МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Київський національний університет будівництва і архітектури

ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ.
ҐРУНТОВА ГРЕБЛЯ З БАШТОВИМ ВОДОСКИДОМ

Методичні вказівки
до виконання курсового проєкту/роботи
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології»

Київ 2024

УДК 626.627 075.8
Г90

Укладачі: С. В Величко, канд. техн. наук, доцент;
О. В. Дупляк, канд. техн. наук, доцент

Рецензент Т. П. Хомутецька, д-р техн. наук, професор

Відповідальний за випуск В. П. Хоружий, д-р техн. наук, професор

Затверджено на засіданні кафедри водопостачання та водовідведення, протокол № 1 від 06 серпня 2024 року.

В авторській редакції.

Гідротехнічні споруди. Ґрунтова гребля з баштовим
Г90 водоскидом [Електронний ресурс] : методичні вказівки до виконання курсового проєкту/роботи / уклад. : С.В. Величко, О.В. Дупляк. – Київ : КНУБА, 2024. – 42 с.

Містить загальні положення та послідовність розрахунку профіля ґрунтової греблі, фільтраційний розрахунок, розрахунок стійкості низового укосу, розрахунки баштового водоскиду, основні відомості про методику проєктування земляних гребель з місцевих будівельних матеріалів та розрахунок баштового водоскиду.

Призначено для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології».

© КНУБА, 2024

Загальні положення

Метою вивчення освітньої компоненти є здобуття знань про ґрунтові гідротехнічні споруди та водоскидні споруди для відведення паводку, їх призначення, методику розрахунку. Для наступної успішної роботи з урахуванням специфіки гідротехнічного будівництва здобувачі мають набути знання в цій галузі і систематизувати відомості про розрахунки гідротехнічних споруд, отримані під час вивчення суміжних дисциплін. Виконання курсового проєкту (роботи) дасть змогу студентам краще засвоїти лекційний курс.

Курсовий проєкт (робота) «Ґрунтова гребля з баштовим водоскидом» складається з пояснювальної записки з розрахунками та розрахунковими схемами, виконаними в форматі А4 та двох листів креслень у форматі А1.

Курсовий проєкт (робота) складається з таких розділів:

1. Компонування гідровузла. Клас наслідків споруди.
2. Проєктування греблі з ґрунтових матеріалів.

2.1. Визначення відмітки гребня греблі.

2.2. Проєктування поперечного профілю греблі.

2.3. Фільтраційний розрахунок.

2.4. Визначення стійкості низового укосу.

3. Розрахунок та проєктування паводкового водоскиду

3.1. Гідравлічний розрахунок баштового водоскиду.

3.2. Спряження б’єфів, розрахунок споруд гасіння енергії

3.3. Статичний розрахунок водоскиду (башти).

4. Література.

Креслення виконуються на форматі А1 і містять:

1 Лист: План гідровузла; Поперечний переріз греблі; Поздовжній переріз греблі.

2 Лист: План та Поздовжній профіль по осі водоскиду; Поперечний переріз галереї.

1. КОМПОНУВАННЯ ГІДРОВУЗЛА. КЛАС НАСЛІДКІВ (ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ) СПОРУДИ

До напірного гідротехнічного вузла входить: ґрунтова гребля (конструктивні особливості греблі задаються викладачем), для відведення паводку проєктується баштовий водоскид. Взаємне розташування цих споруд визначається топографічними, геологічними і гідрологічними умовами. Баштовий водоскид розташовується в тілі греблі так, щоб під час будівельного періоду його можна було використовувати для відведення будівельної паводкової витрати.

Визначення класу наслідків (відповідальності) споруди

Визначення класу наслідків (відповідальності) будівництва виконується згідно [1,2]. Клас наслідків (відповідальності) для комплексів споруд визначається для кожної споруди, будівлі, будинку та приймається максимальний з отриманих класів. Клас наслідків основних гідротехнічних споруд згідно [2] визначається за додатком Г в залежності від висоти греблі та типу ґрунтової основи. Згідно з [1] клас наслідків визначається залежно від можливої небезпеки для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті, які тимчасово перебувають на об'єкті, що перебувають поза межами об'єкта, обсяг можливого економічного збитку (в курсовому проєкті не визначається), розташування об'єкта в охоронній зоні об'єктів культурної спадщини.

Згідно з [3, стаття 32] об'єкти, для яких обов'язковим є розробка ОВД не можуть відноситись до класу відповідальності СС1. Водопідпірні споруди відносяться згідно з [4] до 2 категорія п.10 «будівництво гребель та встановлення іншого обладнання для утримання або накопичення води на тривалі проміжки часу». Результати розрахунку зводимо в табличну форму (табл.1).

За максимальним значенням класу наслідків робимо висновок. За критеріями, викладеними в [1-4] гідровузол відноситься по максимальному показнику до класу наслідків (відповідальності) СС2 .

Таблиця 1

Розрахункові показники по визначенню класу наслідків (відповідальності)

№ пор.	Характеристики наслідків	Од. виміру показника	Нормативний показник	Розрахунковий показник	Клас наслідків
1	Висота греблі	м	<20		СС1
	Тип основи		скельна		
	Висота греблі	м	Від 15 до 35		СС2
	Тип основи		Піщані, глинисті		
2	Постійна наявність людей на об’єкті	осіб	<50		СС1
3	Періодична наявність людей на об’єкті	осіб	<100		СС1
4	Люди, що перебувають поза об’єктом	осіб	100-50000		СС1
5	Втрата об’єктів культурної спадщини			ні	СС1
6	Необхідність виконання ОВД			так	СС2
Максимальне значення класу наслідків (відповідальності)					

2. ПРОЄКТУВАННЯ ГРЕБЛІ З ГРУНТОВИХ МАТЕРІАЛІВ

2.1. Визначення відмітки гребня греблі

Перевищення гребня греблі над розрахунковим статичним рівнем води у водосховищі визначається для двох випадків:

– при нормальному підпірному рівні НПР:

$$\text{ГрГ} = \text{НПР} + h_{s1}, \quad (1)$$

– при форсованому підпірному рівні ФПР :

$$\text{ГрГ} = \text{ФПР} + h_{s2}, \quad (2)$$

$$h_s = \Delta h_{set} + h_{run} + a, \quad (3)$$

де ГрГ – відмітка гребня греблі, м; НПР – відмітка нормального підпертого рівня, м; ФПР – відмітка форсованого підпертого рівня, м; h_{run} – висота накочування хвилі 1 %-ї забезпеченості, м; Δh_{set}– висота вітрового нагону води у верхньому б'єфі, м; a – сухий запас висоти греблі, вибирається більше значення 0,5 м чи $0{,}1h_{1\%}$, м; $h_{1\%}$ – висота хвилі 1 % забезпеченості, м.

Визначення параметрів вітрової хвилі 1 % забезпеченості виконується окремо для двох випадків за такою послідовністю:

Визначаємо безрозмірні величини:

$$\frac{gL}{{V_W}^2}, \quad (4)$$

$$\frac{gt}{V_W}, \quad (5)$$

де g – прискорення вільного падіння, 9,81м/с^2; t – безперервна тривалість дії вітру для водосховища приймаємо рівній 21600с; L – довжина розгону хвилі, м; V_W – розрахункова швидкість вітру, м/с.

За допомогою рис. Д1 дод. 1 за значеннями безрозмірних величин (4) та (5) по верхній кривій визначаємо значення $\frac{g\bar{h}}{{V_W}^2} = A$, $\frac{g\bar{T}}{V_W} = B$. Отримаємо по два значення величин (4) та (5). Обираємо по одному меншому значенню (4) та (5) та за цими меншими значеннями визначаємо середню висоту хвилі ($\bar{h}$):

$$\bar{h} = A\frac{{V_W}^2}{g}$$

та середній період хвилі ($\bar{T}$):

$$\bar{T} = B\frac{V_W}{g}$$

Визначаємо висоту хвилі 1 % забезпеченості:

$$h_{1\%} = k_i \bar{h}, \tag{6}$$

де k_i – коефіцієнт, який береться згідно з рис. 1.

Середня довжина хвилі ($\bar{\lambda}$) визначається за формулою:

$$\bar{\lambda} = \frac{g\overline{T^2}}{2\pi}, \tag{7}$$

Висота накочування хвилі визначається за формулою:

$$h_{run} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot h_{1\%}, \tag{8}$$

де k_r, k_p – відповідно, коефіцієнти шорсткості і проникності кріплення укосу греблі, приймається за даними табл. 2; k_{sp} – коефіцієнт, який приймається залежно від закладання верхового укосу та швидкості вітру, табл. 3; k_{run} – коефіцієнт, який визначається залежно від кута нахилу відкосу до обрію та від пологості хвилі за графіком на рис. 2.

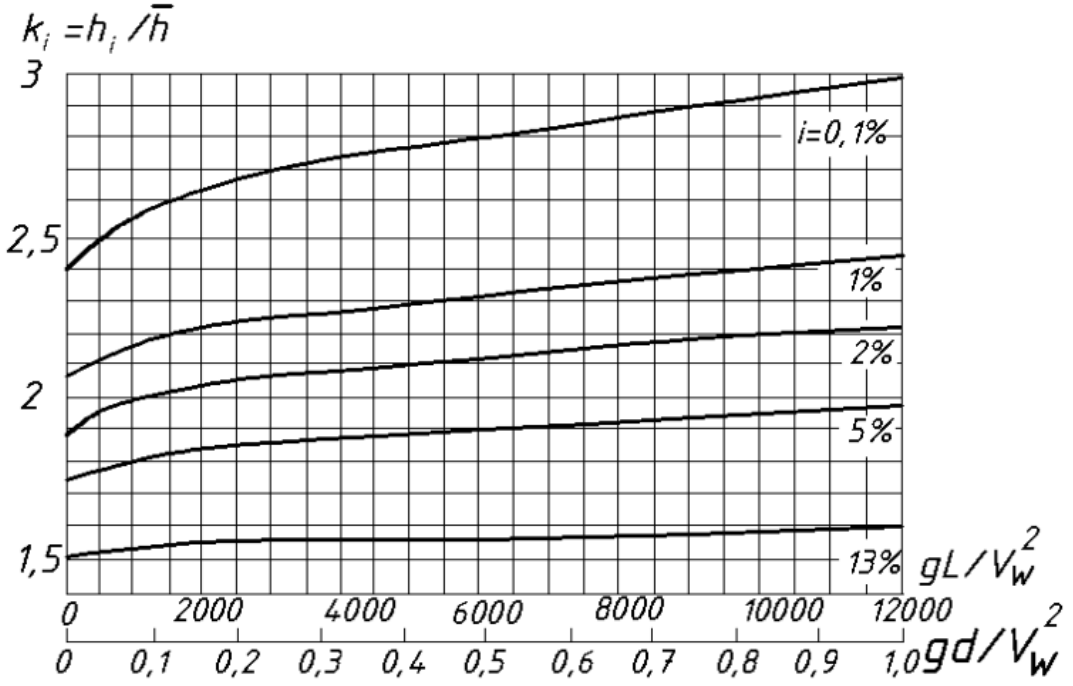


Рис. 1. Визначення коефіцієнту k_i [5].

Таблиця 2

Визначення коефіцієнтів шорсткості (k_r) і проникності (k_p)

Конструкція кріплення укосу	Відношення шорсткості $r/h_{1\%}$	k_r	k_p
Бетонні (залізобетонні) плити	-	1,0	0,9
Гравійно-галькове, кам'яне або бетоні блоки	<0,002	1,0	0,9
	0,005-0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	>0,2	0,7	0,5

Таблиця 3

Визначення коефіцієнта k_{sp}

ctgφ		1…2	3…5	>5
V_W	≥20	1,4	1,5	1,6
	10	1,1	1,1	1,2
	≤5	1,0	0,8	0,6

Висота вітрового нагону визначається за формулою:

$$\Delta h_{set} = K_w \frac{{V_W}^2 L}{g\text{H}} cos\,\alpha, \qquad (9)$$

де Н – розрахункова глибина води перед греблею, м; K_w – коефіцієнт, що визначається залежно від розрахункової швидкості вітру за табл. 4; α – кут атаки.

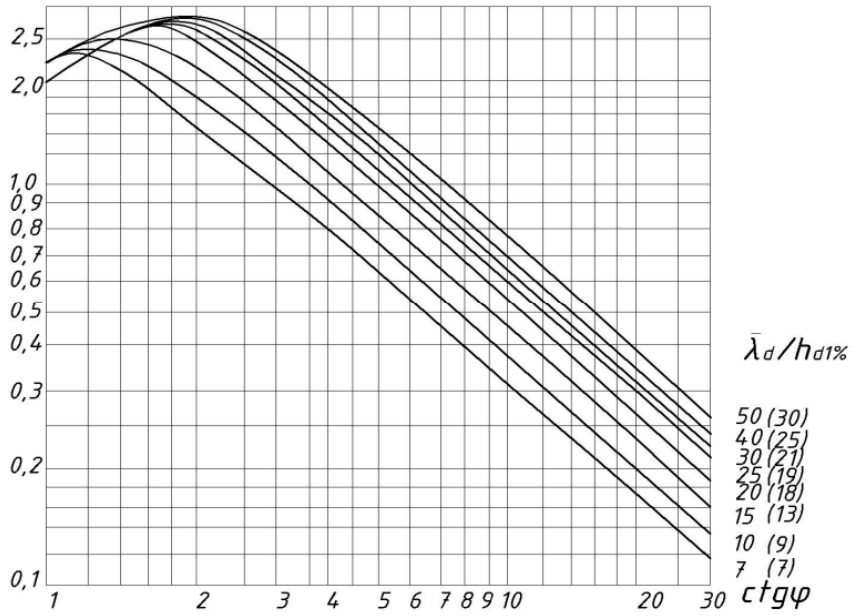


Рис. 2. Визначення коефіцієнту k_{run} [5].

Таблиця 4

Визначення коефіцієнту K_w

V_W	20	30	40	50
K_w	$2{,}1\cdot10^{-6}$	$3{,}0\cdot10^{-6}$	$3{,}9\cdot10^{-6}$	$4{,}8\cdot10^{-6}$

Розрахунки висоти хвилі $h_{1\%}$, висота накочування h_{run}, висота вітрового нагону Δh_{set} визначається окремо для кожного розрахункового випадку за заданими значеннями швидкості вітру.

Розраховуємо відмітку гребня греблі за формулами (1) та (2) та беремо більше із отриманих значень.

2.2. Проєктування поперечного профілю греблі

Ширину гребня греблі беруть залежно від умов виконання робіт і експлуатації, але не менше ніж 4,5 м. Облаштовуючи дорожній проїзд по гребню, його ширину визначають залежно від категорії автомобільної дороги за табл. 5. Покриття проїжджої частини дороги, що проходить по гребню (асфальтобетон, бетонні плити, кам'яна мостова, ущільнений щебінь), виконують відповідно до категорії дороги. Його укладають на підготовку з піщаних, гравійних та щебенистих ґрунтів.

Таблиця 5

Ширина проїжджої частини і ширина гребня

Категорія автодороги	проїжджа частина	обочина	розподільна смуга	ширина гребня
I	15,0	3,75	5,0	27,5
II	7,5	3,75	-	15,0
III	7,0	2,50	-	12,0
IV	6,0	2,00	-	10,0
V	4,5	1,75	-	8,0

По краях гребня передбачають огорожу у вигляді хвилезахистного парапету (з боку верхнього б'єфу) або огороджувальні пристрої обабіч дороги, що слугують орієнтирами для руху автотранспорту. Для забезпечення стоку атмосферної води гребінь виконують з поперечним нахилом в обидва боки від осі під кутом 2 – 4 %.

Похил укосів греблі слід назначати виходячи з умов стійкості. Для попереднього призначення коефіцієнтів закладання верхового та низового укосів греблі в роботі можна використовувати табл. 6.

Таблиця 6

Закладання укосів грунтових гребель

Укос	Висота греблі, м					
	<5		5…10		>15	
	Ґрунт укосу					
	Г	П	Г	П	Г	П
Верховий	2,0	2,5	2,25	2,75	2,5	3,0
Низовий	1,5	1,75	1,75	2,25	2,0	2,5

Г – глинистий ґрунт тіла греблі; П – піщаний.

Якщо висота греблі більше ніж 10 м, то на укосах гребель слід передбачати розташування берм: на верховому укосі – в кінці кріплення для створення необхідного упору; на низовому – по верху дренажу та через 8 – 10 м по висоті, починаючи з гребня. Закладання укосів на кожній наступній ділянці збільшується для верхового укосу

на 0,5, а для низового – на 0,25. Берми, якщо по них немає проїзду, мають ширину 2 – 3 м з похилом 2 – 4% у бік кювета.

Верховий укос ґрунтових гребель захищають спеціальними кріпленнями, розрахованими на дію хвиль, льоду, течій води, зміну рівня, атмосферних опадів, вітру і інших руйнуючих факторів. Для захисту верхового укосу пропонується використовувати кріплення кам'яним накидом або бетонними плитами на підготовці у вигляді зворотного фільтра, знизу кріплення спирається на упор, який захищає нижню частину кріплення від підмиву і забезпечує його стійкість.

Кріплення бетонними плитами

Товщина монолітної плити має бути такою, щоби була забезпечена її загальна стійкість проти спливання під дією фільтраційного тиску під час швидкого зниження рівня води у водосховищі [5]:

$$\delta_{\text{п}} = 0{,}07\eta \cdot h_{1\%} \frac{\rho_0}{\rho_{\text{б}} - \rho_0} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{b_{sl}}} \cdot \frac{\sqrt{m_h{}^2 + 1}}{m_h}, \qquad (10)$$

де η – коефіцієнт запасу, η=1 для монолітних плит, η=1,1 для збірних плит; $\rho_{\text{б}}$ – щільність бетону, $\rho_{\text{б}}$ =2,3…2,4 т/м^3; ρ_0 – густина води, т/м^3; λ – розрахункова довжина хвилі, м; m_h – коефіцієнт закладання укосу на ділянці кріплення; $h_{1\%}$ – висота хвилі 1 % забезпеченості, м.

Мінімальна конструктивна товщина плити 0,08 м.

Низовий укос греблі з ґрунтових матеріалів для захисту від атмосферних впливів і руйнування землерийними тваринами найчастіше захищаються залуженням і дернуванням або покриваються шаром щебню чи гравію.

Зворотні фільтри під кріпленням укосів, що виконано кам’яним накидом, плитами з відкритими швами або з наскрізними отворами можуть складатися з одного чи двох шарів різнозернистого матеріалу або матеріалів з різними за крупністю частинками або зі штучних водопроникних матеріалів (скловолокно, мінеральна вата та ін.). Матеріал для зворотного фільтру, кількість шарів та їх товщину вибирають залежно від виду ґрунту укосу, наявності місцевих матеріалів. Зазвичай товщина призначається за умови виконання робіт, але не менше ніж 0,2 м.

Греблі з протифільтраційним пристроєм (ядро, екран). Товщина екрана (ядра) верхом береться з умови виконання робіт, але не менше ніж 0,8 м, а низом така, щоби градієнти напору фільтраційного потоку не перевищували допустимих значень, але не менше ніж 0,1(ГрГ-Дно)≥2,0м. Гребінь ґрунтового екрана повинен бути вище за ФПР з урахуванням висоти накочування вітрових хвиль h_{run} і вітрового нагону води Δh_{set}. Гребінь ядра повинен перевищувати ФПР з урахуванням вітрового нагону води Δh_{set}. Між ядром або екраном з ґрунтових матеріалів і тілом греблі влаштовують перехідні шари за типом зворотного фільтра. Екран слід захищати шаром крупнозернистого матеріалу, що укладається на зворотній фільтр. Товщина захисного шару не менше ніж 1 м.

Дренажні пристрої проєктуються для:

а) організованого відводу води, що профільтрувалася крізь тіло греблі і основу в нижній б'єф;

б) попередження виходу фільтраційного потоку на низовий укіс та зону, що може промерзати;

в) економічно обґрунтованого пониження депресійної поверхні для підвищення стійкості низового укосу (внутрішній дренаж);

г) підвищення стійкості верхового укосу під час швидкого спорожненні водосховища, а також для того, щоб зняти поровий тиск, який виникає при сейсмічних діях;

д) відведення води, що профільтрувалася крізь протифільтраційні пристрої.

В курсовому проєкті конструкція дренажу видається викладачем: а) дренажний банкет; б) приставний дренаж.

Дренажний банкет (дренажна призма) влаштовується на руслових ділянках гребель з кам'яного накиду. Перевищення гребню банкету над максимальним рівнем води нижнього б'єфа необхідно назначати розрахунком, але не менше ніж 0,5 м. Ширина банкету у верхній частині вибирається з виробничих умов, проте не менше ніж 1,0 м. По внутрішньому укосу банкету та на контакті з основою вкладається зворотний фільтр.

Приставний дренаж криву депресії не знижує, а тільки захищає низовий укіс у місці виходу фільтраційного потоку від можливих фільтраційних деформацій. У конструктивному відношенні він має вигляд зворотного фільтра, який розташовується на поверхні укосу. Товщину приставного дренажу зі зворотним фільтром слід брати з умов виконання робіт, але не менше ніж глибина промерзання. Зворотний фільтр укладається по контакту з укосом та основою.

Поперечний переріз греблі наведений у дод. 2.

Сполучення тіла греблі з основою, берегами

Тіло греблі повинно досить щільно примикати до основи і берегів. У разі сполучення греблі з берегами знімається рослинний шар на глибину не менше ніж 0,3…0,5 м. Береги плануються на всю їх висоту поступово, в міру зведення греблі. Поверхня підготовленої основи повинна плавно наслідувати нахил місцевості. Сполучення греблі з основою виконується залежно від виду ґрунту в тілі греблі і основи. Якщо основою греблі є водоупор, то протифільтраційні елементи греблі безпосередньо спрягаються з ним так, щоб попередити можливість фільтрації води на контакті підошви з основою. Для цього влаштовується неглибокий зуб. У водонепроникний шар замок врізується на глибину не менше ніж 0,75 м. Ширина зуба в основі становить 0,5 м. Коефіцієнт закладання укосів зуба m=1,5…2,0.

2.3. Фільтраційний розрахунок

У разу підняття рівня води у водосховищі до НПР у тілі греблі виникає рух фільтраційного потоку з верхнього б’єфу в нижній. Рух ґрунтового потоку в тілі греблі буде безнапірним, тому що він обмежений зверху вільною поверхнею, в якій у всіх точках тиск дорівнює атмосферному. Вільна поверхня фільтраційного потоку називається поверхнею депресії, а лінія перетину цієї поверхні з вертикальною площиною – депресійною кривою, або кривою депресії. Нижче поверхні депресії ґрунт насичений водою, а вище неї знаходиться зона капілярного підняття води, висота якої залежить від складу ґрунту. Вище капілярної зони ґрунт знаходиться в умовах природної вологості, яка залежить від кліматичних умов.

Фільтраційний розрахунок виконується для визначення:

а) положення депресійної поверхні;

б) фільтраційної витрати;

в) фільтраційної стійкості тіла греблі і основи.

Розрахунок виконується для основного випадку: НПР у верхньому б'єфі та меженній (побутовій) глибині в нижньому б'єфі; та для перевірочного випадку: ФПР у верхньому б'єфі та максимальна глибина в нижньому б'єфі.

Розрахунок фільтрації через тіло греблі можна виконувати за формулами гідравліки (методика наведена далі) або за допомогою сучасного програмного комплексу GeoStudio, послідовність розрахунки наведена в методичних вказівках [6], для студентів вільний доступ.

Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю на водонепроникній основі з приставним дренажем

Виконуючи гідравлічні розрахунки поперечний профіль греблі розбивається на три характерні частини: верховий клин, середню частину і низовий клин.

Верховий клин обмежений верховим укосом греблі і вертикальним перерізом 1-1, який проходить через верхню брівку гребня греблі; середня частина – від перерізу 1 – 1 до перерізу 2 – 2, який проходить через точку С виходу кривої депресії на низовому укосі греблі; низовий клин, обмежений низовим укосом і перерізом 2 – 2 (рис. 3). Крива фільтрації на середній ділянці визначається за формулами гідравліки, на верхньому та низовому клинах домальовується вручну.

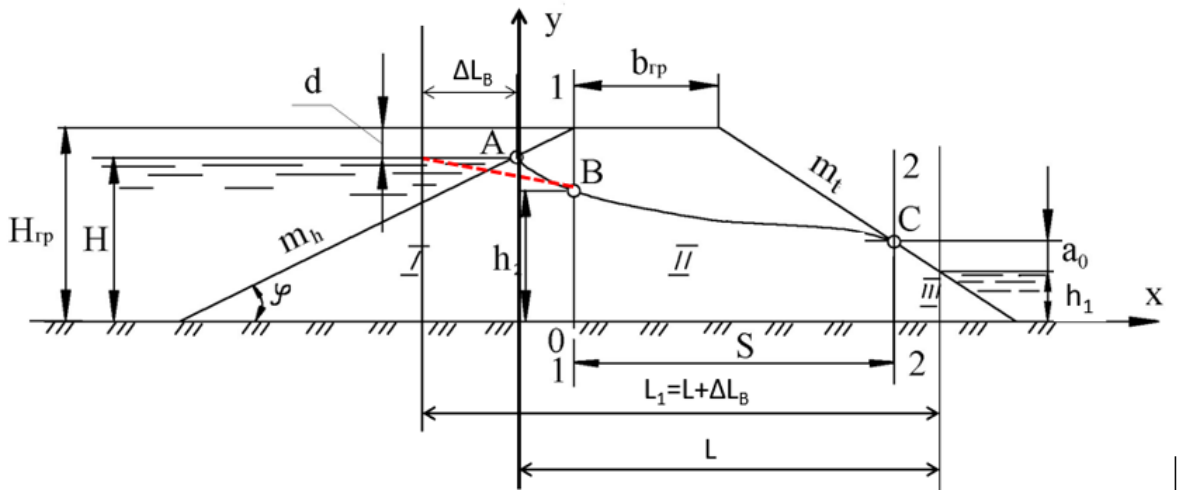


Рис. 3. Розрахункова схема до фільтрації через однорідну греблю з приставним дренажем на водонепроникній основі.

Послідовність розрахунку:

Визначаємо довжину подовження лінійної ділянки ΔL_B:

$$\Delta L_B = \beta_B \mathrm{H}, \tag{11}$$

$$\beta_B = \frac{m_h}{2m_h+1}, \tag{12}$$

де H – напір перед греблею, м; m_h - закладання верхового укосу.

Визначаємо розрахункову довжину фільтрації:

$$L_1 = \mathrm{L} + \Delta L_B, \tag{13}$$

де L – відстань від перетину рівня води з укосом в верхньому б'єфі та нижньому, м.

Визначаємо співвідношення питомої витрати через греблю до коефіцієнта фільтрації:

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2 - h_1^2}{2L_1}, \tag{14}$$

де h_1 – напір води в нижньому б'єфі.

Розраховуємо висоту виходу кривої фільтрації на низовий укос:

Перевищення над рівнем води в нижньому б'єфі:

$$a_0 = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_t}{2f(m_t)} h_1 \frac{q}{k}}, \tag{15}$$

$$a = 0{,}5 f(m_t) \frac{q}{k} - 0{,}5 \left[1 + \frac{m_t}{2(f(m_t))^2}\right] h_1, \tag{16}$$

$$f(m_t) = 0{,}5 + m_t, \tag{17}$$

де m_t – закладання низового укосу.

Координата кривої фільтрації на середній ділянці на відстані х від початку координат (рис. 4):

$$h_x = \sqrt{2\frac{q}{k}(L - x - m_t a_0) + (h_1 + a_0)^2}. \quad (18)$$

За формулою (17) знаходимо 5 значень висоти кривої фільтрації для різних значень х та будуємо криву фільтрації на поперечному перерізі греблі.

Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю на водонепроникній основі з дренажним банкетом

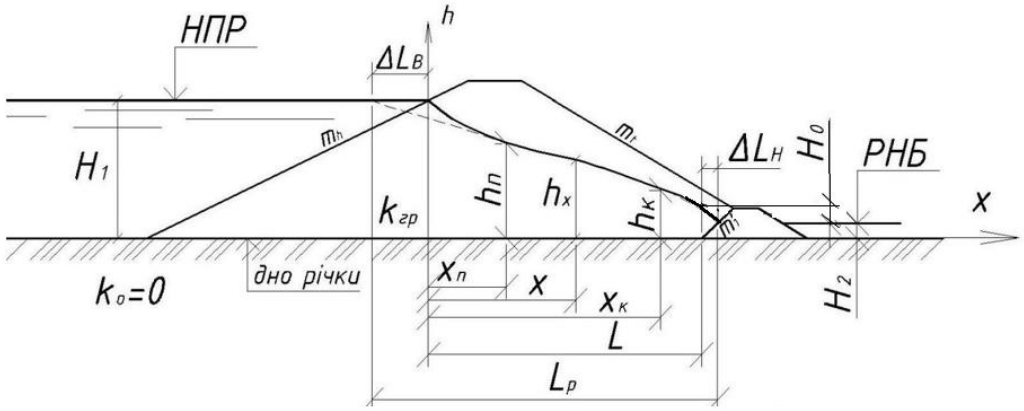


Рис.4. Розрахункова схема до фільтрації через однорідну греблю з дренажним банкетом на водонепроникній основі

Послідовність розрахунку:

Визначаємо значення ΔL_B за допомогою формул (10) та (11).

Графічно визначаємо довжину L (рис. 4). Розраховуємо ΔL_H відстань від кінця банкета до точки входу в банкет (рис. 4):

$$\Delta L_H = \frac{m_1^1 H_2}{3}, \quad (19)$$

де m_1^1 – закладання внутрішнього укосу банкету, 1,5; H_2 – висота води в нижньому б'єфі, м.

Визначаємо розрахункову довжину фільтрації:

$$L_p = \Delta L_B + L + \Delta L_H. \quad (20)$$

Визначаємо значення фільтраційної витрати на 1 п.м греблі за формулою:

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p}. \quad (21)$$

Визначаємо висоту кривої фільтрації в кінці банкету H_0:

$$H_0 = \sqrt{H_1^2 - 2\frac{q}{k}(L + \Delta L_B)} - H_2 \qquad (22)$$

За значеннями x знаходимо відповідні значення h_x на середній ділянці:

$$h_x = \sqrt{2\frac{q}{k}(L - x + \Delta L_H) + (H_2 + H_0)^2}, \qquad (23)$$

Крива фільтрації на середній ділянці визначається за формулою (23), на верхньому та низовому клинах домальовується вручну.

Гребля з ядром і дренажним банкетом

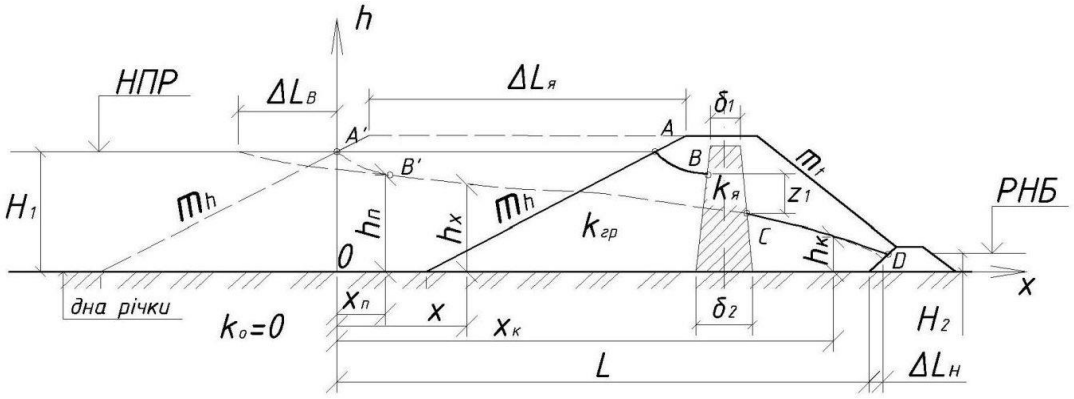


Рис.5. Розрахункова схема до фільтрації через греблю з ядром і дренажним банкетом на водонепроникній основі

За відомим коефіцієнтом фільтрації матеріалу дра $k_я$ та розмірами у верхній δ_1 і в нижній δ_2 частинах спочатку визначається середня товщина ядра:

$$\delta_{\text{ср}} = \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2}. \qquad (24)$$

Способом віртуальних довжин визначаємо приведену довжину ядра:

$$\Delta L_{\text{я}} = \frac{k_{\text{гр}}}{k_{\text{я}}}\delta_{\text{ср}}, \qquad (25)$$

Гребля з ядром приводиться до однорідної греблі ширшій на величину $\Delta L_{\text{я}}$ (рис.5). Складається розрахункова схема (на рис. 5 профіль віртуальної однорідної греблі показано пунктиром) і подальший розрахунок проводиться для однорідної греблі з банкетом на водонепроникній основі (див. рис. 4).

Послідовність розрахунку:

Визначаємо значення ΔL_B за допомогою формул (11) та (12).

Графічно визначаємо довжину L (див. рис. 4). Розраховуємо ΔL_H (див. рис. 5) за формулою (19).

Визначаємо розрахункову довжину фільтрації:

$$L_p = \Delta L_B + L + \Delta L_H + \Delta L_я. \quad (26)$$

Визначаємо значення фільтраційної витрати на 1 п. м греблі за формулою (21).

Визначаємо висоту кривої фільтрації в кінці банкету H_0 за формулою:

$$H_0 = \sqrt{H_1^2 - 2\frac{q}{k}(L + \Delta L_B + \Delta L_я)} - H_2. \quad (27)$$

За значеннями x (див. рис. 5) знаходимо відповідні значення h_x на середній ділянці:

$$h_x = \sqrt{2\frac{q}{k}(L + \Delta L_я - x + \Delta L_H) + (H_2 + H_0)^2}. \quad (28)$$

Значення *x* повинно включати точку перетину з ядром на верховій призмі і точку виходу води з ядра та 3 точки в нижній призмі до початку дренажного банкету.

Крива фільтрації на середній ділянці визначається за формулою (28), на верхньому та низовому клинах домальовується вручну.

Гребля з ядром і приставним дренажем

За відомим коефіцієнтом фільтрації матеріалу ядра $k_я$ та розмірами у верхній δ_1 і в нижній δ_2 частинах спочатку визначається середня товщина ядра за формулою (24).

Визначаємо приведену довжину ядра за формулою (24).

Гребля з ядром приводиться до однорідної греблі ширшій на величину $\Delta L_я$ (рис. 6). Складається розрахункова схема (на рис. 6 профіль віртуальної однорідної греблі показано пунктиром) і подальший розрахунок проводиться для однорідної греблі з приставним дренажем на водонепроникній основі (див. рис. 3).

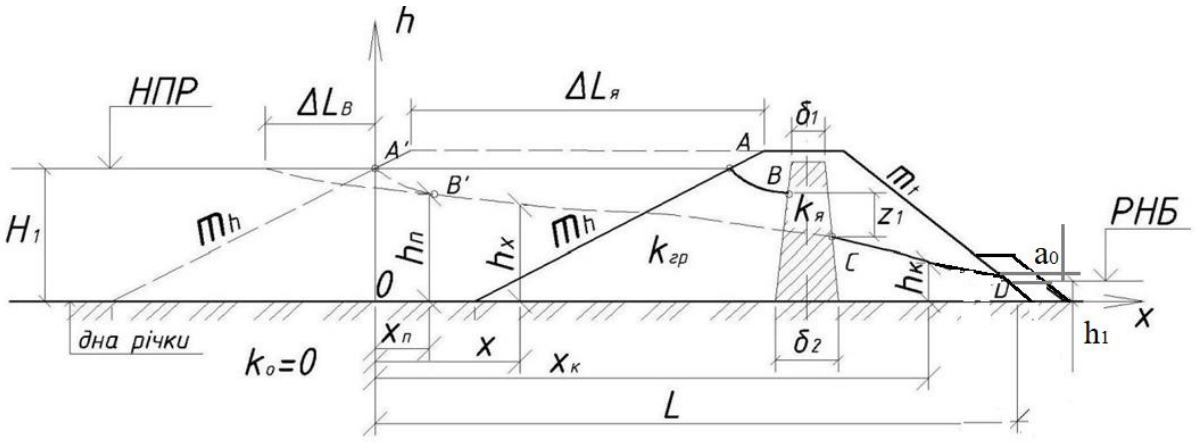


Рис. 6. Розрахункова схема до фільтрації через греблю з ядром і приставним дренажем на водонепроникній основі

Послідовність розрахунку:

Визначаємо значення ΔL_B за допомогою формул (11) та (12).

Графічно визначаємо довжину L (див. рис. 3).

Визначаємо розрахункову довжину фільтрації за формулою:

$$L_p = \Delta L_B + L + \Delta L_я. \quad (29)$$

Визначаємо співвідношення питомої витрати через греблю до коефіцієнта фільтрації за формулою (14)

Розраховуємо висоту виходу кривої фільтрації на низовий укос за формулами (15), (16) та (17).

Координата кривої фільтрації на середній ділянці на відстані *x* від початку координат (рис. 6) визначається за формулою (18).

Значення *x* повинно включати точку перетину з ядром на верховій призмі і точку виходу води з ядра та 3 точки в нижній призмі до початку дренажного банкету. Крива фільтрації на середній ділянці визначається за формулою (18), на верхньому та низовому клинах домальовується вручну.

Гребля з екраном і дренажним банкетом

За відомим коефіцієнтом фільтрації матеріалу екрана k_e, тіла греблі $k_{гр}$ та розмірами у верхній δ_1 і в нижній δ_2 частинах визначається його середня товщина $\delta_{ср}$ за формулою (24). По способу віртуальних довжин гребля з екраном приводиться до однорідної, за такої умови:

$$\Delta L_e = \frac{k_{гр}}{k_e}\delta_{ср} sin\alpha, \quad (30)$$

де α – кут нахилу середньої лінії екрану до горизонту.

Складається в масштабі розрахункова схема (рис 7, контур однорідної греблі показано пунктиром).

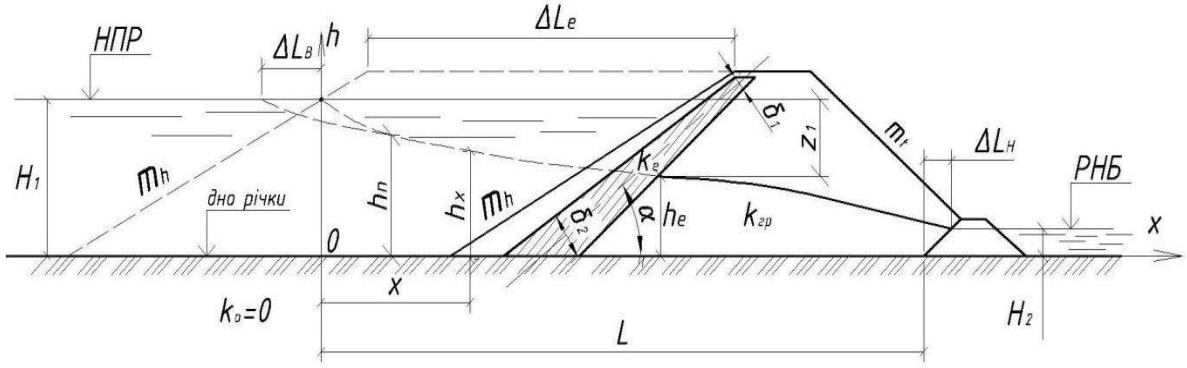


Рис. 7. Розрахункова схема для греблі з екраном на дренажним банкетом на водонепроникній основі

Послідовність розрахунку:

Визначаємо значення ΔL_B за допомогою формул (11) та (12).

Графічно визначаємо довжину L (див. рис. 4). Розраховуємо ΔL_H відстань від кінця банкета до точки входу в банкет (див. рис. 4) за формулою (19)

Визначаємо розрахункову довжину фільтрації:

$$L_p = \Delta L_B + L + \Delta L_H + \Delta L_e. \quad (31)$$

Визначаємо значення фільтраційної витрати на 1 п. м греблі за формулою (21).

Визначаємо висоту кривої фільтрації в кінці банкету H_0 за формулою:

$$H_0 = \sqrt{H_1^2 - 2\frac{q}{k}(L + \Delta L_B + \Delta L_e)} - H_2. \quad (32)$$

За значеннями x (рис. 7) знаходимо відповідні значення h_x на середній ділянці:

$$h_x = \sqrt{2\frac{q}{k}(L + \Delta L_e - x + \Delta L_H) + (H_2 + H_0)^2}. \quad (33)$$

Необхідно визначити п’ять значень точки x за межами екрана в нижній призмі до початку дренажного банкету.

Крива фільтрації на середній ділянці визначається за формулою (33), на верхньому та низовому клинах домальовується вручну.

Після побудови кривої фільтрації в тілі греблі необхідно перевірити фільтраційну міцність греблі та протифільтраційних пристроїв (екрану, ядра) за формулою:

$$I_{est,m} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{cr,m}, \quad (34)$$

де $I_{est,m}$ – діючий середній градієнт напору; $I_{cr,m}$ – критичний середній градієнт напору, для попередніх розрахунків вибирається за табл. 7; $\gamma_п$– коефіцієнт надійності по відповідальності споруд, для споруд класу СС3 – 1,25; СС2 – 1,2; СС1 – 1,1.

Таблиця 7

Критичні значення градієнту напору

Ґрунт	$I_{cr,m}$		
	понур	Екран, ядро	Тіло греблі
Глина	15	12	8…2
Суглинок	10	8	4…1,5
Супісок	3	2	2…1
Пісок середній дрібний			1,0 0,75

Для однорідної греблі значення $I_{est,m}$ знаходиться за залежністю:

$$I_{est,m} = \frac{z}{(L+0{,}4H_1)}, \quad (35)$$

де L – відстань від урізу води у верхньому б'єфі до урізу води в нижньому б'єфі (див. рис. 3) або до крайньої лівої точки дренажу (див. рис. 4), м; z – різниця напорів в верхньому і нижньому б'єфах, м.

Для неоднорідної греблі з екраном або ядром $I_{est,m}$ визначається за залежністю:

$$I_{est,m} = \frac{z_1}{\delta_{ср}}, \quad (36)$$

де z_1 – втрати напору в ядрі або екрані, м.

2.4. Визначення стійкості низового укосу

Попередньо вибране окреслення укосу перевіряється розрахунком на стійкість.

Розрахунки стійкості укосів виконують на такі випадки:

1. Основний: у верхньому б’єфі – НПР, у нижньому б’єфі максимально можлива при НПР, але не більше ніж 0,2 висоти відкосу;

2. Основний при відкритих водоскидах (без затворів) рівень у верхньому б’єфі та нижньому визначається максимальною витратою;

3. Особливий випадок: у верхньому б’єфі ФПР, в нижньому рівень води при перевірочній витраті.

Визначення стійкості укосу є поширеною в будівництві задачею і існує велика кількість програмних комплексів для її вирішення. Розрахунок стійкості укосу греблі можна виконувати вручну (метод Терцагі наведений нижче) або за допомогою сучасного програмного комплексу GeoStudio, послідовність розрахунки наведена в методичних вказівках [6], для студентів вільний доступ.

Критерієм забезпечення стійкості є виконання для найнебезпечнішої призми обвалення нерівності [2]:

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{R}{\gamma_n}, \qquad (37)$$

де γ_{lc} – коефіцієнт сполучення навантажень (1,0 та 0,95 під час будівництва); F – узагальнене розрахункове значення активних сил (або моментів цих сил) відносно центра поверхні ковзання; R – узагальнене розрахункове значення сил (або їх моментів) граничного опору зсуву по поверхні, що розглядається; γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю, для періоду експлуатації при основному розрахунковому сполученні навантажень для категорії відповідальності конструкції та її елементів А значення γ_n становить [2]: для СС3 - 1,25, для СС2 - 1,2, для СС1- 1,0.

Для оцінки стійкості укосів найбільшого поширення отримав метод розрахунку по круглоциліндричним поверхням ковзання, в якому мається на увазі, що оповзання частини ґрунтового масиву проходить по радіальній кривій відносно деякого центру ковзання (точки O_1) (рис. 8).

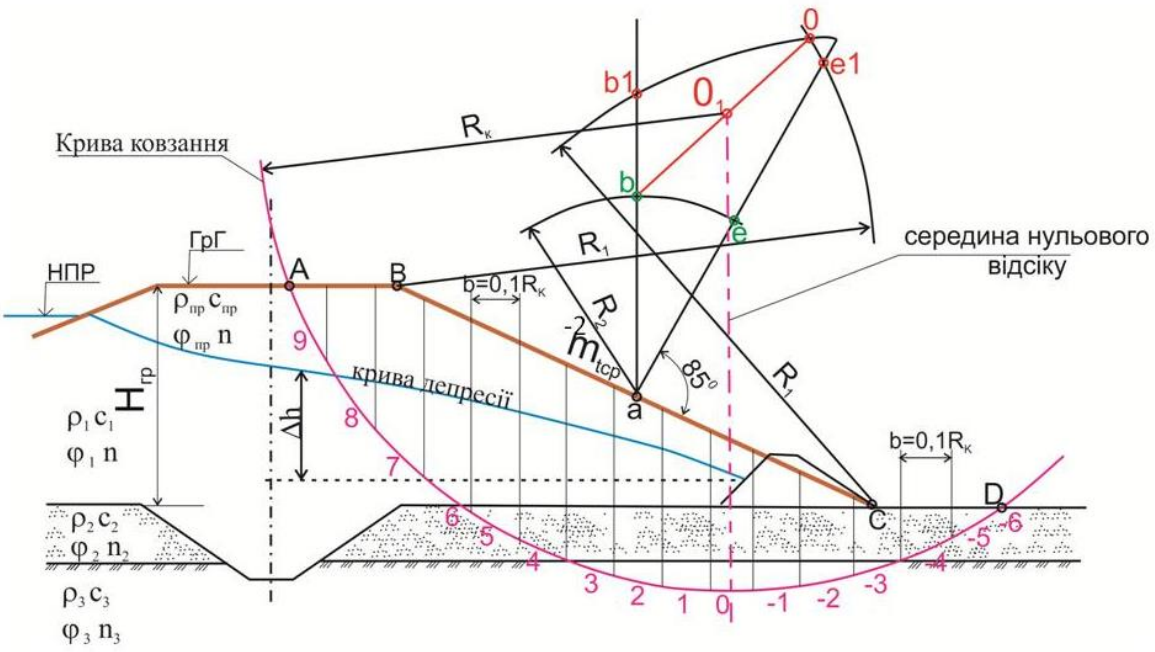


Рис.8. Схема до розрахунку стійкості укосу за круглоциліндричною поверхнею

Розрахунок виконується для умов плоскої задачі – розглядається відрізок греблі одиничної довжини. Для розрахунку вибирається переріз греблі з максимальною висотою (русловий) і проводиться декілька кривих ковзання із різними центрами. Для масивів, обмежених кривими ковзання, обчислюються коефіцієнти стійкості.

Пошук центру кривої ковзання O_1 проводять графічно за такою методикою [5]:

1. Спрощують профіль низового укосу греблі, з'єднавши точку В низової бровки із точкою С перетину зовнішнього укосу дренажу з основою, та визначають закладання лінії осередненого укосу m_{tcp} .

2. Із середини осередненого укосу (точки а) проводять два промені: вертикальний та під кутом 85˚ до лінії осередненого укосу.

3. Із точок В і С, як із центрів, проводять дуги кола радіусом R_1

Методом засічок визначають положення точки О – точки перетину дуг радіусом R_1, який визначається за залежністю:

$$R_1 = \frac{R_B + R_H}{2}\ , \qquad (38)$$

де R_B і R_H – верхнє і нижнє значення радіусів поверхні ковзання, визначаються за формулами: $R_H = k_1 H_{\text{гр}}$, $R_B = k_2 H_{\text{гр}}$; $H_{гр}$ – висота

греблі; k_1 і k_2 – коефіцієнти, значення яких вибирають із табл. 8 залежно від m_{tcp} .

Таблиця 8

Визначення коефіцієнтів k_1 і k_2

m_{tcp}	2	3	4
k_1	1,4	1,65	1,9
k_2	2,5	2,9	3,2

4. Проводять дугу кола із центом в точці *a* і радіусом $R_2 = aO/2$.

5. Криволінійний багатокутник $bb_1 Oe_1 e$ є зоною пробних центрів кривих ковзання (рис.8). Як правило, центри найбільш небезпечних кривих зсуву розташовані на лінії *Ob*. Вибравши на цій лінії довільну точку O_1 , проводять криву ковзання такого радіусу R_K , щоб вона захоплювала приблизно половину гребня і частину нескельної основи під підошвою споруди.

6. Призма обвалення ABCD, обмежена кривою ковзання, контуром греблі і частиною основи, розбивається вертикальними лініями на відсіки шириною $b= 0,1R_K$. Вертикаль, опущена із центру кривої ковзання є серединою нульового відсіку. Нумерація відсіків, які розміщені ліворуч від нульового – додатна, праворуч – від'ємна. При вибраній ширині відсіку для кута α_n між радіус–вектором, проведеним через середину *n*-го відсіку та вертикаллю тригонометричні функції визначаються за формулами:

$$sin\alpha_n = 0,1n, \tag{39}$$

$$cos\alpha_n = \sqrt{1 - sin^2\alpha_n}, \tag{40}$$

де n– номер відсіку.

Визначаємо діючи сили на відсіки грунту. Діючими силами є вага відсіку *G*, сила тертя по поверхні ковзання $R_{тр}$, сила зчеплення по поверхні ковзання $R_{зч}$, гідродинамічна сила фільтраційного потоку Φ (рис. 9).

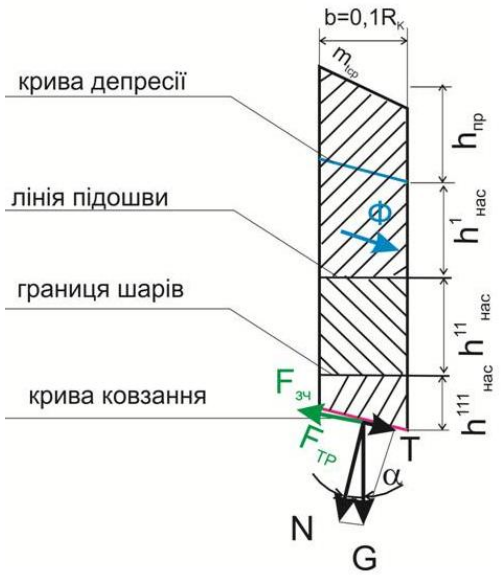


Рис. 9. Діючи сили на відсік греблі

Для знаходження сили власної ваги використовується формула:

$$G = \gamma_{\text{пр}} b \sum h_{\text{пв}}, \tag{41}$$

де $\gamma_{пр} = \rho_{пр}\, g$ – питома вага ґрунту тіла греблі природної вологості, кН/м^3; $\rho_{пр}$ – щільність ґрунту тіла греблі природної вологості, т/м^3; $h_{пв}$ – висота приведена до висоти повітряно-сухого ґрунту тіла греблі:

$$h_{\text{пв}} = h_{\text{пр}} + h^1_{\text{нас}} \frac{\rho^1_{\text{нас}}}{\rho^1_{\text{пр}}} + h^{11}_{\text{нас}} \frac{\rho^{11}_{\text{нас}}}{\rho^{11}_{\text{пр}}} + \cdots + h^k_{\text{нас}} \frac{\rho^k_{\text{нас}}}{\rho^k_{\text{пр}}}, \tag{42}$$

де $h_{пр}$ – середня висота частини відсіку ґрунту, що знаходиться в стані природної вологості, м; $h^1_{нас}$, $h^{11}_{нас}$, $h^k_{нас}$ - висоти частин відсіку, складені ґрунтом тіла греблі у водонасиченому стані та ґрунтами, що залягають в основі, визначаються графічно по розрахунковій схемі греблі, м; k – кількість видів ґрунтів; $\rho^1_{нас}$ – щільність ґрунтів відповідних частин відсіків у водонасиченому стані, визначається за залежністю:

$$\rho_{\text{нас}} = (\rho_s - \rho_0)(1 - n), \tag{43}$$

де ρ_s – щільність твердих часток відповідного ґрунту, т/м^3; ρ_0 – густина води, т/м^3; n – пористість відповідного ґрунту.

Сила зчеплення знаходиться за формулою:

$$F_{\text{зч}} = \sum \mathrm{c_i} l_i, \tag{44}$$

де l – довжина ділянки кривої ковзання з постійним значенням питомого зчеплення c, кПа.

У межах тіла обвалення на частину насипу діє гідродинамічна сила $Ф$, значення якої знаходиться за залежністю

$$\Phi = \frac{\rho_0 \cdot g \cdot b \sum h^1_{\text{нас}}}{cos\alpha_n}, \quad (45)$$

Всі розрахунки по визначенню діючих сил рекомендується зводити в табл. 9.

Таблиця 9

Вихідні данні для розрахунку коефіцієнту стійкості укосу

n	$sin\alpha_n$	$cos\alpha_n$	G	$Gsin\alpha_n$	$Gcos\alpha_n$	Ф	$tg\varphi$	$(Gcos\alpha_n - \Phi)tg\varphi$	c_i	l_i	$c_i l_i$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
				Σ=				Σ=			Σ=

Коефіцієнт стійкості визначається за залежністю

$$k = \frac{R}{F} = \frac{\sum(Gcos\alpha_n - \Phi)tg\varphi + \sum cl}{\sum Gsin\alpha_n} \geq \gamma_{lc}\gamma_{\text{п}}. \quad (46)$$

У разі невиконання умови (46), необхідно змінити геометричні розміри греблі – розширити профіль греблі (зробити низовий укіс більш пологим тощо) або передбачити додаткові дренажні або протифільтраційні пристрої для пониження кривої депресії.

3. Розрахунок та проєктування паводкового водоскиду

Баштові водоскиди широко застосовуються при спорудженні невеликих і середніх водосховищ (ставків) з підпором від 3 до 12 м і паводковою витратою до 110 м^3/с. У конструктивному відношенні такі водоскиди – це башта круглої, прямокутної або еліптичної форми з горизонтальними відвідними трубами круглого або прямокутного поперечного перерізу. В кінці відвідної труби влаштовується споруда гасіння енергії потоку (водобійний колодязь, водобійна стінка тощо (рис. 10). Водозливний поріг башти розташовується на відмітці НПР і скидання витрати відбувається при перевищенні цієї відмітки. Над порогом до рівня ФПР встановлюється решітка для затримання плаваючого сміття. Вертикальна башта проєктується бетонною або залізобетонною.

Баштовий водоскид може бути поєднаний з донним водовипуском, який під час будівництва використовується для відведення будівельної витрати. Для регулювання витрати води донним водовипуском передбачається камера затворів з робочими та ремонтними затворами. Маневрування затворами відбувається зі службового містечка. Баштовий водоскид розташовують у пониженій частині заплави на щільних ґрунтах.

В основі греблі на бетонній подушці укладають декілька відвідних залізобетонних труб. Для можливості прочищення труб їхній діаметр беруть не меншеніж 0,7 м. Через 10…20 м труби поділяються на секції температурно-осадочними швами, що дає змогу їм пристосовуватись до можливих деформацій. Для запобігання значної контактної фільтрації вздовж поверхні труб на них влаштовують протифільтраційні діафрагми.

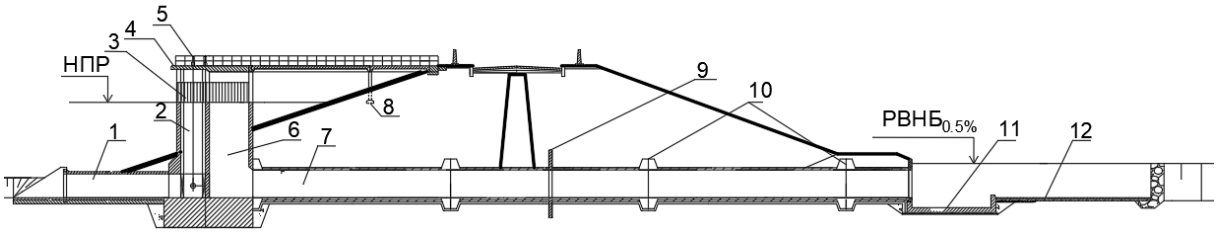


Рис.10. Баштовий водоскид:
1 – труба донного водоспуску; 2 – камера затворів; 3 – сміттєзатримуюча решітка; 4 – службовий місток; 5 – підіймачі затворів; 6 - башта; 7 – відвідна труба; 8 – збірна залізобетонна опора; 9 – діафрагми; 10 – температуро-осадочні шви; 11 – колодязь-гасник; 12 – рисберма

3.1. Гідравлічний розрахунок баштового водоскиду

Гідравлічний розрахунок зводиться до визначення діаметра (периметра) водозливної частини башти, який забезпечує переливання заданої витрати при НПР у верхньому б’єфі. Розрахунок ведеться за формулою водозливу з тонкою стінкою:

$$d = \frac{Q}{m \cdot \pi \sqrt{2g(\text{ФПР} - \text{НПР})^3}}, \quad (47)$$

$$\text{р} = \frac{Q}{m \sqrt{2g(\text{ФПР} - \text{НПР})^3}}, \quad (48)$$

де m – коефіцієнт витрати, приймається 0,38-0,4; *ФПР* – форсований підпертий рівень, м; *НПР* – нормальний підпертий рівень, м; p – периметр башти, м; d – діаметр башти, м.

Круглою башта приймається до діаметру приблизно 5,0м, якщо діаметр виходить більший, то проєктують овальну форму башти.

Розрахунок діаметру відвідних труб

Площа відвідних труб визначається для пропуску витрати в напірному режимі. При визначенні пропускної спроможності відвідної труби рівень води в башті приймається на 0,3м нижчим НПР. Розрахунок виконується за формулою:

$$w = \frac{Q}{\mu\sqrt{2g(\text{НПР}-0{,}3-\text{РВНБ}_{0,5\,\%})}}, \quad (49)$$

де μ – коефіцієнт витрати труби; $\text{РВНБ}_{0,5\%}$- рівень води в нижньому б'єфі при перевірочній витраті, м; Q – перевірочна паводкова витрата, $м^3/с$.

Формула (49) містить дві невідомі величини, коефіцієнт витрати труби та площу труб. Визначаючи площу водовідвідних труб, використовують метод наближення: для початкового розрахунку приймаємо коефіцієнт витрати рівним 0,75, знаходимо площу труб, визначаємо кількість труб та беремо стандартні розміри труб. Визначення діаметра труби d виконується добором з урахуванням швидкості течії не більше 6 м/с.

Стандартні діаметри круглих труб 800, 1000, 1200, 1400, 1600 мм [7], прямокутні 1,5х2,0; 2,0х2,0; 2,5х2,0 [8] (таблиця 10).

За отриманими розмірами розраховуємо значення коефіцієнта витрати за формулою:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta_{\text{вх}}+\lambda l/4R}}, \quad (50)$$

де $\zeta_{\text{вх}}$ – коефіцієнт місцевих втрат на вході в трубу, при плавному вході приймається 0,2; λ – гідравлічний коефіцієнт тертя, приймаємо 0,025; l – довжина труб, визначається за розрахунковою схемою, м; R – гідравлічний радіус, визначається як відношення площі труби до її змоченого периметра, м.

За уточненим значенням коефіцієнту витрати знов розраховуємо за формулою (49) площу водовідвідних труб, кількість труб і їх

стандартний розмір, розрахунок проводимо наближенням доки кількість труб і їх розмір не збігатимуться у двох послідовних розрахунках.

3.2. Спряження б'єфів, розрахунок споруд гасіння енергії

Водобійний колодязь

Водобійний колодязь виконується з розширенням в плані від ширини вихідного фронту труб $b^1_{тр}$ до ширини відвідного каналу $b_{ВК}$ (рис. 11). Спряження б'єфів при цьому проходить в умовах просторового розтікання потоку у водобійному колодязі [5].

Ширина вихідного фронту труб:

круглих $$B = nd + (n-1)\Delta t + 2nt, \quad (51)$$

прямокутних $$B = nb + 2n\Delta t, \quad (52)$$

де d – внутрішній діаметр труби, м; b – внутрішня ширина прямокутної труби, м; Δt – відстань між окремо розташованими трубами, приймається 0,5, м; t – товщина стінки труби згідно табл. 10.

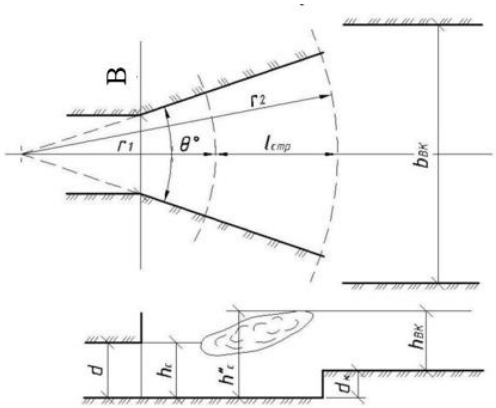


Рис.11. Схема до розрахунку водобійного колодязя [5]

Радіус r_1, який відповідає першій спряженій глибині (рис.11):

$$r_1 = \frac{B}{2sin\frac{\theta}{2}}, \quad (53)$$

де θ – кут розширення стінок колодязя в плані 20º -30º.

Критична глибина:

$$h_{KP} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{\theta r_1}\right)^2}, \quad (54)$$

де α – коефіцієнт кінетичної енергії, α = 1,1; θ – кут розширення стінок колодязя, $(\frac{\pi}{180}\theta)$, рад.

Таблиця 10

Розміри водовідвідних труб

d або *b*, мм	Тип труби	Діаметр розтруба, мм	Бокові стінки, *t*, мм	Верх та низ,мм	*l*, м	Маса ланки, т
800	ТБ80.50	1210	80		5,0	3,0
1000	ТБ100.50	1498	100		5,0	4,8
1200	ТБ120.50	1740	110		5,0	6,3
1400	ТБ140.50	1946	110		5,0	7,3
1600	ТБ160.50	2196	120		5,0	9,0
1500	ЗТП 15.20-1	-	120		1,5	4,8
1500	ЗТП 15.20-2	-	120		1,5	4,8
2000	ЗТП 20.20-1	-	130		1,0	4,2
2000	ЗТП 20.20-2	-	130		1,0	4,2
2000	ЗТП 20.20-3	-	180		1,0	5,9
2500	ЗТП 25.20-1	-	170		1,0	5,7
2500	ЗТП 25.20-2	-	170		1,0	5,7

Глибина води на виході з труби h_c (перша спряжена глибина):

- для прямокутних труб $h_c = h_{тр}$ - внутрішня висота труби;
- для круглих труб:

$$h_c = \sqrt{w_{\text{тр}}}, \tag{55}$$

де $w_{\text{тр}}$ – внутрішня площа однієї труби, м^2.

Число Фруда Fr в початковому перерізі:

$$Fr = \left(\frac{h_{KP}}{h_c}\right)^3, \tag{56}$$

Якщо $Fr<1$ ($h_{кр}<h_c$), то потік знаходиться в спокійному стані, фактично гідравлічний стрибок відсутній, приймається колодязь довжиною 5,0м і глибиною 0,5м.

Якщо $Fr>1$ ($h_{кр}>h_c$), то потік знаходиться в бурхливому стані.

Довжина гідравлічного стрибка:

$$l_{\text{стр}} = \frac{f}{1+0{,}052 f \frac{h_c}{r_1}} h_c, \tag{57}$$

де $f = 10{,}3(\sqrt{Fr} - 1)^{0{,}81}$.

Довжина водобійного колодязя

$$l_{\text{к}} = 0{,}9 l_{\text{стр}}, \tag{58}$$

Радіус, що відповідає другій спряженій глибині:

$$r_2 = r_1 + l_{\text{стр}}, \tag{59}$$

Друга спряжена глибина $h^{11}{}_{\text{c}}$ визначається підбором із залежності:

$$\frac{2\alpha_1}{g}\left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{r_1 h_c} + r_1 h_c^2 =$$

$$= \frac{2\alpha_1}{g}\left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{r_2 h_c^{11}} + r_2 (h_c^{11})^2 - \beta \frac{h_c^2 + h_c h_c^{11} + (h_c^{11})^2}{3} l_{\text{стр}}, \tag{60}$$

де β – коефіцієнт, рівний 0,9; α_1 – коефіцієнт кількості руху, можна прийняти α_1 =1,05.

За допомогою таблиці Excel створюють рівняння правої і лівої частини і задаючись різними значеннями $h^{11}{}_c$ рахують рівняння (60) поки воно не перетвориться на тотожність (похибка 5%).

Якщо глибина води в руслі $h_{ВК}$= *(РВНБ$_{0,5\%}$- Дно)*< $h^{11}{}_c$, відбувається відгін стрибка, тому необхідно влаштовувати водобійний колодязь.

Глибина колодязя призначається із умови:

$$d_{\text{к}} = h_c^{11} - (\text{РВНБ}_{0,5\%}\text{- Дно}) \geq 0{,}5, \tag{61}$$

Якщо глибина $h_{ВК}$ > $h^{11}{}_c$, стрибок затоплений в початковому перерізі, глибина колодязя береться конструктивно 0,5м.

Розрахунок рисберми

Довжина рисберми визначається за залежністю

$$l_{\text{рис}} = (1{,}5 \ldots 2{,}0) l_k, \tag{62}$$

Рисберма розташовується на початку відвідного каналу і виконується з розширенням. Рисберма виконується із монолітного бетону товщиною 120мм на шарі щебню товщиною 100мм з двома рядами фільтраційних отворів діаметром 150мм (див. дод. 6).

3.3. Статичний розрахунок баштового водоскиду

Стійкість башти перевіряється на сплив та зсув. Для проведення статичних розрахунків визначимо сили, які діють на водоскид.

Вага башти визначається загальною формулою:

$$G = \rho_б g(V_{баш} + V_{пл}) \quad (63)$$

де ρ_b – щільність бетону, береться 2,3 – 2,5, т/м^3; $V_{баш}$, $V_{пл}$ – об'єм бетону в тілі башти та фундаментній плиті, м^3.

Об’єм фундаментної плити:

$$V_{\text{пл}} = \text{A} \cdot F \cdot h_{\text{пл}}, \quad (64)$$

де А – довжина фундаменту, м; F – ширина фундаменту, м (рис. 12); $h_{\text{пл}}$ – товщина плити, беремо 1,0, м.

Об’єм бетону башти визначаємо за формулами геометрії:

$$V_{\text{баш}} = ((D \cdot B + \pi R^2) - (d \cdot B + \pi r^2) + 2{,}1)(\text{НПР} - \text{дно}), \quad (65)$$

Виштовхуюча сила, що діє на водоскид:

$$W = \rho_0 \cdot g(V_{\text{баш}}^{\text{зов}} + V_{\text{пл}}), \quad (66)$$

де W – виштовхуюча сила, кН; ρ_0 – густина води, ρ = 1 т/м^3 ; $V_{\text{баш}}^{\text{зов}}$ – зовнішній об’єм зануреної в воду частини башти, м^3, визначається за формулою:

$$V_{\text{баш}}^{\text{зов}} = (D \cdot B + \pi R^2 + 4{,}16)(\text{НПР} - \text{дно}), \quad (67)$$

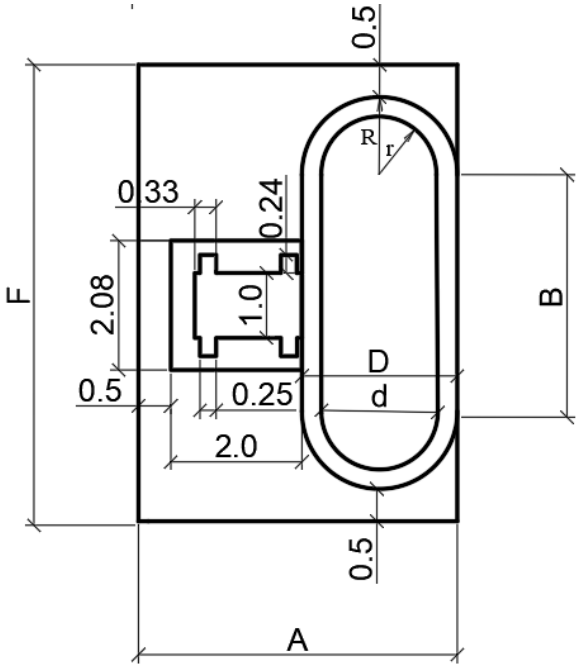


Рис.12. Схема до розрахунку об’ємів бетону, розміри в метрах

Баштовий водоскид буде стійким щодо сплывання, якщо виконується умова:

$$\frac{G}{W} \geq 1{,}3, \tag{68}$$

Перевірка стійкості баштового водоскиду на зсув

Якщо тіло башти розташоване в межах укосу греблі, на верхову та низову стінки башти діють різні за величиною сили горизонтального тиску ґрунту. Різниця цих сил є для башти зсуваючим зусиллям (рис.13). Горизонтальні сили від тиску води не викликають зсув башти, так як вони рівні за величиною й діють назустріч одна одній.

Силу горизонтального тиску ґрунту, що діє на башту, можна визначити за формулами:

$$E_1 = 0{,}5\rho_{\text{зв}} \cdot g \cdot (B + D){H_4}^2 \cdot tg^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \tag{69}$$

$$E_2 = 0{,}5\rho_{\text{зв}} \cdot g \cdot (B + D){H_3}^2 \cdot tg^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right), \tag{70}$$

де H_4, H_3 – глибини ґрунту засипки біля башти, м (рис.13); B, D – ширина башти, м, рис. 13; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту в тілі греблі у водонасиченому стані; $\rho_{зв}$ – щільність ґрунту з урахуванням зважувальної дії води:

$$\rho_{\text{зв}} = (1 - n)(\rho_s - 1), \tag{71}$$

де ρ_S – щільність матеріалу часток ґрунту, т/м^3; n – пористість ґрунту.

Стійкість башти на зсув визначається за формулою:

$$\frac{(G-W)tg\varphi + 0{,}7E_1 + c \cdot A \cdot F}{E_2} \geq n_c \cdot k_{\text{н}}, \tag{72}$$

n_c – коефіцієнт сполучення навантажень, для основних сполучень n_c=1, для особливих (форсований рівень) n_c=0,9; $k_н$ – коефіцієнт надійності, приймається в залежності від класу наслідків (відповідальності) споруди (для СС3 – 1,25, для СС2 – 1,2, для СС1 – 1,0); φ – кут внутрішнього тертя ґрунту основи; A, F – ширина та довжина фундаменту, м; с – питоме щеплення основи, кПа.

Стійкість основи башти

Проєктуючи фундамент башти у вигляді прямокутної плити, максимальні та мінімальні напруження в основі визначають за формулою позацентрового стискання:

$$\sigma_{max/min} = \frac{G-W}{l_0 b_0} \pm \frac{6\sum M}{l_0^2 b_0}, \quad (73)$$

де$\sum M$ – сума моментів сил відносно осі, що проходить через точку 0 – середину підошви (рис.13), за додатній приймаємо напрям за годинниковою стрілкою; b_0 – ширина підошви, дорівнює F (рис.12), м; l_0 – довжина підошви, дорівнює А (див. рис.12), м.

Сила гідростатичного тиску води визначається за формулою:

$$V_{1,2} = 0{,}5\rho_0 \cdot g \cdot (B + D) \cdot H_{1,2}^2, \quad (74)$$

де $H_{1,2}$ – напор води від НПР до низу фундаменту, м:

$$H_{1,2} = \text{НПР} - \text{Дно} + h_{\text{пл}}, \quad (75)$$

Розрахунок зручно проводити в табличній формі табл. 11.

Таблиця 11

Розрахунок стійкості основи

№	Найменування сил	Позначення	Величина сили	Плече сили відносно т. О	Момент сили відносно т.О
1	Сила гідростатичного тиску	V_1		$\frac{H_1}{3}$	
2	Сила гідростатичного тиску	V_2		$\frac{H_2}{3}$	
3	Сила тиску ґрунту	E_1		$\frac{H_4}{3}$	
4	Сила тиску ґрунту	E_2		$\frac{H_3}{3}$	
5	Виштовхуюча сила	W		a	
6	Сила ваги	G		a	
					ΣM=

Плечі сил визначаються графічно за розрахунковою схемою башти (рис.13). Співвідношення максимальних та мінімальних напруг в основі башти визначається за формулою:

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} \leq k, \quad (76)$$

де k береться для глинистих ґрунтів – 1,5; для суглинистих – 2; у пісках – 3.

Якщо критерії (72) або (76) не виконуються, то необхідно збільшити розміри плити фундаменту.

Стійкість башти на перекидання визначається за формулою:

$$\frac{\sum M_{01}}{\sum M_{02}} = \frac{G \cdot l_G + V_1 l_{V1} + E_1 \cdot l_{E1}}{W \cdot l_W + E_2 \cdot l_{E2} + V_2 \cdot l_{V2}} \geq n_c \cdot k_{\text{н}}, \qquad (77)$$

де $\sum M_{o1}$ – сума моментів утримуючих сил; $\sum M_{o2}$ – сума моментів перекидаючих сил відносно точки А (рис. 13); l_G, l_W– плече сили ваги та виштовхуючої сили, визначається графічно згідно зі схеми на рис. 13, м; l_{V1}, l_{V2}– плече сил гідростатичного тиску, так як рівень води з усіх боків башти є однаковим, то $l_{V1} = l_{V2} = {}^{H_1}/_{3}$, м; l_{E1} – плече сили тиску грунту, $l_{E1} = {}^{H_4}/_{3}$, м; l_{E2} – плече сили тиску ґрунту, $l_{E2} = {}^{H_3}/_{3}$, м.

Якщо критерії (77) не виконуються, то необхідно збільшити розміри плити фундаменту та виконати знову всі статичні розрахунки.

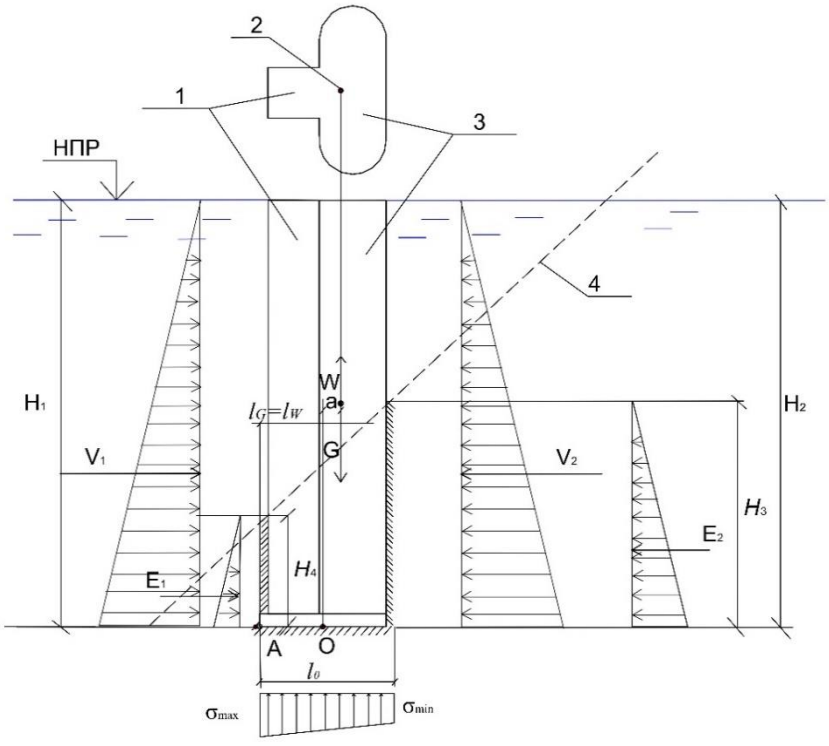


Рис. 13. Схема до статичного розрахунку баштового водоскиду

Список літератури

1. *Видання.* Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності): ДСТУ 8855:2019. – [Чинний від 2019-12-01]. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 14 с. (Національний стандарт України).

2. *Видання.* Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В.2.4-3:2010. – [Чинний від 01.12.2019] – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 37с. (Національний стандарт України).

3. Закон України про регулювання містобудівної діяльності: офіц. вид: станом 04.01.2024р / Верховна Рада України. – Київ [Електронний ресурс] – режим доступу: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17#Text (дата звернення: 08.01.2024). – Назва з екрана.

4. Закон України про оцінку впливу на довкілля: офіц. вид: станом 04.01.2024р / Верховна Рада України. – Київ [Електронний ресурс] – режим доступу: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2059-19#Text/ (дата звернення: 08.01.2024). – Назва з екрана.

5. Хлапук М.М. Гідротехнічні споруди: навч. посіб. / М.М. Хлапук, Л.А. Шинкарук, А.В. Дем'янюк, О.А. Дмитрієва. – Рівне: НУВГП, 2013. – 241 с.

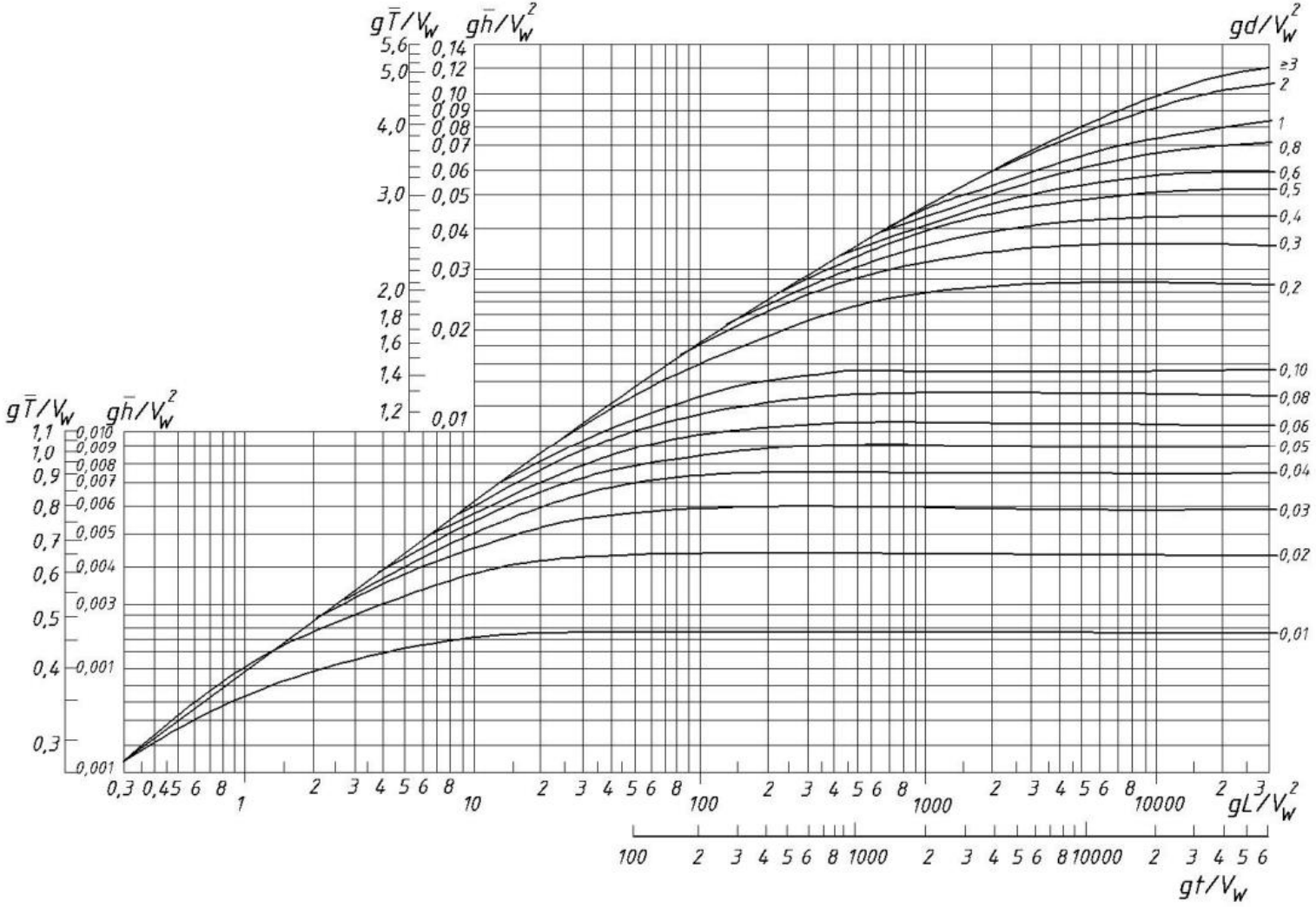
6. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт Розрахунки гідротехнічних споруд з використання програмного комплексу GeoStudio/ уклад. С.В. Величко, О.В. Дупляк . – К.: КНУБА, 2024. – 44 с.

7. *Видання.* Інженерне обладнання будинків і споруд. Труби залізобетонні безнапірні. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.5-46:2010. – [Чинний від 01.01.2012]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 87 с. (Національний стандарт України).

8. *Видання.* Інженерне обладнання будинків і споруд. Ланки залізобетонні безнапірних труб прямокутного перерізу для гідротехнічних споруд Технічні умови: ДСТУ Б В.2.5-53:2010. – [Чинний від 01.01.2012]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 21 с. (Національний стандарт України).

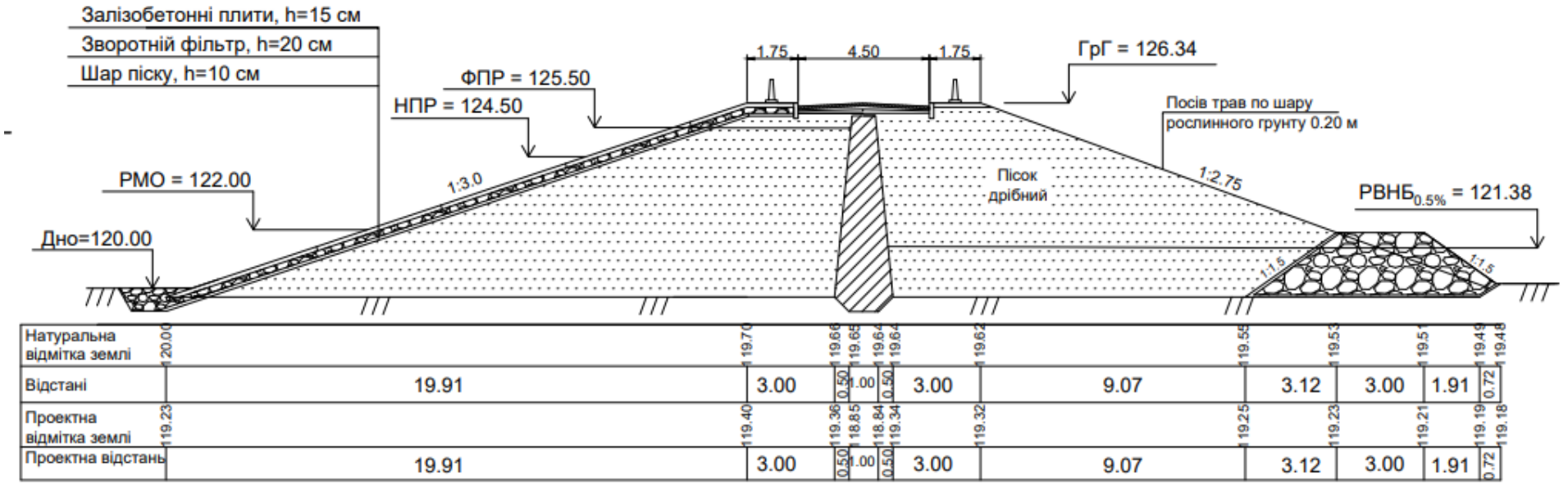
Додаток 1

Визначення елементів вітрової хвилі [5]



Додаток 2

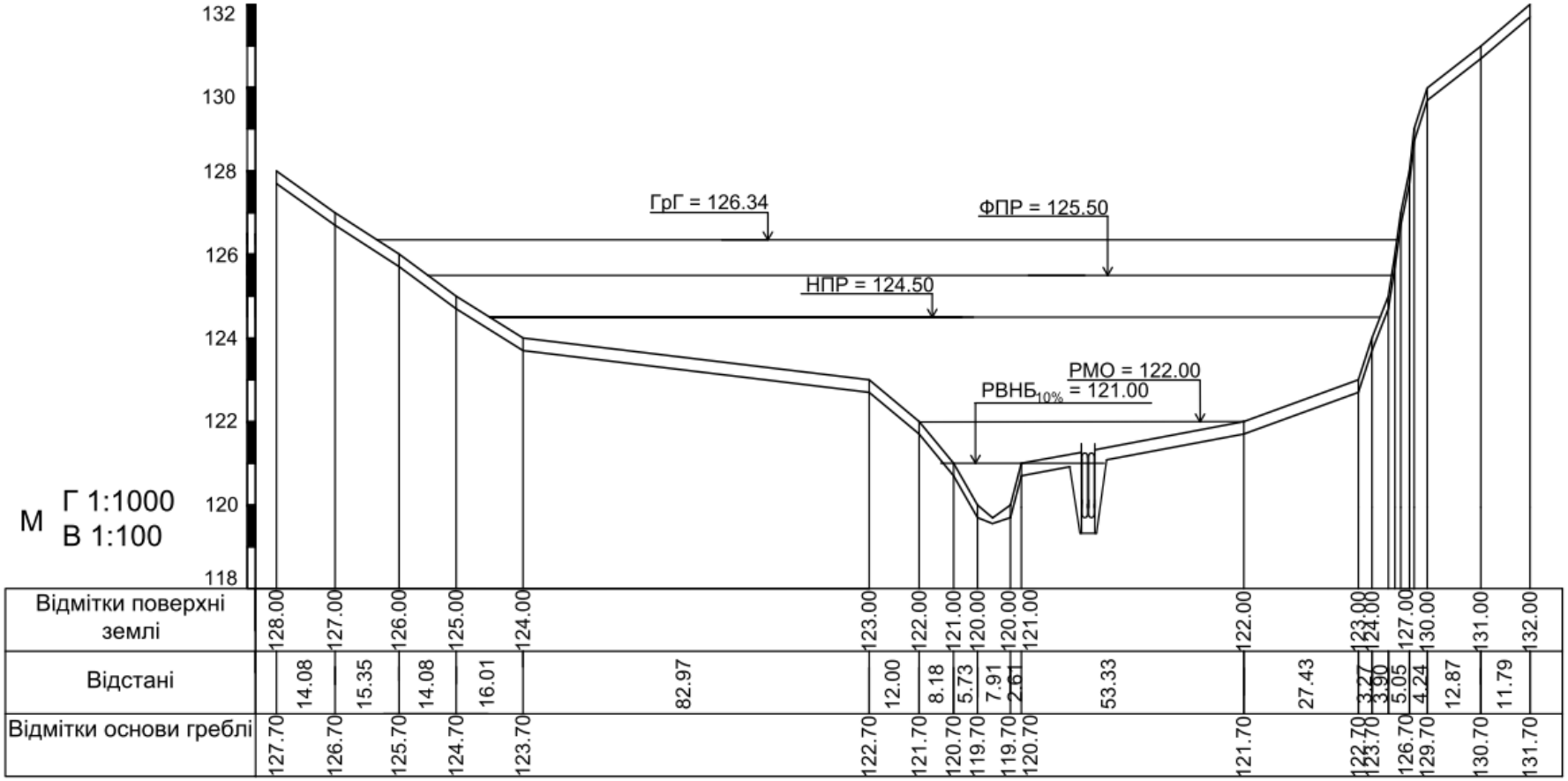
Поперечний переріз грунтової греблі
розріз 1-1
М 1:100



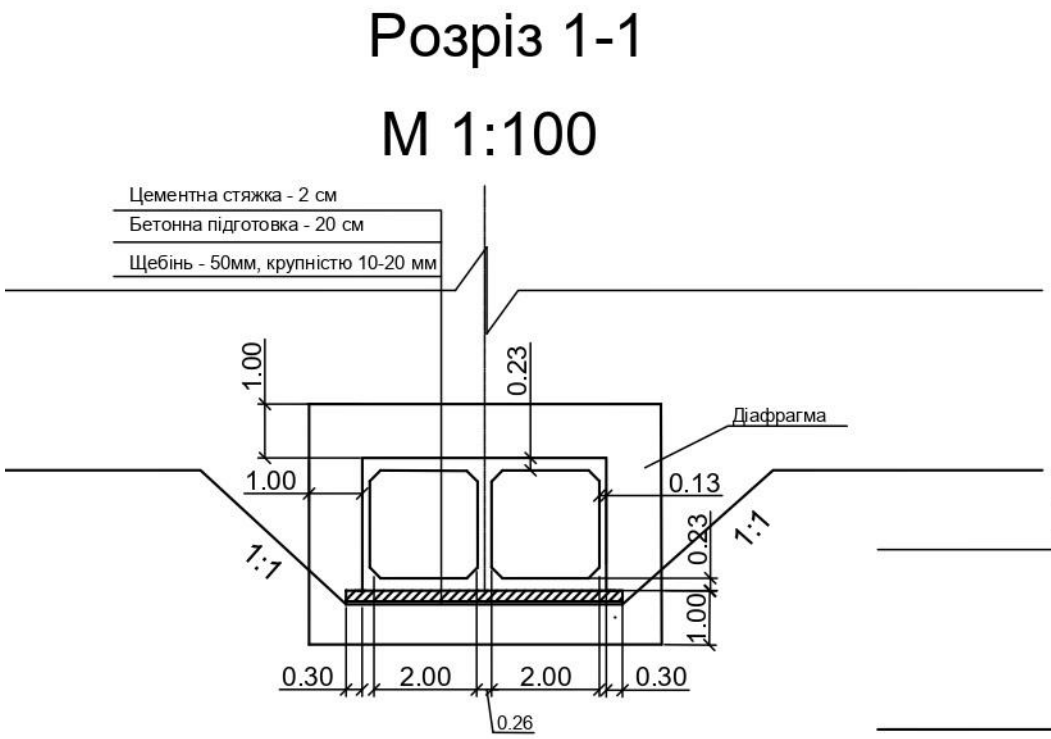
Розміри в метрах

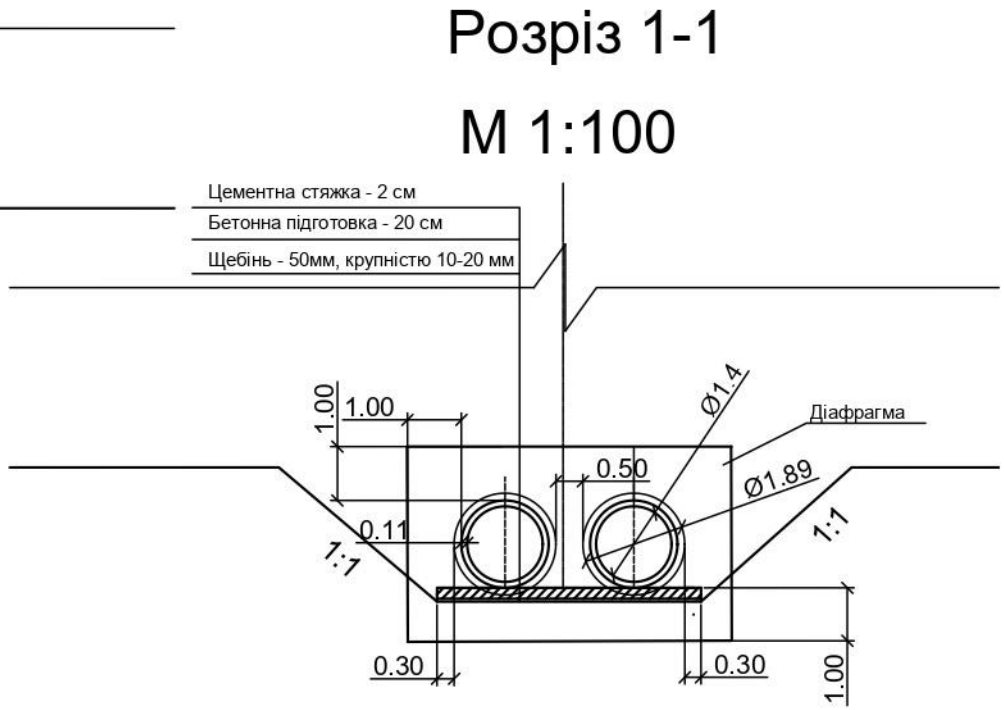
Додаток 3

Поздовжній профіль грунтової греблі



Додаток 4

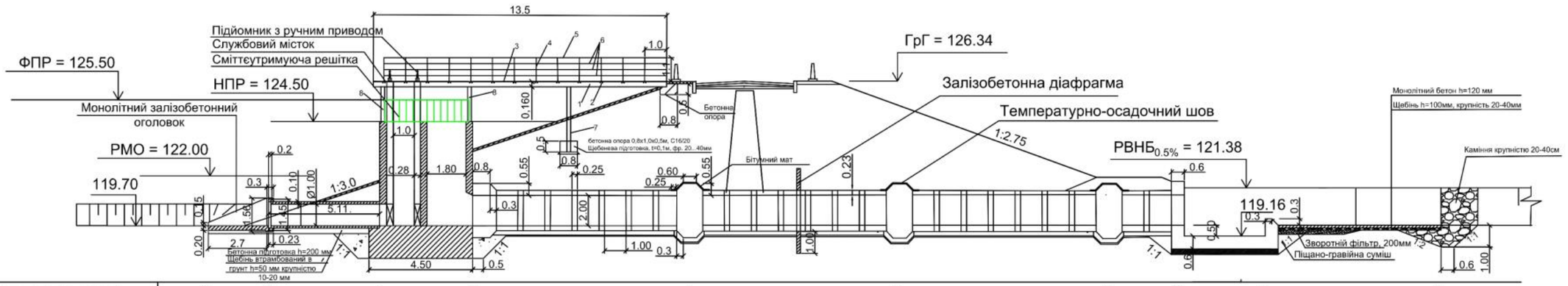




Розміри в метрах

Поздовжній переріз по осі водоскиду

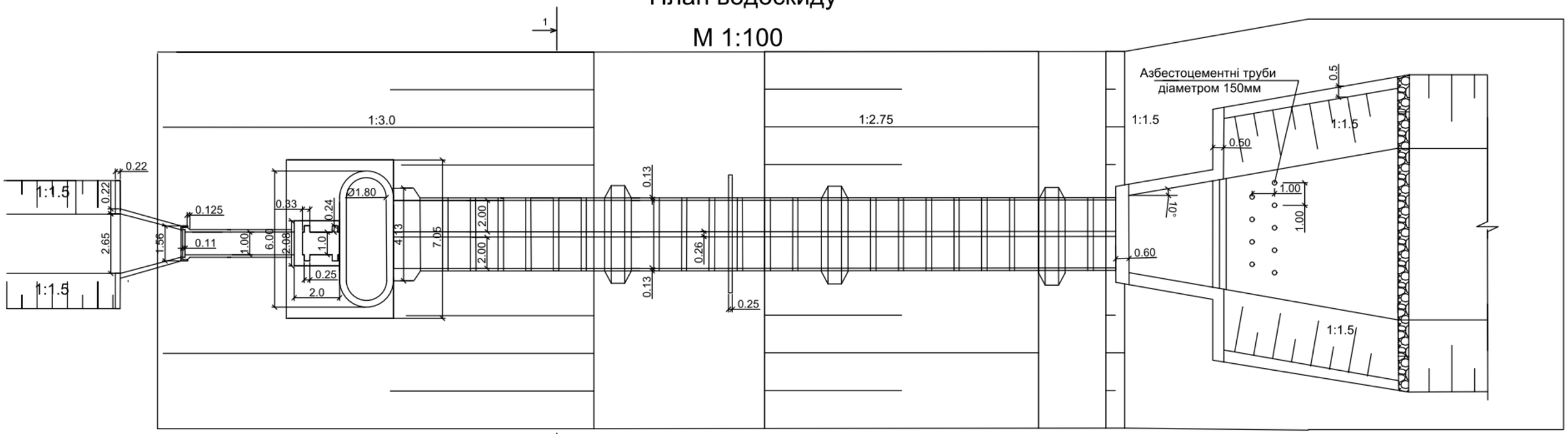
М 1:100



| | | |

План водоскиду

М 1:100



Розміри в метрах

Навчально-методичне видання

ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ. ҐРУНТОВА ГРЕБЛЯ З БАШТОВИМ ВОДОСКИДОМ

Методичні вказівки
до виконання курсового проєкту/роботи
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології»

Укладачі: **Величко** Світлана Віталіївна,
Дупляк Олена Віталіївна

Комп’ютерне верстання *А. П. Селівестрової*

Ум. друк. арк. 2,32. Обл.-вид. арк. 2,25

Електронний документ. Вид № 40/V-24.

Виконавець і виготовлювач
Київський національний університет будівництва і архітектури

Проспект Повітряних Сил, 31, Київ, Україна, 03680

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб’єктів
видавничої справи ДК № 808 від 13.02.2002 р