з вказівками.

Проектування і розрахунок виконуються з використанням графоаналітичного методу кругло-циліндричних поверхонь ковзання (або метод ділянок), що дозволяє проектувати укоси насипу з заданим коефіцієнтом стійкості. При цьому шукається 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 ділянки;

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 верхньої будови колії і дії рухомого складу замінюють еквівалентними (фіктивними) стовпчиками ґрунту (рисунк 4.1, а, б).

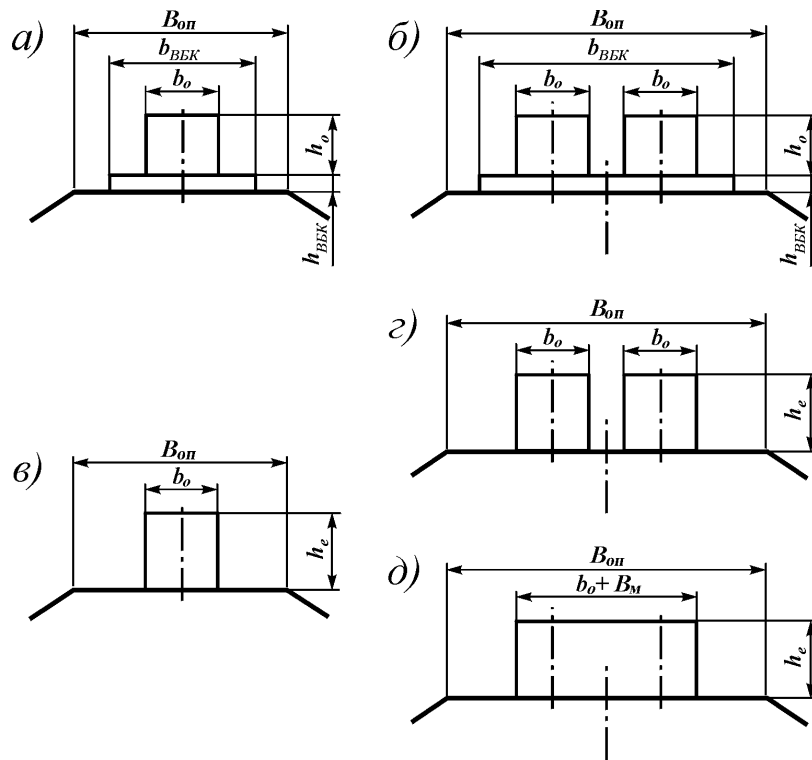


Рисунок 4.1 – Схеми заміни навантажень  $p_{ВБК}$  і  $p_o$  еквівалентними стовпчиками ґрунту

Знаючи інтенсивність навантаження  $p_i$  та питому вагу ґрунту насипу  $\gamma^{I}$ , 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, з, 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).

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

### **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 більше як на 50 %.

Тому для розрахунків стійкості приймається критична схема дії паводкової води на насип, запропонована К. С. Ордуянцем. Вважається, що в паводок насип по всьому поперечному перерізу 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 замінюють двома похилими лініями, проведеними від осі насипу до укосів з середнім ухилом кривої депресії  $I_o$ .

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 піднімання води; *III* – зона повністю водонасиченого ґрунту насипу; *IV* – зона водонасиченого ґрунту основи.

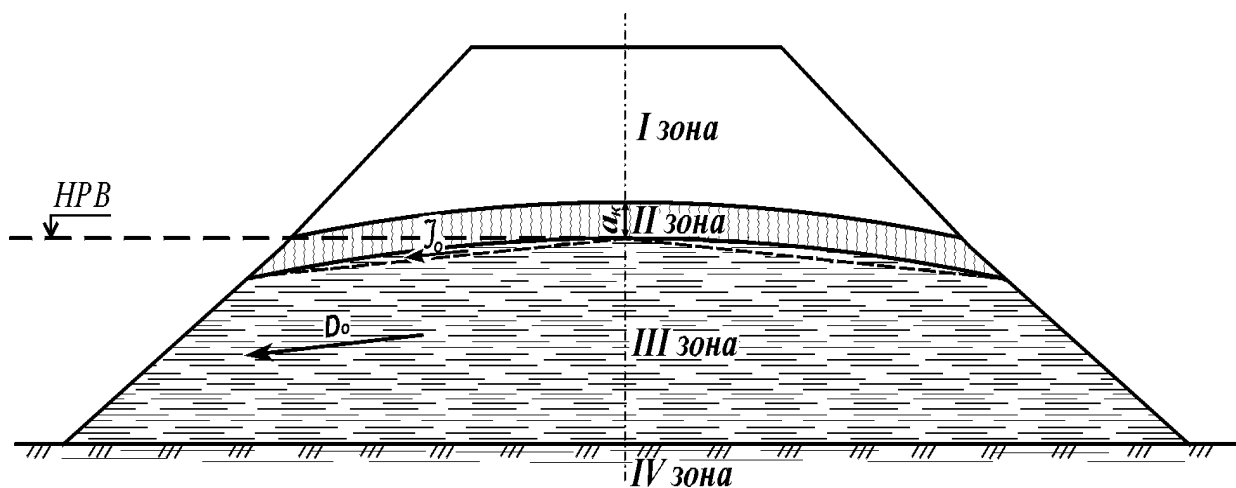


Рисунок 4.2 – Схема впливу паводкової води на насип

Для розрахунку стійкості укосів необхідно знати характеристики ґрунтів у кожній з вказаних 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-й зоні приймають середніми з розрахунку необхідної щільності ґрунту.

У II-й 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-й зоні за рахунок зваженого ґрунту гравітаційними водами питома вага визначиться як

$$\gamma^{III} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_2}. \quad (4.6)$$

У IV-й зоні на ґрунт основи також діє зважувальна сила, тобто



$$\gamma^{IV} = \frac{\gamma_s^{очн} - \gamma_e}{1 + e_2^{очн}}, \quad (4.7)$$

де  $\gamma_s^{очн}$  – питома вага частинок ґрунту основи;

$e_2^{очн}$  – коефіцієнт пористості ґрунту основи.

Як видно з формули (4.7), для визначення об'ємної ваги ґрунту в IV-й зоні необхідно знати коефіцієнт пористості ґрунту основи. Вказаний коефіцієнт пористості може бути визначений через величину питомої ваги сухого ґрунту основи  $\gamma_d^{очн}$ , якщо в завданні задається об'ємна вага ґрунту основи до підтоплення  $\gamma^{очн}$  (випадок 1) або розраховується 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

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

$$e^{очн} = \frac{\gamma_s^{очн} - \gamma_d^{очн}}{\gamma_d^{очн}}, \quad (4.9)$$

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

У випадку 2 необхідні розрахункові характеристики визначають аналогічно до 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 3.3).

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

Найбільший вплив паводкова вода має 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  $\varphi_n$  і  $\varphi_{осн}$ .

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

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

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

Для зволоженого ґрунту обводненого насипу (у тому числі і в зоні капілярного піднімання води) і 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 зволжених ґрунтах насипу та його основи приймається зменшеним приблизно на 50 % їх величини у природному стані:

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

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

#### 4.4 Порядок проектування стійких укосів

Після визначення всіх необхідних характеристик для ґрунтів сухої і вологої зон насипу та для вологої основи насипу, розмірів еквівалентних стовпчиків ґрунту, які замінюють у розрахунках навантаження від ваги верхньої будови колії та дії рухомого складу можна розпочинати безпосередньо проектування поперечного профілю заплавного насипу з рівностійкими укосами, що відповідають заданому коефіцієнту 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 повздовжнього профілю проектованої залізничної лінії, побудованого за заданим напрямком переходу водної перешкоди.

Завдання 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 дозволяє проектувати укоси рівностійкими по всій висоті з заданим коефіцієнтом стійкості  $K_{зад}$ . При цьому ставиться завдання 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 в першу чергу потрібно виконувати відповідні графічні побудови. На міліметровому папері в масштабі (рекомендується використовувати масштаб 1:100, 1:50) у відповідності з вибраними розмірними параметрами намічається можливий поперечний профіль насипу або його частина, яка включає одну сторону насипу повністю (відносно основної площадки з боку водойми) і другу сторону частково (приблизно до висоти  $h_1=6$  м). Спочатку на аркуші наносять поперечний ухил поверхні місцевості  $i_m$  (який визначається за планшетом), вісь земляного полотна і позначають задану відмітку основи насипу. Потім угору по осі відкладають висоту насипу в розрахунковому перерізі  $H_{max}$  і на цьому рівні проводять горизонтальну лінію розміром, що дорівнює ширині основної площадки земляного полотна  $B_{оп}$  (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  $P_{ГВ}$  та відміткою берми  $H_{бер}$ .

Після цього намічається можливий поперечний профіль насипу (попередній профіль без розрахунків стійкості укосів). Верхню частину насипу проектують у відповідності з нормативами: першу ділянку висотою від основної площадки  $h_1=6$  м проектують з ухилом укосу  $1:m_1=1:1,5$ ; наступну другу 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 даній ділянці з ухилом укосу  $1:m_2=1:1,75$ , то на відмітці берми укіс із даним ухилом закінчують (тобто висота  $h_2$  визначається відміткою берми), і далі горизонтальною лінією відкладають площадку для берми. Ширину берми попередньо приймають не менше 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 (рисунок 4.3). Ширину берми, як і в попередньому випадку, 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 (рисунок 4.3). Так роблять, якщо висота останньої проектованої ділянки укосу не перевищує  $h_4-h_3 \leq 6,0$  м. Якщо висота цієї ділянки більше  $6,0$  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 їхньої стійкості.

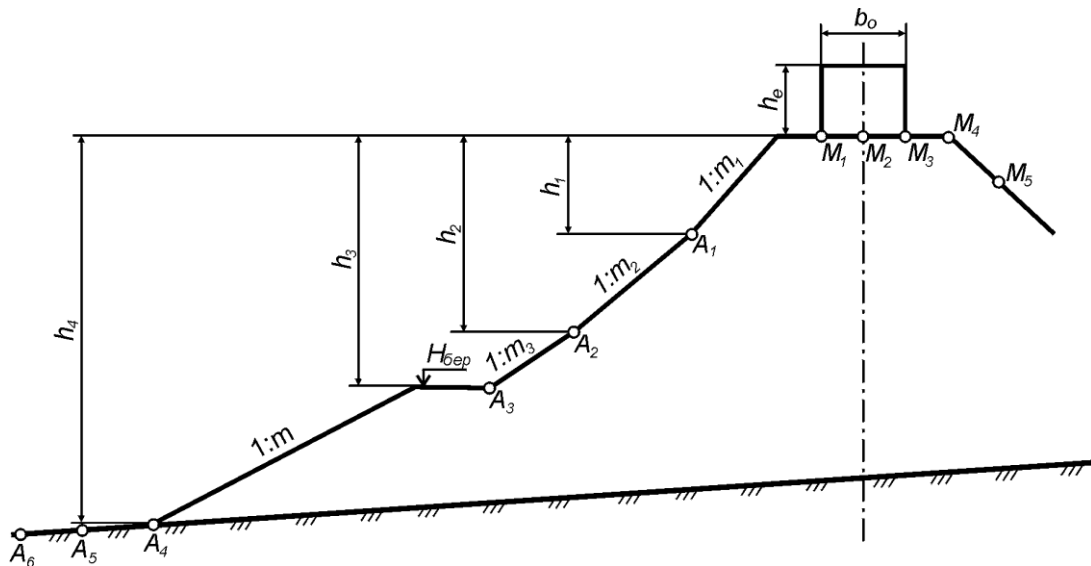


Рисунок 4.3 – Розміщення точок, через які може проходити крива сповзання

На побудованому профілі намічаються точки, через які може проходити критична крива сповзання. З досвіду проектування відомо, що нижні критичні точки кривої сповзання найбільш імовірно можуть знаходитися (рисунок 4.2) на переломах профілю укосу (тобто в точках  $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ ) і біля підшови основи насипу ( $A_4$ ), а верхні точки, як правило, розміщуються на основній площадці насипу або протилежному укосі ( $M_1, M_2, M_3, \dots, M_n$ ). (В інженерних розрахунках при проектуванні стійких укосів як нижні точки кривої сповзання розгляданню підлягають не тільки точки, які лежать на укосі ( $A_1, A_2, A_3$ ) і біля підшови 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 і при слабких ґрунтах основи. У курсовому проектуванні можна обмежитися кінцевою точкою  $A_4$ , яка лежить біля підшови укосу.)

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

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

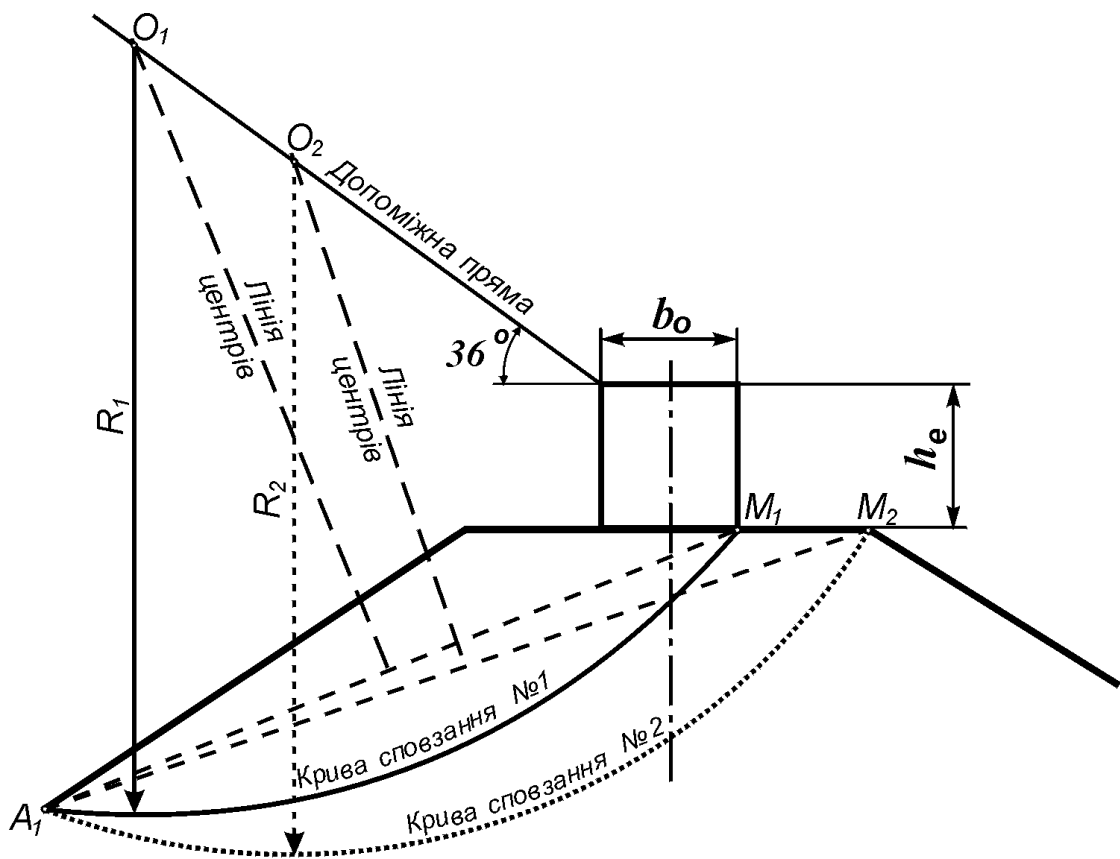
1 На кресленні проводиться допоміжна пряма, на якій будуть розміщуватися можливі центри кривих сповзання, з верхнього лівого кута еквівалентного стовпчика ґрунту під кутом  $36^\circ$  до горизонту (рисунок 4.4). (Таке положення допоміжної прямої для кривих сповзання встановлено з багаторічного досвіду 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 першої кривої сповзання  $O_1$ . З отриманого центра радіусом  $R_1 = O_1M_1 = O_1A_1$  проводиться крива сповзання № 1 (рисунок 4.5). Для цієї кривої сповзання розраховується коефіцієнт стійкості  $K_{cm-1}$ .

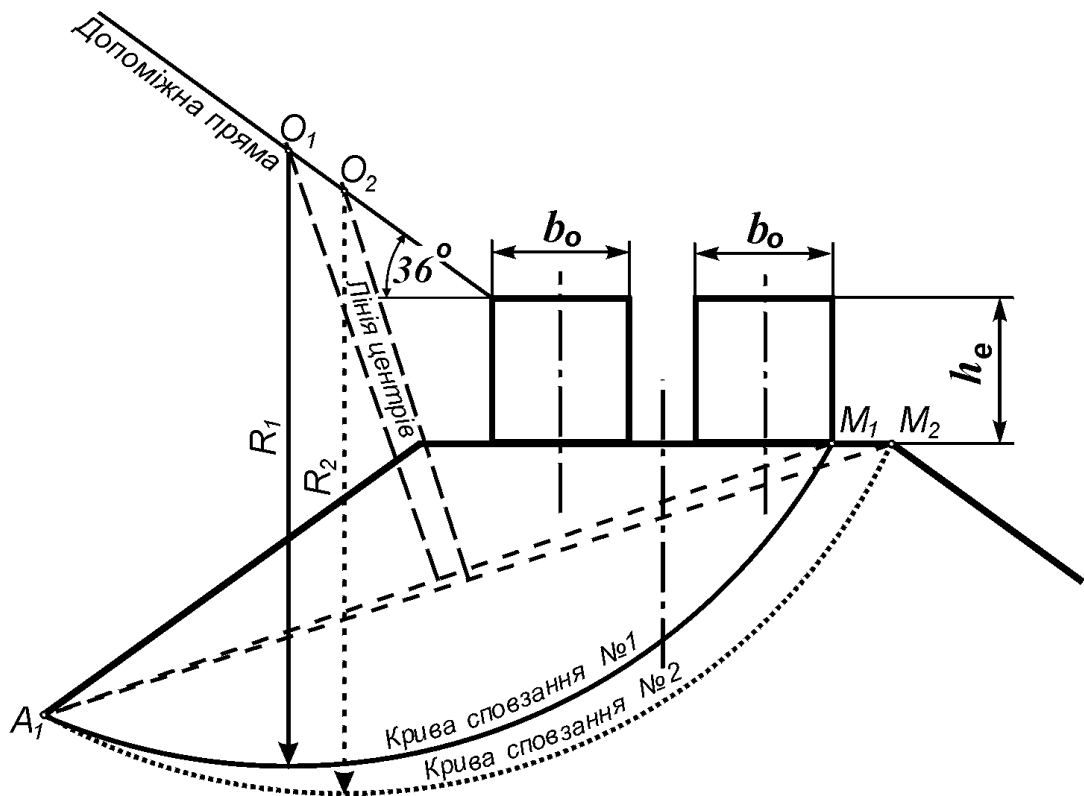
3 Далі припускають, що крива сповзання може також проходити через точки  $A_1$  і  $M_2$  (на бровці основної площадки). Аналогічно до побудови першої кривої будується крива сповзання № 2 (рисунок 4.4). Розраховується відповідний коефіцієнт стійкості  $K_{cm-2}$  за тією самою методикою, що й  $K_{cm-1}$ .

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

а)



б)



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

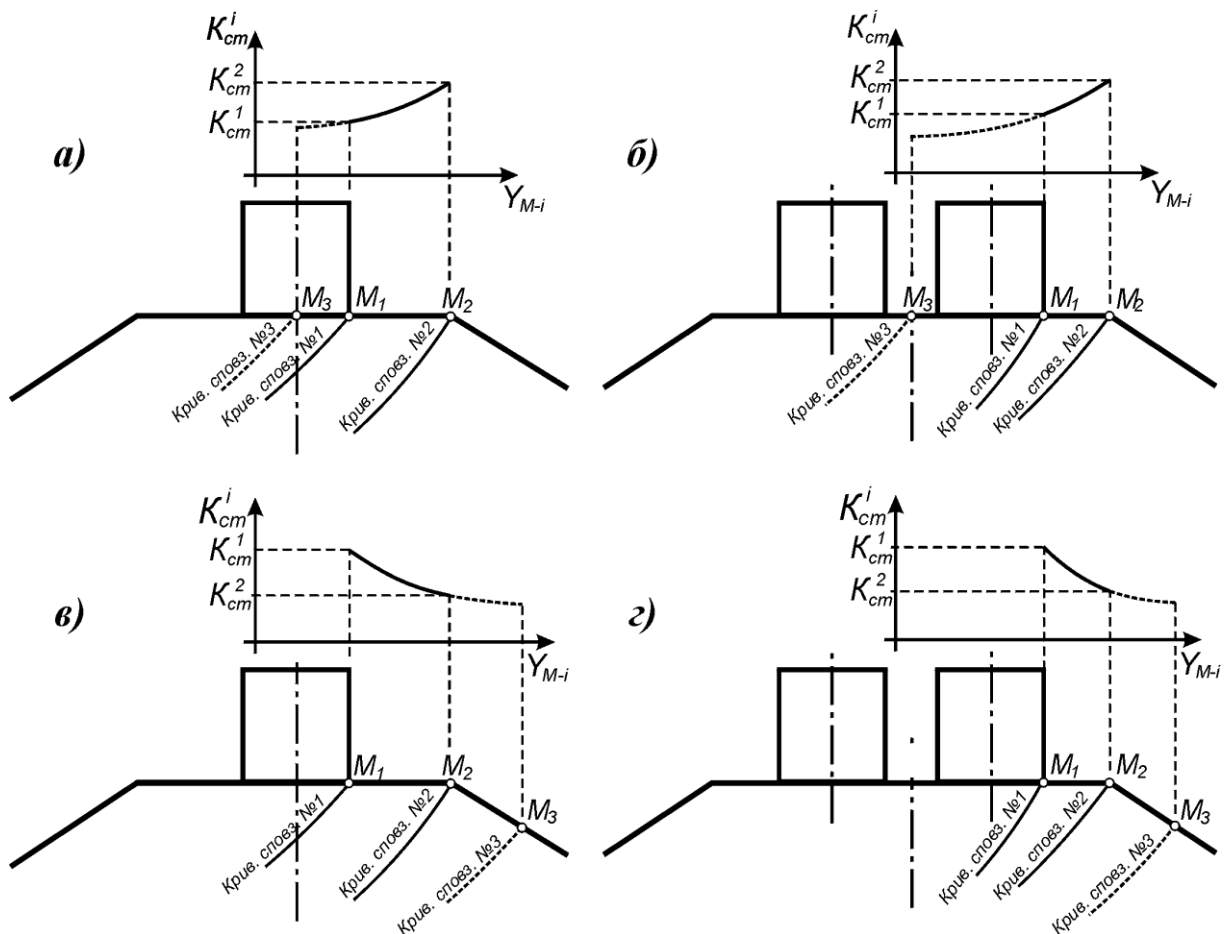


Рисунок 4.5 – Схеми пошуку «найгіршого» положення кривої сповзання

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

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 меншим. 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 боків від точки  $M_i$



коефіцієнт стійкості буде більшим. 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).

б Вибір кінцевого положення критичної кривої сповзання ґрунту для верхньої ділянки насипу не закінчується пунктом 5 розв’язання даної 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 наступною методикою.

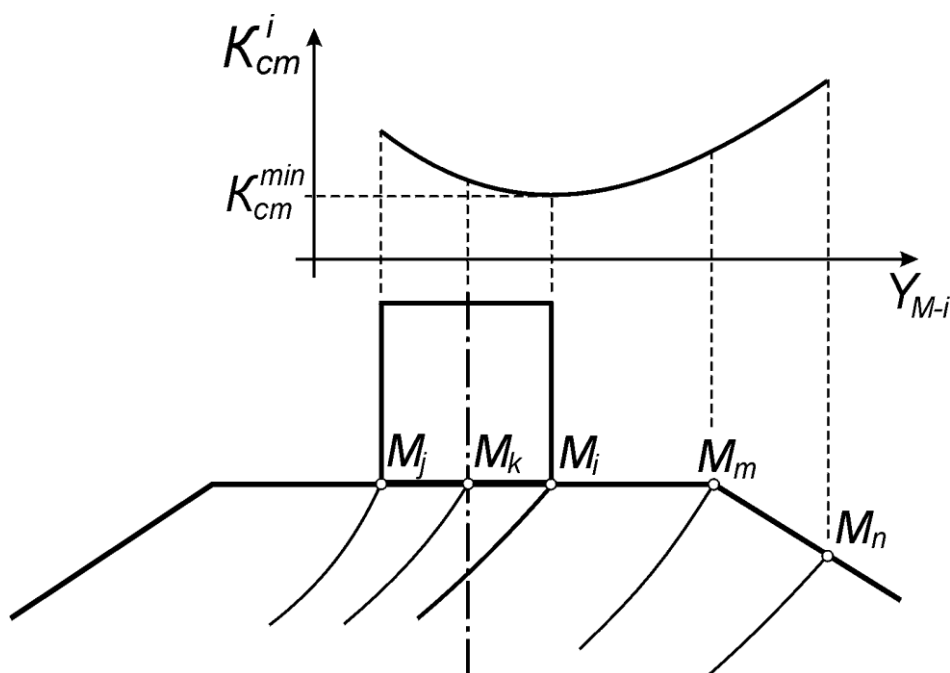


Рисунок 4.6 – Залежність коефіцієнта стійкості від положення кривої сповзання

Для цього на лінії центрів кривої сповзання з найменшим коефіцієнтом стійкості (у 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  $K_{cm-4}$ .

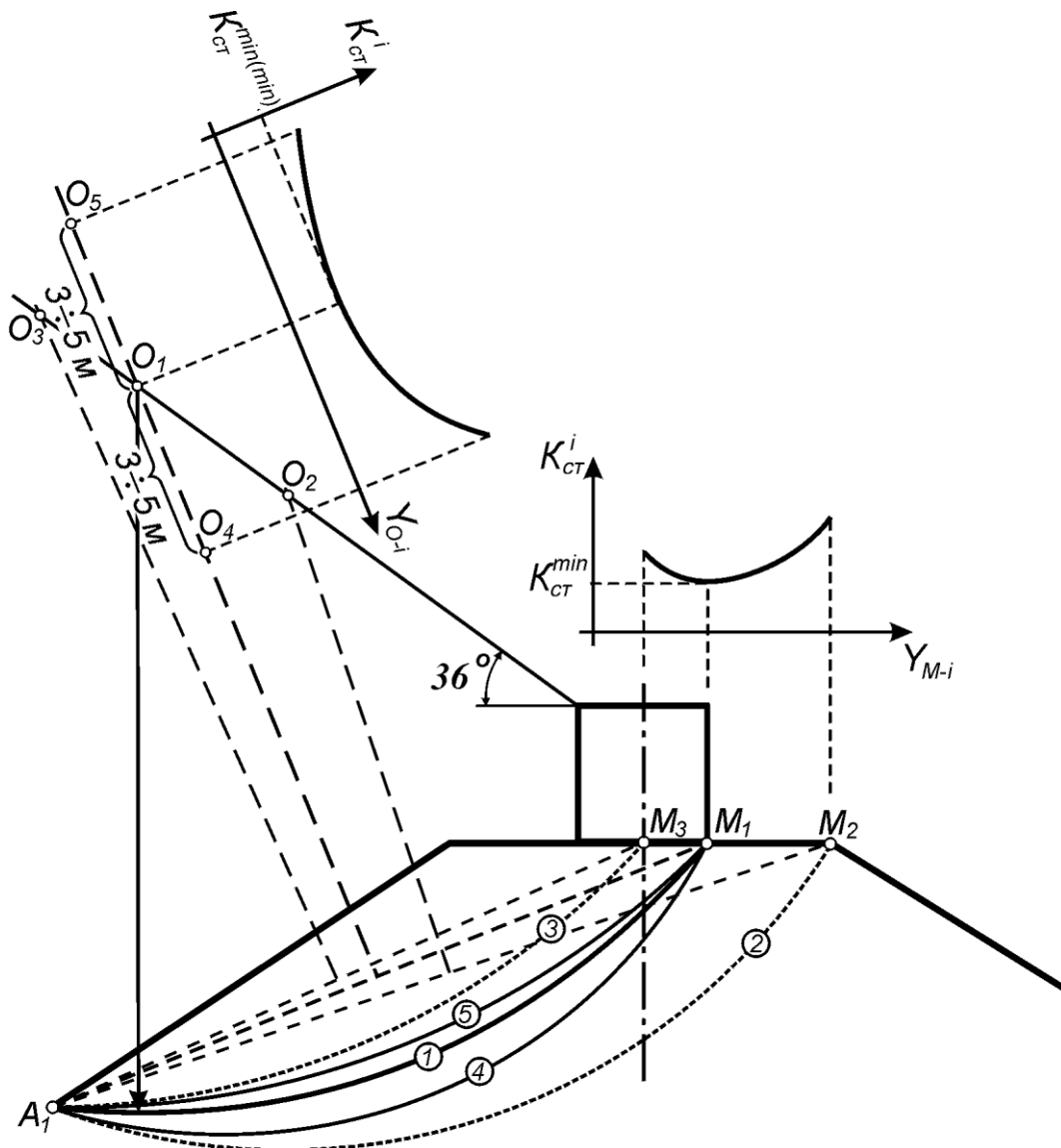


Рисунок 4.7 – Визначення положення найвірогіднішої кривої сповзання

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÷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÷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

$$K_{cm-1} > \min \begin{cases} K_{cm-4} \\ K_{cm-5} \end{cases}, \text{ то на лінії центрів встановлюється новий}$$

центр і розрахунок подібним чином продовжується доти, доки з обох боків від шуканого центра кривої, з мінімальним коефіцієнтом стійкості, усі інші коефіцієнти стійкості будуть більшими.

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

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

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

Якщо умова (4.16) не виконується, то укіс вважається нестійким і потрібно запроєктувати заходи для підвищення його стійкості:

а) зменшити висоту укосу до такої величини, при якій буде забезпечена рівнотійкість 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 і т. п.);

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 матиме мінімальні розміри, забезпечуючи найменші об'єми земляних робіт.

10 Запроєктувавши верховий укіс, переходять до розміщеного нижче, задаючись відповідними крутістю  $1:m_i$  і висотою  $h_i$  даної частини укосу (рисунок 4.8). Якщо для підвищення стійкості укосів передбачаються берми, то їх рівень повинен бути не нижче за висоту накочування хвиль на укіс  $H_{бер} = H_{нак}$ .

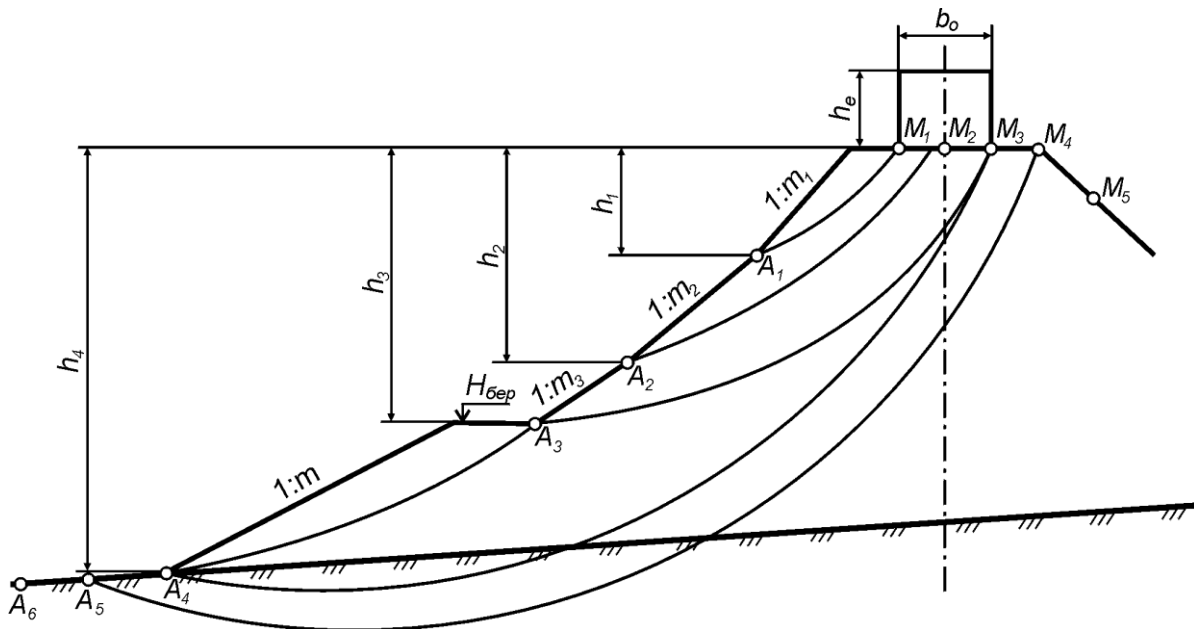


Рисунок 4.8 – Схема проєктування індивідуального поперечного профілю насипу

Порядок проєктування ведеться за тією самою 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  $A_1, A_2, A_3$ ) (у місцях переломів профілю)

(рисунок 4.8) і на підшву укосу (точка  $A_4$ ). Як вже вказано раніше, для курсового проектування точкою  $A_4$  на підшві укосу можна закінчувати розрахунок коефіцієнта стійкості. В інженерних розрахунках і при дипломному проектуванні потрібно розглядати як нижні точки кривої сповзання і наступні точки за підшвою 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 сповзаючий масив розбивається на відсіки з максимальною шириною  $4\div 6$  м у певному порядку. У першу чергу 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 піднімання води, водонасичений ґрунт (нижче кривої депресії)). Окрім того, границю між відсіками призначають за лінією вертикального направлення радіуса кривої сповзання з урахуванням того, що зліва та справа від вертикально направленого радіуса направлення 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  $4\div 6$  м, їх розбивають на декілька менших відсіків. Далі відсіки нумеруються, після цього переходять до розрахунку зсувних та утримувальних сил, які діють на кожен відсік, їхніх сумарних значень для всього сповзаючого масиву, і лише після цього обчислюють результуючий коефіцієнт стійкості для даної кривої.

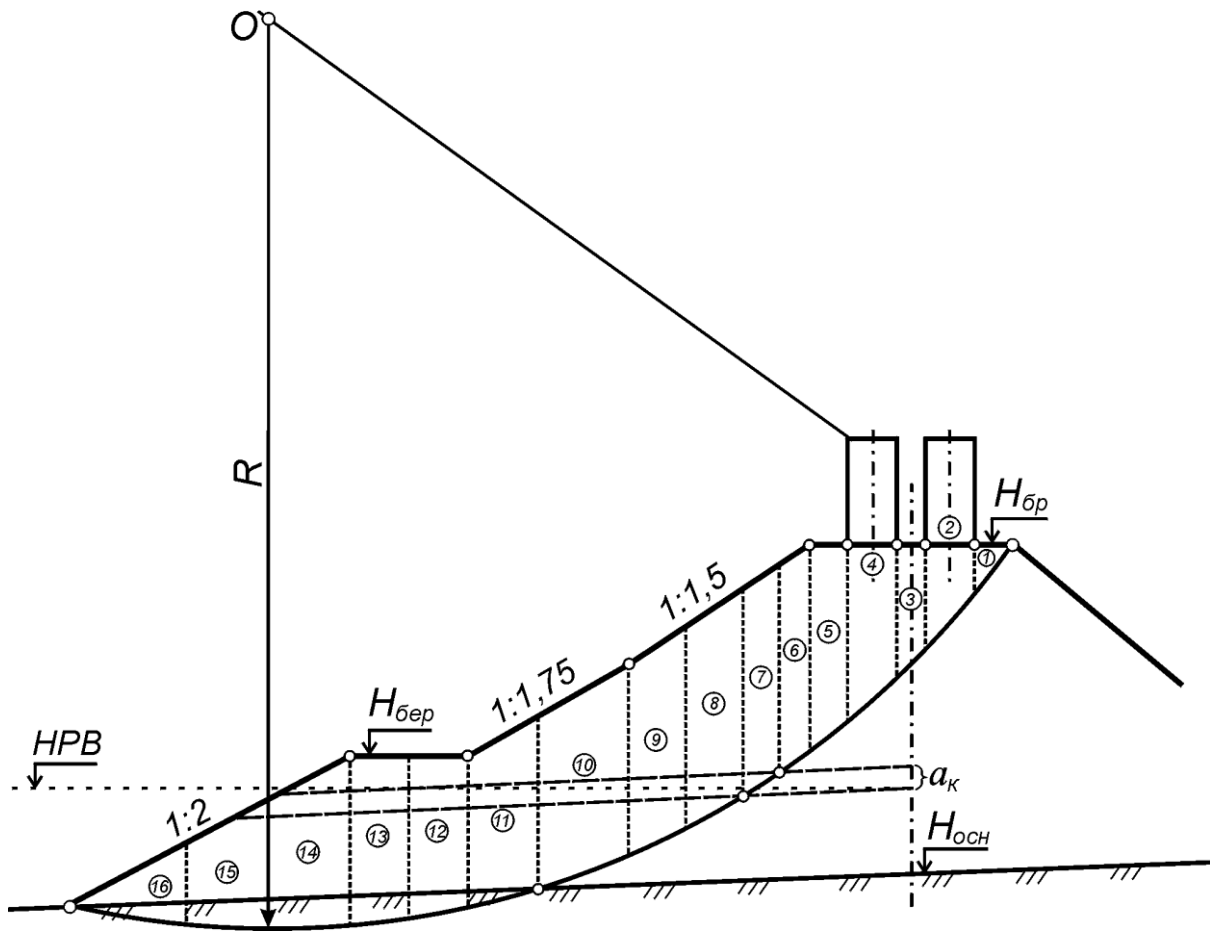


Рисунок 4.9 – Схема розбиття сповзаючого масиву (клина) на відсіки

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

1 Спочатку за кресленням (з урахуванням масштабу) визначають для кожного відсіку такі параметри: ширину  $b_i$ , довжину основи за периметром кривої сповзання  $l_i$  та площу поперечного перерізу  $\omega_i$ . Крім того, за кресленням визначають величину радіуса кривої  $R$  і абсцису центра тяжіння відсіку  $x_i$ , що дорівнює відстані по горизонталі від середини відсіку до вертикального радіуса  $R$ .

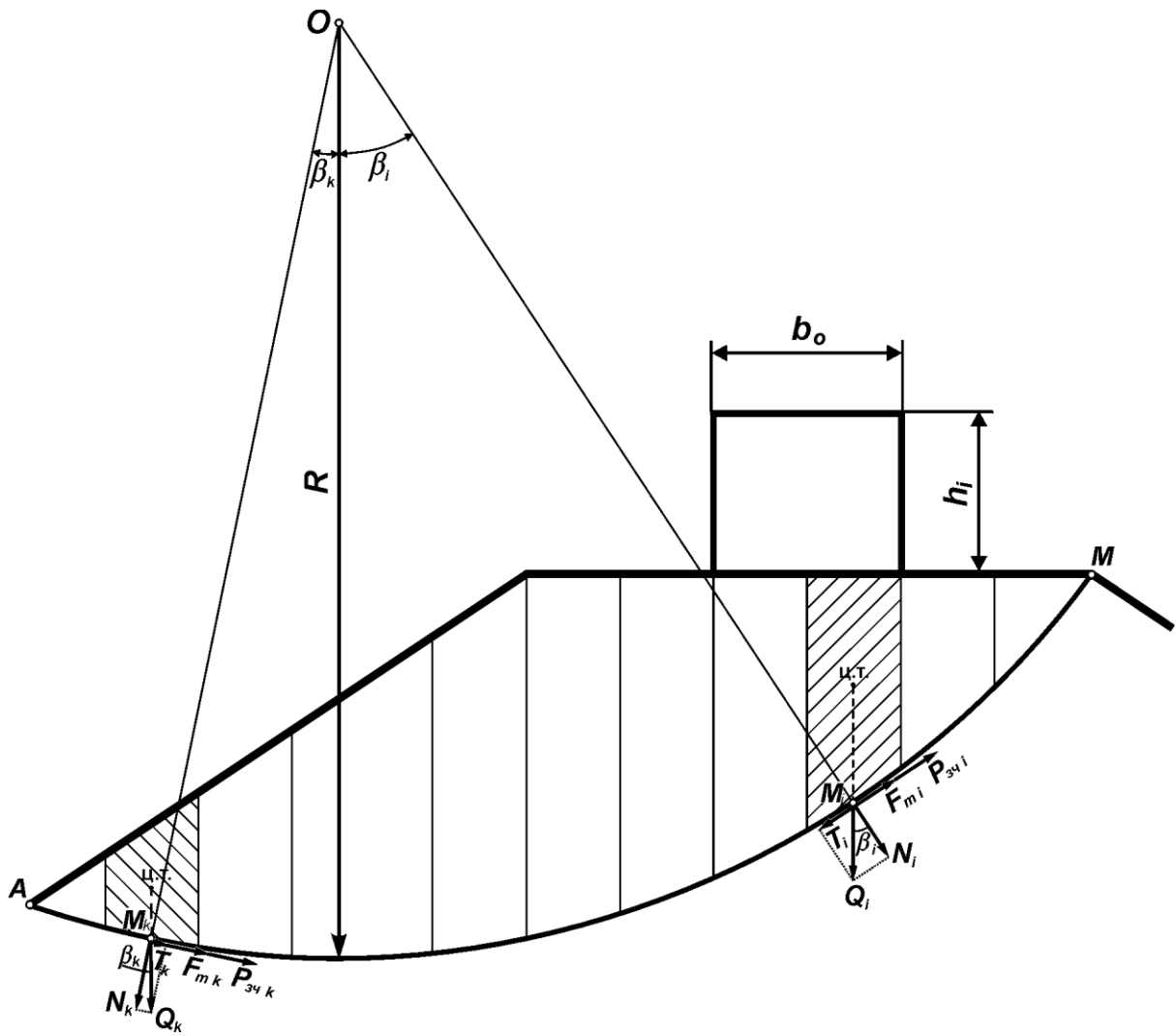


Рисунок 4.10 – Схема сил, що діють на сповзаючі відсіки

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

Вага ґрунту відсіку

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

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

1 – врахований 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.

Сила ваги ґрунту розкладається на нормальну  $N$  і тангенціальну  $T$  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  $N_i$ ,

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

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

Для відсіку площею  $\omega_i$  тангенціальна сила  $T_i$  є зсувною, оскільки її дія направлена в бік можливого зсуву масиву ґрунту.

Силу нормального тиску слід розглядати як утримувальну силу, що перешкоджає зсуву відсіку за рахунок виникаючої 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 частинок ґрунту

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

де  $C_i$  – питоме зчеплення частинок ґрунту.

Таким чином, позначено всі сили, які діють на розглядуваний  $i$ -й відсік. Аналогічно позначимо всі сили, які діють на відсік площею  $\omega_k$ , розміщений біля підосви сповзаючого масиву, зліва від вертикально направленої радіуса  $R$ . При цьому слід мати на увазі, що тангенціальна складова ваги



відсіків  $T_i$  буде зсувною силою в тому випадку, коли її напрямок співпаде з напрямком зміщення масиву. Для прикладу, наведеного на рисунку 4.7,  $T_i$  є зсувною силою для всіх відсіків, розміщених справа від радіуса-вертикалі  $R$ , і навпаки для всіх відсіків зліва від радіуса-вертикалі ця сила  $T_k$  буде утримувальною.

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

3 Перш ніж переходити до розрахунку коефіцієнта стійкості для розрахункової кривої сповзання, слід звернути увагу на зони зміни характеристик ґрунту в 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  $F_{m_i}$  та сил зчеплення  $F_{зч_i}$  потрібно також враховувати, 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 в такій самій послідовності, як це вказано для проектування профілю насипу, починаючи з проектування верхнього укосу. Тобто спочатку розраховуються коефіцієнти стійкості для всіх проміжних кривих сповзання, послідовно для ухилів  $1:m_1$ ,  $1:m_2$ ,  $1:m_3$ ,  $1:m_n$  (рисунок 4.3), і на завершення робиться розрахунок загального коефіцієнта стійкості  $K_{ст}^{розп}$  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 утримувальними та сумарними зсувними силами. Вказані сили визначаються для кожної згаданої кривої як сума сил, діючих на всі відсіки, що охоплюються даною кривою.

При розрахунках коефіцієнтів стійкості  $K_{cm-i}$  для проміжних кривих при проектуванні верхової необводненої частини насипу рекомендується користуватися спрощеною формулою, у якій не враховується вплив гідродинамічної сили (оскільки насип сухий) і 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 зсувні  $T_{i-зсув}$  за відсутності  $T_{i-ymp}$ ):

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

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 Г. М. Шахунянца, яка враховує вплив гідродинамічної сили  $D_o$  і вплив відсіків, що мають ухил основи, протилежний напрямку зсуву:

$$K_{cm} = \frac{\sum (F_{mi} + F_{зи} + T_{i-ymp}) \cdot \frac{\cos\varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}}{\sum T_{i-зс} \cdot \frac{\cos\varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)} + D_o}. \quad (4.22)$$

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

Рівнодійна гідродинамічних сил визначається за формулою

$$D_o = I_o \cdot \gamma_v \cdot \Omega = I_o \cdot \gamma_v \cdot \sum (\omega_{в.нас.-i} + \omega_{в.осн.-i}) = I_o \cdot \gamma_v \cdot \sum (\omega_i^{III} + \omega_i^{IV}), \quad (4.23)$$

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 сповзаючому масиві.

Враховуючи наявність великої кількості проміжних обчислень і необхідність систематизувати результати, розрахунок загального коефіцієнта стійкості  $K_{ст}^{розр}$  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 по даній кривій сповзання для всіх відсіків, обмежених кривою;

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

$\sum T_{i-упр}$  – 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 співпадає 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, викладено всі необхідні вказівки для проектування стійких укосів з необхідним коефіцієнтом стійкості.

## 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 Інструкція з утримання земляного полотна залізниць України / Л. І. Дяченко, Г. П. Кислий, В. О. Курач. Дніпропетровськ : Вид-во АТЗТ ВКФ «Арт-Прес», 2001. 104 с.
- 5 Даніленко Е. І. Залізнична колія : підручник. Київ : Вид-во «Інпрес», 2010. Т. 1, 2.
- 6 Даніленко Е. І., Молчанов В. М., Курган М. Б. Проектування і розрахунки конструкцій залізничної колії : підручник. Київ : Хай-Тек Прес, 2019. 344 с.
- 7 СНиП П-39-76. Железные дороги колеи 1520 мм. Нормы проектирования / Госстрой СССР. Москва : Стройиздат, 1977. 69 с.
- 8 Альбом типовых поперечных профилей земляного полотна вновь строящихся железных дорог колеи 1524 мм общей сети Союза ССР. Мосгипротранс Главтранспроекта Минтрансстроя. Москва, 1964. 42 с.
- 9 Білий В. І. Залізнична колія : навч. посіб. для студ. IV курсу спец. 7.100502 «Залізничні споруди та колійне господарство». Київ, 2007. 160 с.



## ДОДАТОК Б

### Характеристики навантажень ВБК (для одноколійних ділянок)

Характеристика ВБК		Показник навантаження ВБК		
Шпали	Тип ВБК	Вага 1 пог. м $P_{вб}$ , кН	Середня ширина баластної призми $V_{вб}$ , м	Інтенсивність навантаження $P_{вб}$ , кН/м <sup>2</sup>
Дерев'яні	Особливо важкий	72,5	4,8	14,9
	Важкий	67,0	4,7	14,1
	Нормальний	62,0	4,4	14,0
Залізобетонні	Особливо важкий	77,0	4,9	15,9
	Важкий	71,5	4,7	15,2
	Нормальний	66,5	4,4	15,1

ПРОЕКТУВАННЯ ОЗДОРОВЛЕННЯ ВИЇМКИ  
МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ  
до курсового проекту з дисципліни  
*«ЗАЛІЗНИЧНА КОЛІЯ (ЗЕМЛЯНЕ ПОЛОТНО)»*  
Частина I

Відповідальний за випуск Возненко С. І.

Редактори Ібрагімова Н. В., Третьякова К. А.

---

Підписано до друку 25.11.19 р.

Формат паперу 60x84 1/16. Папір писальний.

Умовн.-друк.арк. 3,75. Тираж 30. Замовлення №

Видавець та виготовлювач Український державний університет  
залізничного транспорту,  
61050, Харків-50, майдан Фейєрбаха, 7.  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 6100 від 21.03.2018 р.