

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ**

до виконання курсового проєкту

**«Водозливна гребля на нескельній основі»**

з навчальної дисципліни

**«СПЕЦКУРС. ПРОЄКТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ**  
**ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД»**

*(для здобувачів другого (магістерського)  
рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання  
зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво,  
водна інженерія та водні технології, освітньо-професійна програма  
«Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»)*

**Харків**  
**ХНУМГ ім. О. М. Бекетова**  
**2025**

Методичні рекомендації до виконання курсового проєкту «Водозливна гребля на нескельній основі» з навчальної дисципліни «Спецкурс. Проєктування та експлуатація гідротехнічних споруд» (для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології, освітньо-професійна програма «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. О. Л. Пальченко. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 84 с.

Укладач канд. техн. наук, доц. О. Л. Пальченко

Рецензент

**О. І. Вайнберг**, доктор технічних наук, професор,  
ПРАТ «УКРГІДРОПРОЄКТ», м. Харків

*Рекомендовано кафедрою геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва, протокол № 1 від 20 серпня 2024 р.*

## ЗМІСТ

1 МЕТА ПРОЄКТУ .....	5
2 ЗАВДАННЯ ТА ВИХІДНІ МАТЕРІАЛИ .....	5
3 КОМПОНУВАННЯ СПОРУД ГІДРОВУЗЛА .....	6
4 ГІДРАВЛІЧНИЙ РОЗРАХУНОК .....	9
4.1 Визначення розмірів водозливних отворів .....	9
4.2 Розрахунок гасителів енергії .....	14
4.2.1 Загальні положення .....	14
4.2.2 Суцільна водобійна стінка .....	14
4.2.3 Прорізна водобійна стінка .....	19
4.2.4 Гаситель-розтікач .....	21
4.3. Визначення розмірів горизонтального кріплення дна в нижньому б'єфі .....	22
4.4 Визначення розмірів кріплення з ківшом .....	26
4.5 Приклади гідравлічних розрахунків .....	27
5 КОНСТРУЮВАННЯ ГРЕБЛІ .....	37
5.1 Побудова профілю водозливної стінки .....	37
5.2 Елементи підземного контуру греблі .....	40
5.2.1 Понури .....	40
5.2.1.1 Глинистий понур .....	40
5.2.1.2 Анкерний понур .....	41
5.2.2 Шпунти .....	42
5.2.3 Бетонні зуб'я .....	43
5.2.4 Дренаж основи .....	43
5.3 Пристрої нижнього б'єфу .....	43
5.4 Бики .....	45
5.5 Оглядові галереї та дренаж тіла греблі .....	47
5.6 Шви греблі і їх ущільнення .....	47
5.7 Спряжуючі споруди .....	49
6 ФІЛЬТРАЦІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОГО КОНТУРУ ГРЕБЛІ .....	52
6.1 Загальні положення .....	52
6.2 Встановлення положення розрахункового водоупору.....	54
6.3 Визначення числових значень коефіцієнтів опору .....	55
6.4 Фільтраційні розрахунки за методом коефіцієнтів опору .....	56
6.5 Приклад фільтраційного розрахунку .....	59
7 СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК .....	61
7.1 Визначення розрахункових навантажень на греблю .....	61
7.2 Визначення контактних напружень .....	67
7.3 Розрахунок стійкості греблі за схемою плоского зсуву .....	68
7.4 Визначення товщини водобійної плити .....	70
7.5 Приклади статичних розрахунків .....	72
8 ОБСЯГ І СКЛАД ПРОЄКТНИХ ДОКУМЕНТІВ .....	78
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ .....	79
ДОДАТКИ .....	80

## ВСТУП

Методичні рекомендації призначені для здобувачів вищої освіти, які навчаються за спеціальністю 194 – «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології», та можуть бути використані ними під час виконання курсового проекту «Водозливна гребля на нескельній основі», а також відповідних розділів дипломного проекту. Курсовий проект має своєю метою закріплення теоретичних знань студентів з відповідних розділів дисципліни «Спецкурс. Проектування та експлуатація гідротехнічних споруд», а також на конкретному прикладі навчитися вирішувати основні завдання, пов'язані з проектуванням та розрахунками бетонних гребель та споруд на нескельних основах.

Методичні рекомендації складаються із п'ятих розділів.

У першому розділі «Компонування споруд гідровузла» наводяться дані, що дозволяють оцінити гідрологічні, кліматичні, топографічні та інженерно-геологічні умови району будівництва. Розглядаються основні міркування щодо вибору створу гідровузла.

У другому розділі «Гідравлічний розрахунок» розглядаються питання визначення основних розмірів водозливних отворів, розрахунок гасителів енергії, визначення розмірів горизонтального кріплення дна в нижньому б'єфі, визначення розмірів кріплення з ківшом, приклади гідравлічних розрахунків.

У третьому розділі «Конструювання греблі» наводяться міркування щодо побудови профілю водозливної стінки, елементів підземного контуру греблі, пристроїв нижнього б'єфу, биків, оглядових галерей та дренажу тіла греблі, швів греблі та їх ущільнення, спряжуючих споруд.

У четвертому розділі «Фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі» розглядаються питання встановлення положення розрахункового водопору, визначення числових значень коефіцієнтів опору, фільтраційні розрахунки за методом коефіцієнтів опору, приклад фільтраційного розрахунку.

У п'ятому розділі «Статичний розрахунок» розглядаються питання визначення розрахункових навантажень на греблю, визначення контактних напружень, розрахунок стійкості греблі за схемою плоского зсуву, визначення товщини водобійної плити, приклади статичних розрахунків.

Для більш докладного ознайомлення з питаннями проектування бетонних гребель є посилання на відповідну літературу, список якої наведено наприкінці методичних рекомендацій.

Курсовий проект «Водозливна гребля на нескельній основі» складається з пояснювальної записки обсягом 50–60 сторінок і одного аркушу креслень формату А1. Нижче наведено зміст пояснювальної записки та склад креслень, які мають бути виконані у курсовому проекті.

## 1 Мета проєкту

Курсовий проєкт виконується з метою закріплення отриманих здобувачем вищої освіти теоретичних знань з курсу «Спецкурс. Теорія проєктування та експлуатація гідротехнічних споруд» шляхом розв'язання конкретних задач, пов'язаних із проєктуванням гребель на нескельній основі в складі гідровузла. При цьому студент повинен навчитися:

- при заданих геологічних умовах, рівнях та витратах води обирати раціональний тип водозливної греблі;
- із врахуванням місцевих топографічних та геологічних умов правильно розташовувати всі споруди в створі гідровузла;
- розробляти та застосовувати раціональні конструкції водозливної греблі; виконувати гідравлічні, фільтраційні і статичні розрахунки водозливної греблі та інших споруд гідровузла;
- оформлювати пояснювальну записку та креслення у відповідності до вимог єдиної системи конструкторської документації (ЕСКД).

## 2 Завдання та вихідні матеріали

Проєкт водозливної греблі виконується за індивідуальним завданням, в якому наводяться основні вихідні дані для проєктування, а саме:

- план в горизонталях району будівництва гідровузла;
- фізико-механічні характеристики ґрунту основи споруд гідровузла;
- гідрологічні характеристики (крива залежності витрат води від глибин води в ній  $Q = f(h)$  в побутових умовах, характерні витрати, товщина шару наносів у водосховищі, розрахункова товщина льоду, розрахункові висота і довжина вітрових хвиль);
- габарити будівлі ГЕС, автодорожніх та залізничних мостів.

В завданні керівником проєкту можуть вказуватись інші додаткові вихідні дані та умови.

В пояснювальній записці має бути виконаний аналіз та інженерна оцінка вихідних даних з точки зору їх впливу на проєктні рішення, що приймаються.

В результаті вивчення плану району гідровузла мають бути отримані наступні відомості:

- про ширину русла річки без заплави і з заплавою при різних заданих рівнях води: меженному (відповідає  $Q_{\min}^{\text{бюд}}$ ), НПР (відповідає  $Q_{\max}^{\text{осн}}$ ), при проходженні розрахункових повеневих витрат ( $Q_{\max}^{\text{неп}}$ );
- про планове окреслення русла річки (опис берегів в створі: круті, пологі) для встановлення раціонального розміщення його бетонних споруд. Наприклад, при заплавній компоновці гідровузла бетонні споруди розташовують на більш пологому випуклому березі, що дає можливість зменшити глибину будівельного котловану і розміри підвідного і відвідного каналів;

– про живі перерізи в створі греблі при характерних рівнях води для визначення середніх швидкостей течії води;

– про перевищення заплави і корінних берегів при характерних рівнях води для визначення необхідної висоти та довжини глухих частин греблі, що спряжують водозливну її частину з берегами та іншими спорудами;

– про кут підходу води до водозливної греблі (при косому підході льоду до водоскидного фронту його пропуск через прогони греблі ускладнюються).

Вивчення геологічних даних дозволяє встановити ґрунти основи споруди та їх геотехнічні характеристики (кут внутрішнього тертя, зчеплення та інші).

Дані про зв'язок витрат від рівнів води в побутових умовах, а також про рівні верхнього б'єфу дозволяють встановити напір на споруди та рівні води, що відповідають розрахунковим витратам в побутових умовах в нижньому б'єфі після зведення гідровузла.

У вибраному створі будується геологічний профіль долини річки, на який наносяться лінії урізів води при НПР та при пропусканні мінімальної будівельної витрати  $Q_{\min}^{\text{буд}}$ .

Опис вихідних даних повинен виконуватись з їх інженерною оцінкою з точки зору особливостей будівництва гідровузла у вибраному створі.

### **3 Компонування споруд гідровузла**

Після вивчення вихідних матеріалів встановлюється протяжність кожної споруди гідровузла по створу. Протяжність водоскидної греблі встановлюється шляхом гідравлічних розрахунків. Протяжність спеціальних споруд (будівля ГЕС, водозабір, судноплавний шлюз) вказується в завданні, а глухих частин греблі – виходячи з підпірних рівнів води в верхньому б'єфі (НПР та ФПР) та топографії місцевості в районі створу гідровузла.

Після цього розробляється схема компоновки гідровузла, тобто схема розміщення кожної споруди в створі. При цьому необхідно виходити з того, що в теперішній час на крупних річкових гідровузлах на нескельній основі застосовуються дві основні схеми компоновки водопропускних споруд: руслова та заплавна, вибір між якими в реальних умовах проєктування визначається техніко-економічними та виробничими умовами їх будівництва в даному створі.

*Руслова компоновка* застосовується в основному на низьконапірних гідровузлах (при напорах до 10 м). Руслова компоновка характерна тим, що бетонні водоскидні споруди зводяться безпосередньо в руслі річки в дві (рідше в три) черги робіт, кожна з яких потребує влаштування котлованів, що огорожуються окремими перемичками (рис. 1).

*Заплавна компоновка* застосовується на рівнинних річках з високими повеннями при більш пологих берегах (рис. 2). При даній компоновці будівлю ГЕС рекомендується примикати до водозливної греблі з берегової сторони для полегшення будівельно-монтажних робіт, а також забезпечення більш раннього початку монтажу енергетичного обладнання та більш прості умови його транспортування до місця монтажу.

Різновидом такої компоновки є *напівзаплавна компоновка*.

У верхньому і нижньому б'єсах влаштовуються роздільні стінки, потреба в яких викликана різними гідравлічними режимами роботи цих споруд.

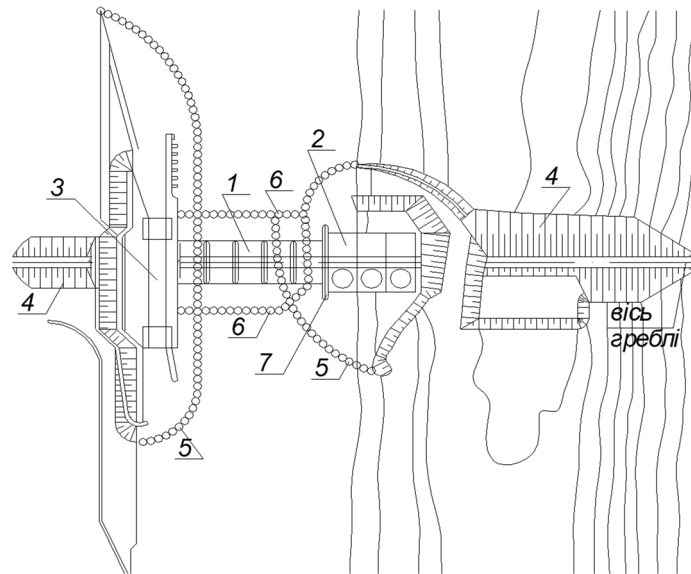


Рисунок 1 – Схема руслової компоновки низьконапірного гідровузла:

- 1 – водозливна бетонна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – судноплавний шлюз;
- 4 – ґрунтова гребля; 5 – перемичка першої черги; 6 – перемичка другої черги;
- 7 – роздільна стінка

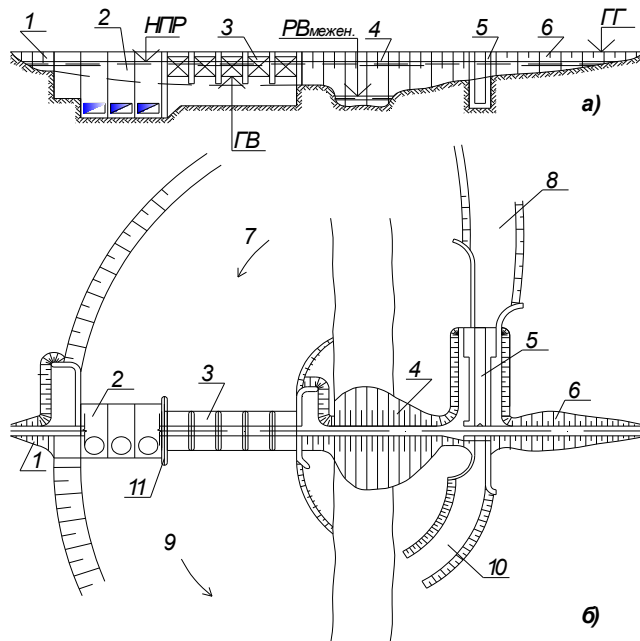


Рисунок 2 – Схема заплавної компоновки середньонапірного гідровузла:

- а) профіль по осі гідровузла; б) план;
- 1, 4, 6 – ґрунтові греблі; 2 – будівля ГЕС; 3 – водозливна бетонна гребля;
- 5 – судноплавний шлюз; 7 – підвідний канал ГЕС; 8, 10 – підхідні канали до шлюза; 9 – відвідний канал ГЕС; 11 – роздільна стінка

При вирішенні питання про розташування бетонних споруд гідровузла на заплаві відносно меженного русла річки при заплавній компоновці гідровузла та відомій протяжності кожної із споруд необхідно виконати орієнтовний підрахунок з наступних міркувань (рис. 3).

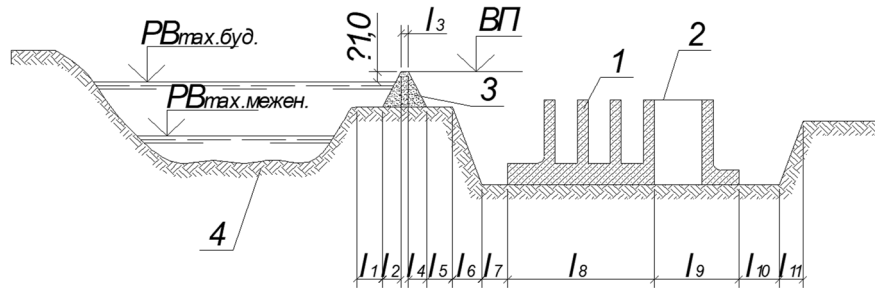


Рисунок 3 – Схема розташування водоскидних споруд гідровузла на заплаві річки:

- 1 – водозливна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – поздовжня перемичка;  
4 – русло річки

Підошва поздовжньої перемички котловану розташовується на відстані  $l_1 \approx 30,0$  м від бровки укосу меженного русла ріки. Відмітка гребня поздовжньої перемички  $\downarrow ВП$  визначається рівнем максимальної розрахункової будівельної витрати з запасом над цим рівнем  $\geq 1,0$  м:

$$\downarrow ВП = \downarrow PB_{\max}^{буд} + 1,0. \quad (1)$$

Тоді при відомій відмітці заплави в цьому місці визначається висота поздовжньої перемички. Ширину гребня перемички можна прийняти рівною  $l_3 \approx 5,0$  м з урахуванням можливості проїзду по ній автомашин. Тоді, при виконанні перемички з того ж матеріалу, що і глуха гребля, ширина перемички по основі складе  $l_2 + l_3 + l_4$ , де  $l_2, l_4$  – горизонтальні проекції укосів перемички. Коефіцієнти закладання укосів можуть бути прийняті для суглинків –  $m = 2,0$ , для пісків і супісків –  $m = 2,25$ . Відстань від підошви укосу поздовжньої перемички з берегової сторони до бровки укосу котловану може бути прийнята  $l_5 = 20,0 - 30,0$  м. Відмітка дна котловану водозливної греблі приймається рівною відмітці її підошви. При заданих ґрунтах заплави та відповідних коефіцієнтах закладання укосів котловану може бути визначена горизонтальна проекція укосу котловану  $l_6$ . Відстань від підошви укосу до грані берегового стояну греблі може бути прийнята  $l_7 = 40,0 - 50,0$  м. Далі розташовуються бетонні споруди гідровузла, протяжність яких встановлюється розрахунками та завданням.

При вирішенні питання компоновки споруд гідровузла одночасно необхідно передбачити порядок пропуску будівельних витрат і льоду.

При русловій компоновці застосовують метод пропуску будівельних витрат з перемичками (рис. 1) та без перемичок (з проведенням робіт мокрим способом або з відводом річки із її русла).

При заплавної компоновці в проєкті передбачають будівництво водозливної греблі методом гребінки, коли будівельні витрати пропускаються через недобудовану водозливну греблю.

## 4 Гідравлічний розрахунок

### 4.1 Визначення розмірів водозливних отворів

Розміри водозливного фронту і його окремих отворів (прогонів) визначаються для пропускання максимальної розрахункової витрати при НПР (основний розрахунковий випадок) і перевіряються на пропускання відповідної перевіркової максимальної витрати при ФПР (перевірочний розрахунковий випадок).

Схему до розрахунку пропускної спроможності водозливної греблі представлено на рисунку 4.

Основними факторами, що визначають протяжність водозливного фронту, є величина максимальної розрахункової витрати  $Q_{\max}$  та допустима для заданих геологічних умов питома витрата води.

Максимальні розрахункові витрати води в створі гідровузла встановлюються методами гідрології з урахуванням трансформації повеневої витрати водосховищем. Розрахункова ймовірність перевищення максимальних витрат визначається з таблиці 1 в залежності від розрахункового випадку і класу капітальності греблі.

Таблиця 1 – Розрахункові ймовірності витрати води в залежності від класу споруди, %

Розрахунковий випадок	Клас споруди			
	СС3	СС2-1	СС2-2	СС1
Основний	0,1	1,0	3,0	5,0
Перевірочний	0,01	0,1	0,5	1,0

Максимальна розрахункова витрата води, що скидається через водозлив греблі, для основного розрахункового випадку  $Q_{sp}^{осн}$  визначається при пропусканні води через всі турбіни ГЕС  $Q_{ГЕС}^{осн}$ , водоспускні отвори греблі  $Q_6$ , інші споруди гідровузла  $Q_0$  (водозабори, шлюзи). Для вихідних даних курсового проєкту  $Q_{sp}^{осн}$  визначається за наступною формулою:

$$Q_{sp}^{осн} = Q_{\max}^{осн} - Q_{ГЕС}^{осн} . \quad (2)$$

Допустима питома витрата визначається допустимою швидкістю течії на рисбермі  $V_p$  в залежності від типу ґрунту основи: для піщаних ґрунтів – 2,5–3 м/с; для глинистих – 3–3,5 м/с.

Користуючись досвідом проектування гребель середнього напору (10–25 м), величини питомих витрат на рисбермі  $q_p$  можуть бути прийняті в залежності від типу ґрунту основи:

- для піщаних основ – 25–50 м<sup>2</sup>/с;
- для глинистих основ – 50–70 м<sup>2</sup>/с.

Значення питомої витрати на водозливі (внаслідок стиснення потоку бичками) приймається дещо більшою, ніж в нижньому б'єфі за наступною формулою:

$$q_{e1} = (1,2 \dots 1,3) q_p. \quad (3)$$

Напір на гребні водозливу практичного профілю при невідтопленому витіканні може бути визначений за формулою:

$$H_{e1} = \left( \frac{q_{e1}}{m\sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}, \quad (4)$$

де  $m$  – коефіцієнт витрати водозливу практичного профілю, в першому наближенні може бути прийнятий  $m = 0,49$ .

Знайдений напір на гребні водозливу коригується у відповідності до вимог [10], де наведені стандартні висоти отворів (напори) (табл. 2). При цьому висота водозливного отвору округлюється до найближчого стандартного значення  $H_{cm}$ .

Таблиця 2 – Стандартні висоти отворів (напори),  $H_{cm}$

Висота отворів, м	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5
	8,0	8,5	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0

Уточнений напір на гребні водозливу:

$$H_{e2} = H_{cm}. \quad (5)$$

Відмітка гребня водозливу (рис. 4):

$$\downarrow GV = \downarrow НПП - H_{e2}. \quad (6)$$

Уточнена питома витрата:

$$q_{e2} = m\sqrt{2g} H_{e2}^{3/2}. \quad (7)$$

Загальна попередня ширина всіх отворів водозливного фронту греблі:

$$B_{np1} = \frac{Q_{сп}^{осн}}{q_{62}} . \quad (8)$$

Підбирається кількість  $n$  і ширина водозливних отворів  $b_{np}$ .

Отвори греблі повинні мати стандартні розміри (табл. 3). Окремі отвори греблі слід по можливості приймати однаковими, пов'язуючи їх із розмірами секцій греблі і враховуючи умови пропуску льоду (не менше 10 м – для річок південних районів із легким льодоходом; не менше 18 м – для річок північних районів з важким льодоходом). При цьому загальна ширина льодоскидного фронту повинна бути не менш ніж 50–60 % ширини річки під час льодоходу.

Таблиця 3 – Стандартна ширина отворів,  $b_{np}$

Ширина отвору, м	6,0	7,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0
------------------	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------

Уточнена загальна ширина отворів визначається за формулою:

$$B_{np2} = n \cdot b_{np} \geq B_{np1} . \quad (9)$$

Загальна ширина отворів повинна забезпечувати пропуск максимальної розрахункової витрати.

Визначається фактична пропускна спроможність водозливу практичного профілю при прийнятих розмірах водозливних отворів за формулою:

$$Q_{факт} = \sigma_n \sigma_c \sigma_n m B_{np2} \sqrt{2g} H_{60}^{3/2} , \quad (10)$$

де  $\sigma_n$  – коефіцієнт повноти напору;

$\sigma_c$  – коефіцієнт стиснення потоку;

$\sigma_n$  – коефіцієнт підтоплення;

$H_{60}$  – повний напір на водозливні з урахуванням швидкості підходу:

$$H_{60} = H_{62} + \frac{V_0^2}{2g} , \quad (11)$$

де  $V_0$  – швидкість підходу потоку до греблі:

$$V_0 = \frac{Q_{max}}{\omega} , \quad (12)$$

де  $\omega$  – площа живого перерізу перед гідровузлом, м<sup>2</sup>.

Якщо  $V_0 \leq 0,5$  м/с, то приймається  $H_{\delta 0} = H_{\delta 2}$ .

Коефіцієнт витрати  $m$  водозливу, профіль якого побудовано за координатами Крігера-Офіцєрова, дорівнює  $m = 0,49$ . При влаштуванні на гребні прямолінійної вставки довжиною  $l_{zp}$  у випадку водозливу з вертикальною напірною гранню коефіцієнт витрати може бути визначений за формулою:

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - \delta / H_{\delta 2}}{1 + 2\delta / H_{\delta 2}}, \quad (13)$$

де  $\delta$  – ширина гребня водозливу від вертикальної напірної грані до початку криволінійної поверхні (рис. 17, б). Дана формула дійсна в межах  $P_{\delta 0} / H_{\delta 2} \geq 2$  та  $0,3 \leq \delta / H_{\delta 2} < 2,5$ , де  $P_{\delta 0} = \downarrow GB - \downarrow дно$  – висота водозливу з боку верхнього б'єфу.

При  $\delta / H_{\delta 2} > 2,5$  приймається  $m = 0,36$ .

Коефіцієнт повноти напору визначається за формулою Н. П. Розанова:

$$\sigma_n = 0,62 + 0,38 \cdot 3 \sqrt{\frac{H_{\delta 2}}{H_{np\phi}}}, \quad (14)$$

де  $H_{np\phi}$  – профілюючий напір, при якому визначається окреслення оголовку водозливу (зазвичай при ФПР).

$\sigma_c$  – коефіцієнт стиснення потоку, при плавно окреслених вхідних оголовках биків може бути визначений за формулою:

$$\sigma_c = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + P_{\delta 0} / H_{\delta 2}}} \cdot \left(1 - \frac{b_{np}}{B}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b_{np}}{B}}, \quad (15)$$

де  $B$  – відстань між осями биків може бути визначена за формулою:

$$B = b_{np} + d_{\delta}, \quad (16)$$

$d_{\delta}$  – товщина бика, приймається за рекомендаціями п. 4.4.

При  $\frac{b_{np}}{B} < 0,2$ , приймається  $\frac{b_{np}}{B} = 0,2$ ; якщо  $P_{\delta 0} / H_{\delta 2} > 3$ , приймається  $P_{\delta 0} / H_{\delta 2} = 3$ .

Якщо в результаті розрахунків пропускна спроможність, знайдена за формулою (10), задовольняє умові  $Q_{факт}^{осн} \geq Q_{сп}^{осн}$ , розміри водозливних отворів призначені правильно. В протилежному випадку їх необхідно відкоригувати.

Знайдені розміри водозливних отворів повинні забезпечувати пропускання максимальної перевірконої витрати  $Q_{сп}^{неп}$  при відмітці рівня води у верхньому б'єфі, що не перевищує ФПР.

Підтоплення починає впливати на пропускну спроможність водозливу практичного профілю при  $h_n/H_{e0} > 0,35$ , де  $h_n$  – перевищення рівня води у нижньому б'єфі над гребнем водозливу:

$$h_n = \downarrow PNB_{\max}^{очн} - \downarrow ГВ. \quad (17)$$

Для підтопленого водозливу коефіцієнт підтоплення  $\sigma_n$  визначається за графіками рисунком 5 в залежності від співвідношення  $h_n/H_{e0}$ . Крива обирається в залежності від співвідношення  $\delta/H$  (рис. 5.1 а, б).

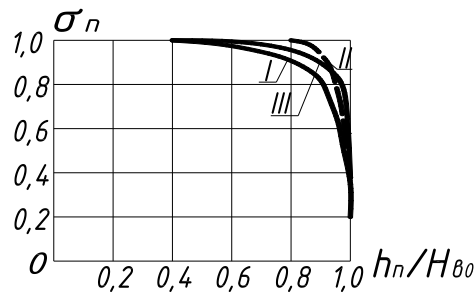


Рисунок 5 – Графік для визначення коефіцієнта підтоплення:

I – водозлив практичного профілю; II – те ж при  $\delta/H = 1,2$ ;

III – водозлив з широким порогом

Пропускна спроможність водозливних отворів при ФПР  $Q_{факт}^{нер}$  визначається за тією ж формулою, що і при НПР. При цьому напір на гребні водозливу дорівнює:

$$H_{e3} = \downarrow ФПР - \downarrow ГВ. \quad (18)$$

Якщо в результаті розрахунків пропускна спроможність, знайдена за формулою (10), задовольняє умові  $Q_{факт}^{нер} \geq Q_{сп}^{нер}$ , розміри водозливних отворів призначені правильно. В протилежному випадку їх необхідно відкоригувати.

При прийнятих розмірах прогонів і розмірах биків протяжність водозливного фронту греблі складатиме:

$$B_{вф} = n \cdot b_{np} + (n-1)d_{\sigma}, \quad (19)$$

Уточнена питома витрата на водобойі (визначається при пропусканні розрахункової витрати для основного і перевірного випадків):

$$q_{вод} = \frac{Q_{сп}}{B_{вф}}. \quad (20)$$

## 4.2 Розрахунок гасителів енергії

### 4.2.1 Загальні положення

Основною задачею спряження б'єфів за водозливною греблею є гасіння надлишкової кінетичної енергії з метою недопущення небезпечних для стійкості греблі розмивів дна. Основними типами гасителів енергії за водозливними греблями середнього напору є суцільна водобійна стінка, прорізна водобійна стінка та гаситель-розтікач Куміна [3, 13].

Основною задачею гідравлічного розрахунку гасителів енергії є визначення їх розмірів та місця розташування, при яких виключається відгін гідравлічного стрибка за гасителями та можливість кавітації при всіх режимах роботи споруди, а також ефективний розподіл дії гасителів при роботі окремих водозливних отворів.

Проектним режимом спряження б'єфів рекомендується прийняти донний режим із затопленим гідравлічним стрибком. Коефіцієнт затоплення, що характеризує ступінь затоплення гідравлічного стрибка,  $D = 1,1$ .

В курсовому проєкті всі гідравлічні розрахунки виконуються лише для основного розрахункового випадку при повному відкритті всіх отворів греблі та пропусканні максимальної витрати при рівні води у верхньому б'єфі НПП. В умовах реального проєктування виконуються також перевіірочні розрахунки при рівні ФПР та нерівномірно відкритих отворах.

Відмітка поверхні водобою та рисберми попередньо приймається рівною відмітці дна русла річки. При недостатності глибини води в нижньому б'єфі для затоплення стрибка ця відмітка коригується.

Відмітку рівня води за стрибком на рисбермі в курсовому проєкті приймаємо рівною побутовій відмітці рівня, яка відповідає витраті  $Q_{\max}^{оч}$  за заданим графіком зв'язку  $Q = f(h)$ .

### 4.2.2 Суцільна водобійна стінка

Мінімальна глибина води на рисбермі  $h_{ps}$  (рис. 6), необхідна для затоплення гідравлічного стрибка, що відповідає утворенню стрибка зі ступенем затоплення  $D = \frac{h_{p3}}{h_{2p}} = \frac{h_{в3}}{h_2} = 1,1$  при коефіцієнті швидкості для водозливу  $\varphi = 0,95$  визначається в залежності від наступного значення:

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}}, \quad (21)$$

де  $T_0 = C_k + H_{в0} = \downarrow \text{НПП} + \frac{V_0^2}{2g} - \downarrow \text{дно}$ ,

$C_k$  – висота водозливу над поверхнею водобою, в першому наближенні  $C_k \equiv P_{вб}$ .

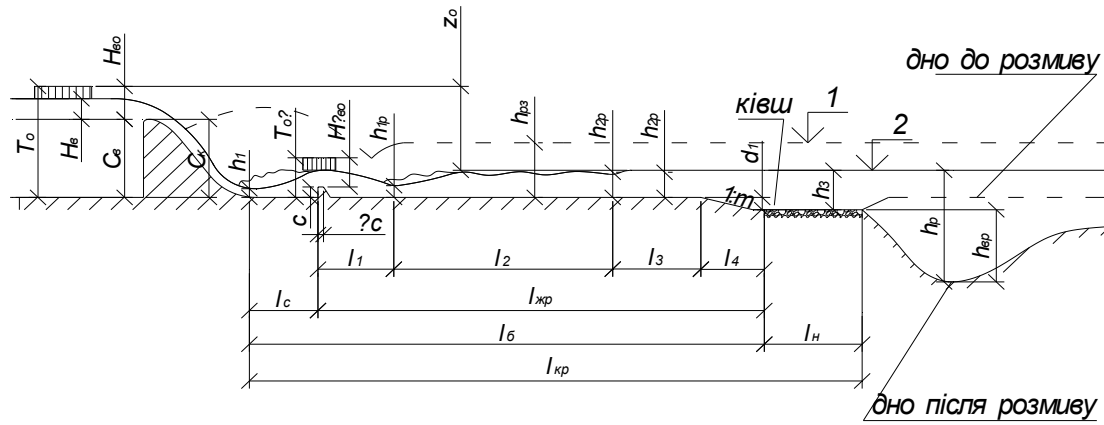


Рисунок 6 – Поздовжній профіль ділянки спряження б'єфів:  
 1 – рівень нижнього б'єфу при затопленій формі спряження;  
 2 – рівень нижнього б'єфу при критичній формі спряження

Мінімальна глибина води на рисбермі  $h_{ps}$  визначається із залежностей:

для  $\xi_0 = 2...10$

$$\frac{h_{pz}}{h_{кр}} = 0,0283 \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,64, \quad (22)$$

для  $\xi_0 > 10$

$$\frac{h_{pz}}{h_{кр}} = 1,9, \quad (23)$$

де  $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q_{вод}^2}{g}}$  – критична глибина потоку;

$z_0 = \downarrow ННП + \frac{V_0^2}{2g} - \downarrow РНБ_{\max}^{осн}$  – різниця напорів у б'єфах при розрахунковій витраті з

урахуванням швидкості підходу.

Порядок розрахунку наступний (блок-схема алгоритму гідравлічного розрахунку суцільної водобійної стінки наведена в дод. А).

I. З вказаних співвідношень знаходимо мінімальну глибину  $h_{ps}$ , необхідну для затоплення стрибка.

II. Глибину  $h_{ps}$  порівнюємо з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі  $h$ .

III. Якщо  $h < h_{ps}$ :

а) необхідно створити умови затоплення стрибка на водобіі. Для цього поверхню водобією і рисберми необхідно заглибити під рівень нижнього б'єфу на величину, що дорівнює:

$$\Delta h = h_{ps} - h. \quad (24)$$

При цьому побутова глибина води в нижньому б'єфі  $h$  стає рівною глибині  $h_{ps}$ , а уточнена відмітка водобою і рисберми  $\downarrow BOD = \downarrow d_{HO} - \Delta h$ . Уточнені значення для нової відмітки водобою  $T_0' = T_0 + \Delta h$  та  $\xi_0' = \frac{T_0'}{h_{кр}}$ .

б) висота водобійної стінки  $c$  для значень  $\xi_0' = 2 \dots 12$  визначається з наступної формули:

$$\frac{c}{h_{кр}} = 0,12 \sqrt{8\xi_0' + 2}. \quad (25)$$

Дана залежність може бути застосована для водобійних стінок прямокутного і трапецеїдального перерізів (рис. 7).

Для трапецеїдальної стінки приймається:

- похил верхової грані  $\leq 4:1$ , низової  $\leq 1:1$ ;
- ширина гребня  $\delta_c = (0,1 \dots 0,2)h_2$ .

в) знаходяться спряжені глибини  $h_1$  і  $h_2$  гідравлічного стрибка на водобої, використовуючи наступні величини:

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}}; \quad \xi_2 = \frac{h_2}{h_{кр}}; \quad \xi_1 = \frac{h_1}{h_{кр}}.$$

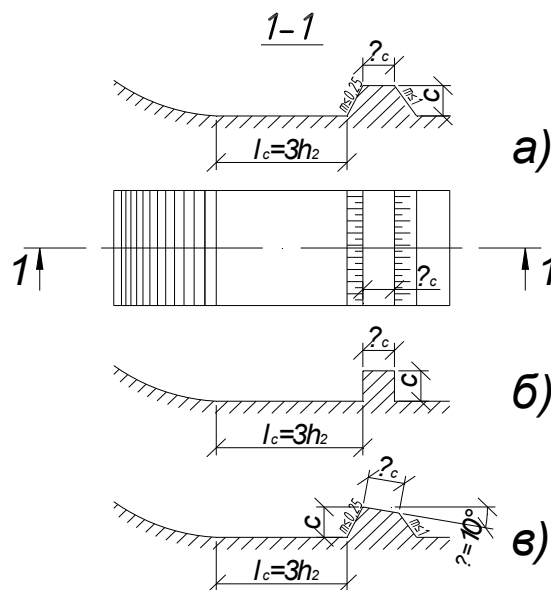


Рисунок 7 – Суцільна водобійна стінка

Для цього:

– за значенням  $\xi_0$  з графіків рисунка 8 для  $\varphi = 0,95$  знаходиться значення  $\xi_2$ ;

- за значенням  $\xi_{23}$  графіків рисунка 9 (графіка Чертоусова для призматичного русла) знаходиться значення  $\xi_1$ ;
- з вищевказаних співвідношень обчислюються значення  $h_1$  і  $h_2$ .

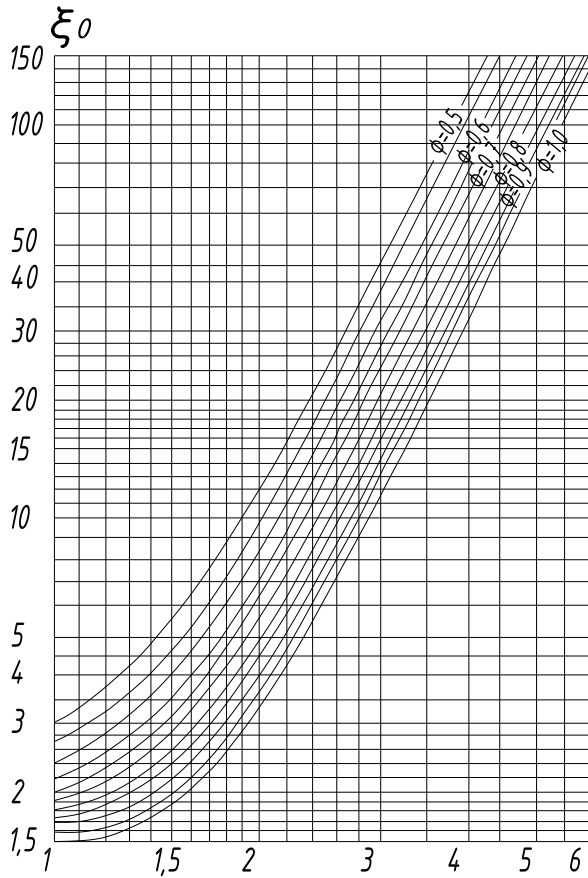


Рисунок 8 – Графіки залежності  $\xi_2 = f(\xi_0)$

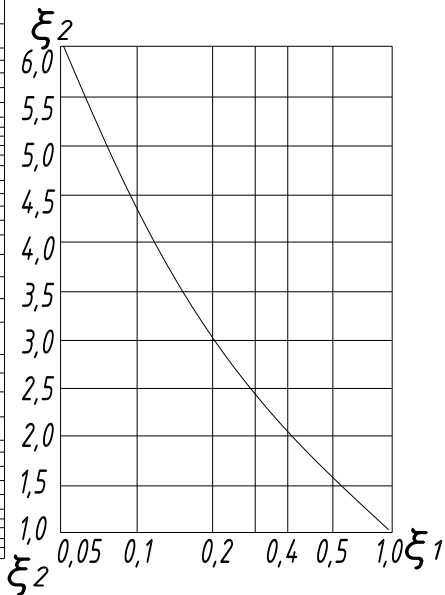


Рисунок 9 – Графіки залежності  $\xi_1 = f(\xi_2)$

2. Якщо  $h > h_{ps}$ :

Спряжені глибини гідравлічного стрибка  $h_1$  і  $h_2$  знаходяться аналогічно попередньому випадку (п. III, в). Методика визначення висоти водобійної стінки залежить від співвідношення глибини на рисбермі  $h_{ps}$ , необхідної для затоплення, та другої спряженої глибини:

а) якщо  $h_{ps} < h_2$ , то висота стінки знаходиться підбором за умовою утворення стрибка перед стінкою з коефіцієнтом затоплення  $D = \frac{h_{e3}}{h_2} = 1,1$ . Для цього:

1) приймається декілька значень висоти водобійної стінки  $s$ , для яких обчислюються:

– напір на водобійній стінці з урахуванням швидкості підходу  $H''_{e0}$ :

$$H''_{e0} = H''_e + \frac{V_1^2}{2g}, \quad (26)$$

де

$$H''_6 = h_{63} - c = 1,1h_2 - c, \quad (27)$$

$$V_1 = \frac{q_{60d}}{1,1h_2}; \quad (28)$$

– глибина підтоплення водобійної стінки:

$$h_n = h - c; \quad (29)$$

– коефіцієнт підтоплення  $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H''_{60}}\right)$  по графікам рисунка 5;

– питома витрата:

$$q_{cm} = \sigma_n m \sqrt{2g} (H''_{60})^{3/2}, \quad (30)$$

де  $m \approx 0,45$  – коефіцієнт витрати для водобійної стінки.

2) за отриманими результатами будується графік  $q_{cm} = f(c)$ , з якого визначається значення висоти водобійної стінки для  $q_{cm} = q_{60d}$ .

б) якщо  $h_{ps} > h_2$ , висота стінки приймається в межах:

$$c = h_1 \dots 2h_1. \quad (31)$$

IV. Гаситель енергії суцільну водобійну стінку рекомендується встановлювати на відстані  $l_c = 3h_2$  від початку водобою, де  $h_2$  – друга спряжена глибина гідравлічного стрибка на водобої (рис. 6).

V. Знаходиться найбільший допустимий гідродинамічний напір  $(T_0)_{дон}$ , при якому забезпечується безкавітаційна робота:

– водобійної стінки з горизонтальною верхньою гранню (рис. 7, а, б):

$$(T_0)_{дон} = \frac{9,4l_c \cdot h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2}, \quad (32)$$

(залежність справедлива для  $20 \leq q_{60d} \leq 80 \text{ м}^2/\text{с}$  і  $1 \leq c/h_1 \leq 2,5$ ),

де  $h_2^* = (0,85 \dots 0,88)h_2$ ;

– при похилі верхньої грані водобійної стінки  $10^\circ$  відносно її верхового ребра (рис. 7, в) допустиме значення гідродинамічного напору зростає:

$$(T_0)_{дон} = \frac{15l_c h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2}, \quad (33)$$

У випадку, якщо фактичне значення  $T_0 > (T_0)_{дон}$ , в проєкті слід прийняти визначені параметри стінки, але відзначити необхідність проведення спеціальних лабораторних досліджень для їх уточнення за умовами кавітації.

### 4.2.3 Прорізна водобійна стінка

Блок-схему алгоритму гідравлічного розрахунку прорізної водобійної стінки в додатку Б.

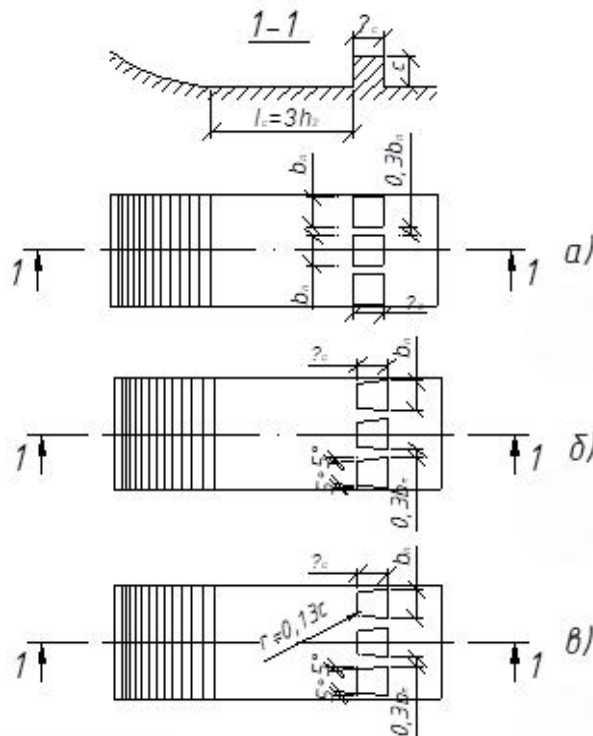


Рисунок 10 – Прорізна водобійна стінка

I. Мінімальна глибина води на рисбермі  $h_{ps}$ , необхідна для затоплення стрибка, визначається із наступних залежностей:

$$\text{для } \xi_0 = 2 \dots 5 \quad h_{pz} = 0,083z_0 + 1,567h_{кр}, \quad (34)$$

$$\text{для } \xi_0 = 5 \dots 10 \quad h_{pz} = 1,82h_{кр}. \quad (35)$$

II. Глибина  $h_{ps}$  порівнюється з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі  $h$ .

III. Якщо  $h < h_{ps}$  (як для випадку з суцільною стінкою):

а) поверхня водобою і рисберми заглиблюється на величину  $\Delta h$  відносно попередньої його відмітки (формула (24));

б) знаходяться спряжені глибини гідравлічних стрибків (п. III.1, в з розрахунку суцільної водобійної стінки);

в) визначається висота водобійної стінки (для  $\xi_0 = 2 \dots 10$ ) з наступного співвідношення:

$$\frac{c}{h_{кр}} = 0,26 + 0,53\sqrt{\xi_0 - 2}, \quad (36)$$

г) за значенням величини  $c$  визначається решта розмірів прорізної водобійної стінки (рис. 10) з наступних співвідношень:

$$\frac{c}{b_n} = 1 \dots 2,4; \quad \frac{b_n}{\delta_c} = 1,0; \quad \frac{b_n}{b_{np}} = 3,4; \quad l_c = 3h_2. \quad (37)$$

2. Якщо  $h > h_{ps}$  – знаходяться спряжені глибини гідравлічного стрибка (п. III.1, в з розрахунку суцільної водобійної стінки).

а) якщо  $h_{ps} < h_2$ ,

– знаходиться середньозважена реакція одного погонного метру стінки  $R_r$  (в Ньютонах):

$$R_r = \gamma \cdot \left[ \frac{h_2^1 - h_{p3}^2}{2} + \frac{q_{600}}{g} \left( \frac{h_{p3} - h_1}{h_{p3} h_1} \right) \right], \quad (38)$$

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

– визначається коефіцієнт лобового опору стінки  $k_c$  за графіками рисунка 11 за числом Фруда  $Fr = \frac{V_2^2}{gh_1}$ , де  $V_2 = \frac{q_{600}}{h_1}$  – швидкість в стисненому перерізі;

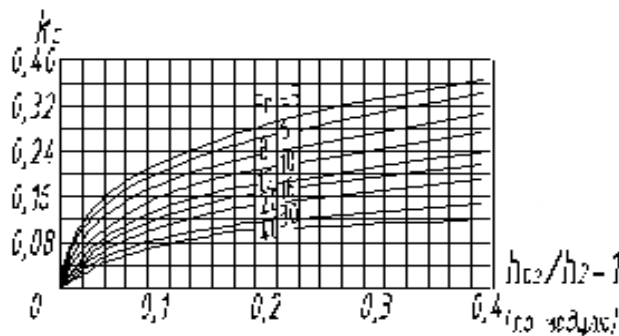


Рисунок 11 – Графіки для визначення коефіцієнта опору  $k$  прорізної стінки

– визначається необхідний коефіцієнт наскрізності  $\omega$ :

$$\omega = \frac{g \cdot R_r}{\gamma \cdot k_c \cdot V_1^2}; \quad (39)$$

– визначається висота стінки:

$$c = 1,3\omega. \quad (40)$$

б) якщо  $h_{ps} > h_2$ , висота стінки приймається за формулою (31).

IV. За співвідношеннями (36) обчислюється решта розмірів водобійної стінки.

V. Знаходиться найбільший допустимий гідродинамічний напір  $(T_0)_{дон}$  за умовами кавітації:

– для профілю прорізної стінки (рис. 10, а):

$$(T_0)_{дон} = \frac{8(l_c / h_2 - 1)}{1 - 1,5(h - h_2^*) / h_2^*}, \quad (41)$$

де  $h_2^* \approx 0,88h_2$ ;

– для профілю прорізної стінки (рис. 10, б):

$$(T_0)_{дон} = \frac{18,4(l_c / h_2 - 1,8)}{1 - 2,5(h - h_2^*) / h_2^*}, \quad (42)$$

– для профілю прорізної стінки (рис. 10, в):

$$(T_0)_{дон} = \frac{24(l_c / h_2 - 1,8)}{1 - 2,5(h - h_2^*) / h_2^*}. \quad (43)$$

Формули дійсні для наступних діапазонів значень:

$$1,3 \leq c / h_1 \leq 3,5; \quad 2,6h_2 \leq l_c \leq 3,4h_2; \quad 20 \leq q \leq 80 \text{ м}^2/\text{с}.$$

При невиконанні умов формули дають наближені результати, тому необхідні уточнюючі лабораторні дослідження.

У випадку, якщо фактичне значення  $T_0 > (T_0)_{дон}$ , в проекті слід прийняти визначені параметри стінки, але відзначити необхідність проведення спеціальних лабораторних досліджень для їх уточнення за умовами кавітації.

#### 4.2.4 Гаситель-розтікач

При встановленні на водобойі гасителя-розтікача Куміна розмірів і форми, вказаних на рисунку 12.

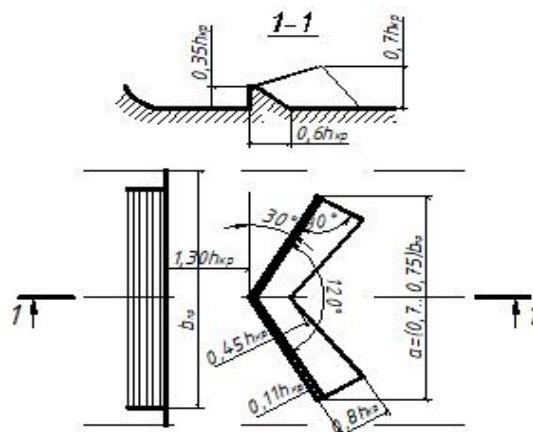


Рисунок 12 – Гаситель-розтікач Куміна

I. Визначається глибина на рисбермі  $h_{ps}$ , необхідна для затоплення:

$$\text{для } \xi_0 = 3,0 \dots 4,5 \quad h_{pz} = h_{кр} \left( 0,12 \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,55 \right), \quad (44)$$

$$\text{для } \xi_0 = 4,5 \dots 12,0 \quad h_{pz} = h_{кр} \left( 0,05 \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,7 \right). \quad (45)$$

II. Встановлюється необхідність і величина заглиблення поверхні плит водобою і рисберми аналогічно попереднім випадкам порівнянням  $h$  і  $h_{ps}$  (аналогічно п. III.1, а з розрахунку суцільної водобійної стінки).

Найкращий ефект роботи гасителя-розтікача досягається при  $\xi_0 \leq 4,5$ . При більших значеннях  $\xi_0$  струмина фонтанує і в кінці водозливної поверхні греблі необхідно влаштовувати спеціальні розціплювачі.

III. Найбільший допустимий гідродинамічний напір за умовами кавітації становить:

$$(T_0)_{дон} = 13,0 \text{ м} \quad \text{— при співвідношенні розмірів } a/b_{np} = 0,75;$$

$$(T_0)_{дон} = 25,0 \text{ м} \quad \text{— при } a/b_{np} = 0,7.$$

#### 4.3 Визначення розмірів горизонтального кріплення дна в нижньому б'єфі

Довжина жорсткої ділянки кріплення призначається в залежності від допустимої за умовами виконання робіт крупності каменю гнучкого (що деформується) кріплення. В цю довжину включають (рис. 6):

- водобій до гасителів енергії;
- ділянку падіння потоку  $l_1$  за гасителем (від напірної грані стінки до стисненого перерізу за нею);
- ділянку стрибка довжиною  $l_2$  за гасителем (від стисненого перерізу до кінця стрибка);
- частину післястрибкової ділянки довжиною  $l_3$  (рис. 6).

Для суцільної водобійної стінки:

$$1. \quad l_1 = h_{кр} + 1,3T_0'', \quad (46)$$

$$\text{де } T_0'' = 1,1h_2 + \frac{(V_0')^2}{2g}; \quad V_0' = \frac{q_{вод}}{1,1h_2}$$

$$2. \quad l_2 = 5(h_{2p} - h_{1p}), \quad (47)$$

де  $h_{1p}$  – глибина в стисненому перерізі за стінкою (на рисбермі) знаходиться з

графіка 9 за співвідношенням  $\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{кр}}$ ,

$h_{2p}$  – спряжена глибина гідравлічного стрибка на рисбермі, знаходиться з виразу  $D = h_{p3} / h_{2p} = 1,1$ .

$$3. l_3 \approx 0,5l_2. \quad (48)$$

Для прорізної водобійної стінки і гасителя-розтікача віддаль до кінця стрибка за ними приймається такою ж, як для еквівалентної за ефектом гасіння енергії суцільної водобійної стінки, встановленої на відстані  $l_c = 3h_2$  від стисненого перерізу. Тобто, потрібно попередньо визначити необхідні величини ( $h_{p3}, h_{1p}, h_{2p}$ ) для суцільної водобійної стінки.

Крупність стійкого каменю гнучкої рисберми  $d_n$ , розташованої на відмітці водобою при наявності на водобої суцільної або прорізної стінки, визначається з графіків рисунка 13, для гасителя-розтікача – з графіків рисунка 14 в залежності від:

- $D = \frac{h}{h_{2p}}$  – коефіцієнта затоплення стрибка;
- $x$  – загальної довжини жорсткої рисберми від початку водобою  $x = l_c + l_1 + l_2 + l_3$ ;
- $h$  – глибини води в кінці жорсткої частини кріплення (побутової).

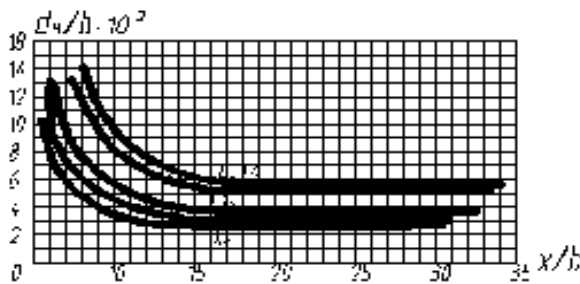


Рисунок 13 – Графіки для визначення  $d_n$  при наявності на водобої суцільної або прорізної стінки

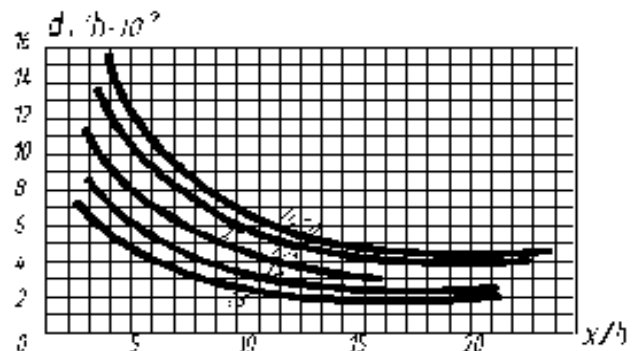


Рисунок 14 – Графіки для визначення  $d_n$  при наявності на водобої гасителя-розтікача

Знайдений діаметр каменя, помножений на коефіцієнт запасу 1,3, не повинен перевищувати 0,5 м:

$$d_{np} = 1,3d_n \leq 0,5 \text{ м}, \quad (49)$$

При невиконанні умови необхідно влаштовувати кінцеве кріплення у вигляді захисного (запобіжного) ківша (п. 4.4).

Довжина перехідного (гнучкого) кріплення з кам'яного накиду визначається в залежності від глибини вирви розмиву, що очікується, за кріпленням (рис. 15).

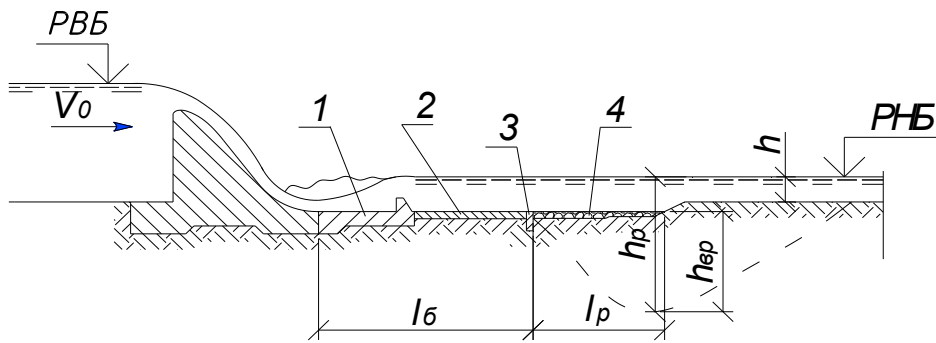


Рисунок 15 – Схема до розрахунку глибини розмиву русла в нижньому б'єфі:  
 1 – водобій; 2 – рисберма; 3 – зуб;  
 4 – кінцеве кріплення у вигляді гнучкого покриття укусу (гнучка рисберма)

1. Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву  $h_p$ :

$$h_p = k_p \cdot \chi^{0,8} \cdot 1,25 \sqrt{q_p / V_{01}}, \quad (50)$$

де  $k_p$  – коефіцієнт спроможності потоку до розмиву (1,05...1,1);

$\chi$  – коефіцієнт нерівномірності розподілу питомої витрати (1,1...1,3);

$q_p$  – питома витрата в кінці жорсткої частини рисберми (з урахуванням її розширення в плані);

$V_{01}$  – середня швидкість, що не спричинить розмиву, рівномірного потоку в м/с при глибині 1 м, може бути прийнята для ґрунту основи:

пісок дрібний – 0,26 м/с;

пісок середній – 0,45 м/с;

пісок крупний – 0,61 м/с;

пісок гравелистий – 0,78 м/с;

глина – 0,85 м/с;

суглинок – 0,7 м/с;

супісок – 0,2 м/с.

2. Глибина вирви розмиву  $h_{ер} = h_p - h$ .

3. Довжина гнучкого кріплення  $l_n$  визначається з умови покриття верхового укусу воронки розмиву. З цієї умови  $l_n$  дорівнює закладанню укусу, яке відповідає віддалі від кінця жорсткого кріплення до створу з максимальною глибиною розмиву  $l_p$  (тобто  $l_n = l_p$ ).

Величина  $l_p$  визначається за таблицею 4 з співвідношення  $l_p / h_{ер}$  в залежності від співвідношення  $u'_{\max} / V_{kp}$ ,

де  $u'_{\max}$  – максимальна пульсаційна швидкість в кінці жорсткого кріплення;

$V_{kp} = \frac{q_p}{h_{kp}}$  – швидкість, що відповідає критичній глибині в кінці жорсткого

кріплення рисберми (з урахуванням її розширення);

$$h_{kp} = \sqrt[3]{\frac{q_p^2}{g}};$$

$$q_p = \frac{q_6}{1,2 \dots 1,3}.$$

Таблиця 4 – Відносні відстані  $l_p/h_{ep}$  від кінця жорсткого кріплення до створу максимального розмиву

$\frac{u'_{\max}}{V_{kp}}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,3...0,80
$l_p/h_{ep}$	5,5	5,0	4,5	3,8	3,5

$$u'_{\max} = M_p V_p, \quad (51)$$

$V_p = \frac{q_p}{h}$  – середня швидкість в кінці жорсткого кріплення;

$M_p$  – параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення:

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{x_1}{h} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235\eta - 0,37}\right)}, \quad (52)$$

де  $\eta = \frac{h_{2p}}{h_{1p}}$ ;

$x_1 = l_2 + l_3$  – віддаль від стисненого перерізу за суцільною водобійною стінкою до перерізу, що розглядається.

Дана залежність має достатню точність для  $x_1/h > 6$ .

Для  $x < 25h_2$  приймається  $l_p = 3,5h_{ep}$ .

Для  $h_{ep} > 20$  м ( $l_n$  виявляється надто великою)  $l_n$  приймають рівною 50...55 м.

1. Об'єм призми накиду обчислюється з умови покриття укосу воронки розмиву двома шарами каменю. Обчислюється довжина укосу, що захищається  $l_{отк}$ , як гіпотенуза прямокутного трикутника з катетами  $h_{ep}$  і  $l_n$ .

Об'єм каменю на погонний метр ширини кріплення становить:

$$V_{кам} = 2l_{отк}d_{нр}. \quad (53)$$

Камінь вкладається на довжині  $l_n$  нерівномірно. На кінцевій ділянці довжиною  $1/3l_n$  товщина шару каменю менша, з наближенням до жорсткого кріплення товщина накиду збільшується. Всього може бути три ділянки з різною товщиною шарів; товщина шару кожної ділянки призначається таким чином, щоб сумарний об'єм каменю був рівний  $V_{кам}$ .

2. Знаючи об'єм каменю на 1 п. м. ширини кріплення, обчислюється об'єм каменю всього гнучкого кріплення по всій його ширині.

#### 4.4 Визначення розмірів кріплення з ківшом

При влаштуванні кріплення дна в нижньому б'єфі з захисним ківшом глибина ківша  $d_1$  визначається за заданою крупністю кам'яного накиду  $d_n$  підбором після обчислення ряду значень  $d_n$  для різних глибин води в ківші  $h_3$  (рис. 6).

*Порядок розрахунку:*

1. Задається глибина води в ковші  $h_3$ .
2. Обчислюється повна довжина жорсткого кріплення:

$$l_6 = l_c + l_1 + l_2 + l_3. \quad (54)$$

3. Визначається параметр турбулентності  $M_p$  в кінці жорсткого кріплення при прийнятій глибині води в ківші за формулою (50), що характеризує ступінь збільшення турбулентності в порівнянні з рівномірним потоком.

4. Визначається параметр турбулентності потоку в самому ківші:

$$M_k = \left(0,3 + \frac{0,7}{\eta_k}\right) M_p + \left(1 - \frac{1}{\eta_k}\right) \cdot 0,02m^{1,5} M_p + 0,7(\eta_k - 1) \frac{1}{1 + 0,02m^2}, \quad M_k = \frac{u'_{\max}}{V}, \quad (55)$$

де  $\eta_k = h_3/h$  – відносна глибина води в ківші;

$m = 4 \dots 5$  – коефіцієнт закладання верхового укусу ківша.

5. Визначається коефіцієнт спроможності потоку до розмиву в ківші:

$$k_r = 0,87(1 + M_k), \quad (56)$$

6. Визначається швидкість, що не спричинить розмиву, потоку з нормальною турбулентністю:

$$u_0 = k_r \cdot V \quad (57)$$

де  $V = \frac{q_p}{h_3} = \frac{q_6 / (1,2 \div 1,3)}{h_3}$  – середня швидкість потоку в ківші,

7. Визначається крупність каменю в ковші, стійкого проти розмиву:

$$d_n = \frac{(0,255u_0)^{10/3}}{h_3^{2/3}}. \quad (58)$$

8. Отриману крупність каменю множимо на коефіцієнт запасу, після чого вона не повинна перевищувати 0,5 м:

$$d_{np} = (1,5 \dots 2)d_n \leq 0,5 \text{ м}. \quad (59)$$

9. Необхідна глибина ківша при цьому  $d_1 = h_3 - h$ .

При улаштуванні на водобіі прорізної стінки з параметрами:

– закладання верхового укосу стінки 4:1;

– висота  $c = (0,75...2,5)h_1$ ;

при глибині потоку на рисбермі  $h = (0,65...1,2)h_2$  і співвідношенні  $(T_0 - h_1) / h_{кр} = 1,6...4,1$  допускається визначати  $d_n$  підбором безпосередньо за наступною залежністю:

$$d_n = \frac{1,16 \cdot h_{кр}^3 \sqrt{(T_0 - h_1) / h_{кр}}}{h_3^2 \sqrt{x_1 / h_{кр}}} \quad (60)$$

За недотримання вказаних умов за крупністю каменю  $d_n$ , вона визначається за вищевказаною методикою.

Верховий укіс ківша покривається бетонними плитами. Загальна довжина жорсткого кріплення збільшується на величину проєкції укосу на горизонталь  $l_4$ .

Після визначення глибини захисного ківша визначається довжина перехідного кріплення з кам'яного накиду за методикою, аналогічною випадку горизонтального кріплення без ківша.

#### 4.5 Приклади гідравлічних розрахунків

**Приклад 1.** Визначити розміри водозливних отворів при наступних вихідних даних:

– максимальні розрахункові витрати річки в створі гідровузла при основному розрахунковому випадку  $Q_{\max}^{осн} = 5000 \text{ м}^3 / \text{с}$ , при перевірочному –  $Q_{\max}^{неп} = 6500 \text{ м}^3 / \text{с}$ ;

– відмітка  $\downarrow НПР = 100,0 \text{ м}$ ;

– допустима відмітка  $\downarrow ФПР = 101,5 \text{ м}$ ;

– витрата ГЕС при НПР –  $Q_{ГЕС}^{осн} = 1000 \text{ м}^3 / \text{с}$ , при ФПР –  $Q_{ГЕС}^{неп} = 1500 \text{ м}^3 / \text{с}$ ;

– допустима питома витрата в кінці рисберми  $q_p = 50 \text{ м}^2 / \text{с}$ ;

– відмітка дна річки у верхньому б'єфі  $\downarrow \text{дно} = 60,0 \text{ м}$ ;

– швидкість потоку перед греблею  $V_0 = 0,4 \text{ м} / \text{с}$ ;

– льодоходу немає.

Визначаємо максимальну витрату, що скидається через водозлив греблі при основному розрахунковому випадку за формулою (2):

$$Q_{зр}^{осн} = 5000 - 1000 = 4000 (\text{м}^3 / \text{с});$$

Питому витрату на водозливі – за формулою (3):

$$q_в = 1,2 \cdot 50 = 60 (\text{м}^2 / \text{с})$$

Напір на гребні водозливу – за формулою (4):

$$H_{e1} = \left( \frac{60}{0,49\sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}} = 9,14(\text{м}),$$

Отриманий напір округлюється до найближчого стандартного значення  $H_{e2} = H_{cm} = 9,0\text{м}$  за таблицю 2.

Відмітка гребня водозливу  $\downarrow ГВ = 100,0 - 9,0 = 91(\text{м})$ .

Уточнена питома витрата обчислюється за формулою (7):

$$q_{e2} = 0,49\sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 9^{3/2} = 58,59(\text{м}^2 / \text{с}).$$

Загальна ширина всіх отворів греблі обчислюється за формулою (8):

$$B_{np1} = \frac{4000}{58,59} = 68,27(\text{м}).$$

Загальну ширину отворів водозливного фронту  $B_{np1}$  з урахуванням стандартної ширини отворів (табл. 3) ділимо на 5 окремих отворів шириною  $b_{np} = 14,0\text{м}$ , що відповідає уточненому значенню загальної ширини отворів  $B_{np2} = 5 \cdot 14 = 70(\text{м})$ . Приймаємо нерозрізні бички товщиною 4,0 м з вхідними оголовками напівциркульного окреслення.

Прийняті розміри водозливних отворів перевіряються щодо пропускання максимальної розрахункової витрати. Попередньо обчислюємо:

- повний напір на водозливі  $H_{e0} = H_{e2} = 9,0(\text{м})$ , оскільки  $V_0 < 0,5\text{м/с}$ ;
- коефіцієнт повноти напору за формулою (14)  $\sigma_n = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{\frac{9}{9}} = 1,0$ ;
- коефіцієнт стиснення потоку за формулою (15) при

$$\begin{aligned} B &= 14 + 4 = 18(\text{м}), \\ P_{\sigma\sigma} &= 91 - 60 = 31(\text{м}), \\ \sigma_c &= 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + 3}} \cdot \left( 1 - \frac{14}{18} \right) \cdot \sqrt[4]{\frac{14}{18}} = 0,99. \end{aligned}$$

Водозлив невідтоплений, тому  $\sigma_n = 1,0$ .

Фактична пропускна спроможність водозливних отворів обчислюється за формулою (10):

$$Q_{\text{факт}}^{\text{осн}} = 1 \cdot 0,99 \cdot 1 \cdot 0,49 \cdot 70 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 9^{3/2} = 4061 (\text{м}^3 / \text{с}).$$

Отримане значення фактичної пропускної спроможності  $Q_{факт}^{осн} = 4061 м^3 / с$  перевищує максимальну витрату  $Q_{сп}^{осн} = 4000 м^3 / с$ , отже, водозливна гребля при основному розрахунковому випадку забезпечує пропуск максимальної витрати води з деяким запасом.

Прийняті розміри водозливних отворів перевіряємо щодо пропускання максимальної перевірконої витрати:

– розрахункова перевірна витрата  $Q_{сп}^{неп} = 6500 - 1500 = 5000 (м^3 / с)$ ;

– геометричний напір на водозливні  $H_{63} = 101,5 - 91 = 10,5 (м)$ .

– коефіцієнт повноти напору  $\sigma_n = 0,62 + 0,383 \sqrt{\frac{10,5}{9}} = 1,02$  ;

– фактична пропускна спроможність водозливу обчислюється за формулою (10):

$$Q_{факт}^{неп} = 1,02 \cdot 0,99 \cdot 1 \cdot 0,49 \cdot 70 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 10,5^{3/2} = 5221 (м^3 / с).$$

Отримане значення фактичної пропускної спроможності  $Q_{факт}^{неп} = 5221 м^3 / с$  перевищує максимальну витрату  $Q_{сп}^{неп} = 4000 м^3 / с$ , отже, водозливна гребля при перевірконому розрахунковому випадку забезпечує пропуск максимальної витрати води. Тому розміри прольотів греблі, визначені при основному розрахунковому випадку, можуть бути прийняті як остаточні.

Протяжність водозливного фронту греблі обчислюється за формулою (19):

$$B_{вф} = 5 \cdot 14 + (5 - 1) \cdot 4 = 86 (м).$$

Уточнена питома витрата на водобіі обчислюється за формулою (20):

– при НПР  $q_{вод1} = \frac{4000}{86} = 46,5 (м^2 / с)$ ;

– при ФПР  $q_{вод2} = \frac{5000}{86} = 58 (м^2 / с)$ .

**Приклад 2.** Визначити розміри та розташування водобійної стінки, планові та висотні розміри кріплення дна в нижньому б'єфі водозливної греблі на нескельній основі при наступних вихідних даних:

– розрахункова максимальна питома витрата на водобіі  $q_{вод} = 40 м^2 / с$  ;

– швидкість потоку на підході до греблі  $V_0 = 0,4 м / с$  ;

– відмітка  $\downarrow НПР = 215,0 м$  ;

– відмітка рівня води в нижньому б'єфі при розрахунковій максимальній питомій витраті  $\downarrow РНБ = 203,0 м$  ;

– відмітка дна річки у верхньому б'єфі  $\downarrow дно = 190,0 м$  ;

- відмітка гребня водозливу  $\downarrow GB = 207,0\text{ м}$  ;
- ґрунт основи – суглинок;
- розрахункові схеми на рисунках 6 та 15.

Оскільки  $V_0 < 0,5\text{ м/с}$  , то різниця відміток рівнів верхнього і нижнього б'єфів без урахування швидкості підходу складе:

$$z_0 = 215 - 203 = 12(\text{м}).$$

Висота водозливу над поверхнею водобою, яка приймається попередньо на відмітці дна річки, складе:

$$C_k \equiv P_{\text{бб}} = 207 - 190 = 17(\text{м}).$$

Питома енергія потоку перед греблею складе:

$$T_0 = 215 - 190 = 25(\text{м}).$$

Критична глибина  $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{40^2}{9,81}} = 5,46(\text{м})$ ,  $\xi_0 = \frac{25}{5,46} = 4,58$ .

Оскільки  $\xi_0 = 2...10$  , то глибину, необхідну для затоплення стрибка, визначаємо по формулі (4.17):

$$h_{пз} = 5,46 \left( 0,0283 \frac{12}{5,46} + 1,64 \right) = 9,29(\text{м}).$$

Глибину  $h_{пз}$  порівнюємо з побутовою глибиною  $h = 203 - 190 = 13(\text{м})$  води в нижньому б'єфі  $h$ .  $h > h_{пз}$  , тому висота водобійної стінки визначиться за наступною методикою.

За значенням  $\xi_0 = 4,58$  по графі 8 для  $\varphi = 0,95$  знаходимо значення  $\xi_2 = \frac{h_2}{h_{кр}} = 2,18$  , звідки  $h_2 = 2,18 \cdot 5,46 = 11,9(\text{м})$ . За значенням  $\xi_2$  по графі 9 знаходимо

значення  $\xi_1 = \frac{h_1}{h_{кр}} = 0,35$  , звідки  $h_1 = 0,35 \cdot 5,46 = 1,91(\text{м})$ .

$h_{пз} = 9,29\text{ м} < h_2 = 11,9\text{ м}$  , отже висота стінки знаходиться підбором за умовою

утворення стрибка перед стінкою з коефіцієнтом затоплення  $D = \frac{h_{\text{бз}}}{h_2} = 1,1$  . Для цього приймаємо декілька значень висоти водобійної стінки  $s$  , для яких обчислюємо напір на водобійній стінці з урахуванням швидкості підходу  $H''_{\text{б0}}$  за

формулою (26) ( $V_1 = \frac{q_{вод}}{1,1h_2} = \frac{40}{1,1 \cdot 11,9} = 3,06(м/с)$ ), глибину підтоплення водобійної

стілки за формулою (29), коефіцієнт підтоплення  $\sigma_n = f(\frac{h_n}{H''_{e0}})$  по графікам рисунка 5, питому витрату за формулою (30). Результати обчислень зводимо в таблицю 5.

Таблиця 5 – Результати обчислень

$c$	$H''_e = 1,1h_2 - c$	$H''_{e0} = H''_e + \frac{V_1^2}{2g}$	$h_n = h - c$	$\frac{h_n}{H''_{e0}}$	$\sigma_n$	$q_{cm} = \sigma_n m \sqrt{2g} (H''_{e0})^{3/2}$
1,0	12,09	12,57	12	0,95	0,65	57,73
2,0	11,09	11,57	11	0,95	0,65	50,98
3,0	10,9	10,57	10	0,95	0,65	44,51
4,0	9,09	9,57	9	0,94	0,65	38,34

За отриманими даними будемо графік  $q_{cm} = f(c)$  (рис. 16), з якого визначається висота водобійної стінки для  $q_{cm} = q_{вод}$ .

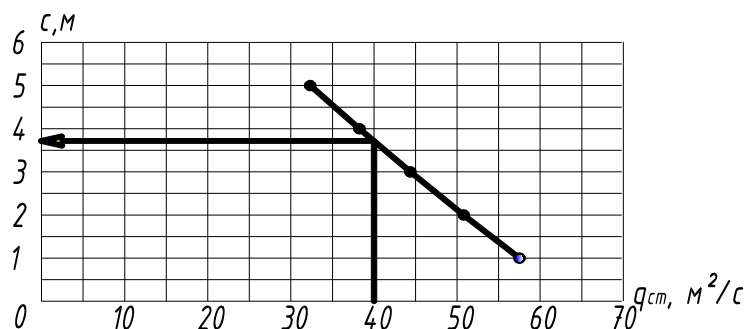


Рисунок 16 – Графік залежності  $q_{cm} = f(c)$ .

Для  $q_{cm} = q_{вод} = 40 м^2 / с$  висота водобійної стінки  $c = 3,75 м$ .

Відстань від початку водобою до водобійної стінки  $2,6h_2 \leq l_c \leq 3,4h_2$ .

Приймаємо  $l_c = 2,94 \cdot 11,9 = 35(м)$ .

Знаходимо найбільший допустимий гідродинамічний напір  $(T_0)_{дон}$ , при якому забезпечується безкавітаційна робота водобійної стінки з горизонтальною верхньою гранню:

$$(T_0)_{дон} = \frac{9,4 \cdot 35 \cdot 10,12}{(4 \cdot 10,12 - 3 \cdot 13)11,9} = 189,05(м),$$

$$h_2^* = 0,85 \cdot 11,9 = 10,12(м).$$

Допустимий гідродинамічний напір  $(T_0)_{дон} = 189,05 м$  в цьому випадку більше фактичного  $T_0 = 25 м$  і кавітаційних руйнувань граней водобійної стінки не буде.

**Приклад 3.** Визначити розміри та розташування водобійної стінки, планові та висотні розміри кріплення дна в нижньому б'єфі водозливної греблі на нескельній основі при наступних вихідних даних:

- розрахункова максимальна питома витрата на водобойі  $q_{вод} = 33,3 м^2 / с$  ;
- швидкість потоку на підході до греблі  $V_0 = 0,4 м / с$  ;
- відмітка  $\downarrow НПП = 100,0 м$  ;
- відмітка рівня води в нижньому б'єфі при розрахунковій максимальній питомій витраті  $\downarrow РНБ = 84,0 м$  ;
- відмітка дна річки у верхньому б'єфі  $\downarrow дно = 76,0 м$  ;
- відмітка гребня водозливу  $\downarrow ГВ = 92,5 м$  ;
- ґрунт основи – середній пісок;
- розрахункові схеми рисунків 7 та 15.

Оскільки  $V_0 < 0,5 м / с$  , та різниця відміток рівнів верхнього і нижнього б'єфів без урахування швидкості підходу складе:

$$z_0 = 100 - 84 = 16(м).$$

Висота водозливу над поверхнею водобойою, яка приймається попередньо на відмітці дна річки:

$$C_k \equiv P_{вб} = 92,5 - 76 = 16,5(м).$$

Питома енергія потоку перед греблею складе:

$$T_0 = 100 - 76 = 24(м).$$

$$\text{Критична глибина } h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{33,3^2}{9,81}} = 4,84(м), \quad \xi_0 = \frac{24}{4,84} = 4,96.$$

Оскільки  $\xi_0 = 2 \dots 10$  , то глибину, необхідну для затоплення стрибка, визначаємо за формулою (22):

$$h_{pz} = 4,84 \left( 0,0283 \frac{16}{4,84} + 1,64 \right) = 8,39(м).$$

Глибину  $h_{pz}$  порівнюємо з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі  $h$ . Оскільки  $h = 84 - 76 = 8(м)$  менша за  $h_{pz} = 8,39 м$  , то для затоплення гідравлічного стрибка з коефіцієнтом затоплення  $D = 1,1$  поверхню водобойою і рисберми необхідно заглибити на величину, яка визначається за формулою (24):

$$\Delta h = 8,39 - 8 = 0,39(м).$$

Уточнена відмітка водобойою і рисберми  $\downarrow Вод = 76 - 0,39 = 75,61(м)$ ; побутова глибина  $h = h_{pz} = 8,39 м$  .

Питома енергія потоку перед греблею складе  
 $T'_0 = T_0 + \Delta h = 24 + 0,39 = 24,39(\text{м})$ , тоді  $\xi'_0 = \frac{24,39}{4,84} = 5,04$ .

Висота водобійної стінки обчислюється за формулою (25):

$$c = 4,84 \cdot 0,12 \sqrt{8 \cdot 5,04 + 2} = 3,78(\text{м}).$$

За значенням  $\xi'_0 = 5,04$  по графі 8 для  $\varphi = 0,95$  знаходимо значення  $\xi_2 = \frac{h_2}{h_{\text{ед}}} = 2,23$ , звідки  $h_2 = 2,23 \cdot 4,84 = 10,79(\text{м})$ . За значенням  $\xi_2$  по графі 9 знаходимо значення  $\xi_1 = \frac{h_1}{h_{\text{кр}}} = 0,34$ , звідки  $h_1 = 0,34 \cdot 4,84 = 1,65(\text{м})$ .

За відомим значенням другої спряженої глибини визначаємо відстань від початку водобою до водобійної стінки  $l_c = 3 \cdot 10,79 = 32,37(\text{м})$ .

Ширина гребня водобійної стінки  $\delta_c = 0,15 \cdot 10,79 = 1,62(\text{м})$ . Верхову грань стінки приймаємо вертикальною, низовій надаємо похил 1:1.

Найбільший допустимий гідродинамічний напір  $(T_0)_{\text{дон}}$ , при якому забезпечується безкавітаційна робота водобійної стінки з горизонтальною верхньою гранню за формулою (32) складе:

$$h_2^* = 0,86 \cdot 10,79 = 9,28(\text{м}),$$

$$(T_0)_{\text{дон}} = \frac{9,4 \cdot 32,37 \cdot 9,28}{(4 \cdot 9,28 - 3 \cdot 8,39) \cdot 10,79} = 21,9(\text{м}).$$

Фактична величина гідродинамічного напору  $T'_0 = 24,39\text{м}$  більша його допустимого значення, тому приймаємо іншу конфігурацію водобійної стінки – з похилом верхової грані вниз на  $10^\circ$  відносно верхового ребра. В цьому випадку  $(T_0)_{\text{дон}}$  визначається за формулою (33):

$$(T_0)_{\text{дон}} = \frac{15 \cdot 32,37 \cdot 9,28}{(4 \cdot 9,28 - 3 \cdot 8,39) \cdot 10,79} = 35,04(\text{м}).$$

Фактичний гідродинамічний напір в цьому випадку менше допустимого і кавітаційних руйнувань граней водобійної стінки не буде.

Для встановлення розмірів горизонтального кріплення визначаємо спряжені глибини за водобійною стінкою (на рисбермі)  $h_{2p} = \frac{8,39}{1,1} = 7,63(\text{м})$ ,

$$\xi_2 = \frac{7,63}{4,84} = 1,58.$$

По граф. 9 знаходимо значення  $\xi_1 = \frac{h_{1p}}{h_{кр}} = 0,58$ , звідки  $h_1 = 0,58 \cdot 4,84 = 2,81(м)$ .

Швидкість потоку перед водобійною стінкою  $V_0'' = \frac{q_{вод}}{1,1h_2} = \frac{33,3}{1,1 \cdot 10,79} = 2,81(м/с)$ .

Гідродинамічний напір перед водобійною стінкою  
 $T_0'' = 1,1 \cdot 10,79 + \frac{2,81^2}{2 \cdot 9,81} = 12,27(м)$ .

Довжина ділянки падіння струмини за гасителем за формулою (44) складе:

$$l_1 = 4,84 + 1,3 \cdot 12,27 = 20,79(м).$$

Довжина гідравлічного стрибка за гасителем за формулою (45) складе:

$$l_2 = 5(7,63 - 2,81) = 24,1(м).$$

Довжина перехідної ділянки  $l_3 \approx 0,5 \cdot 24,1 = 12,2(м)$ .

Загальна довжина жорсткої рисберми від початку водобою складе:

$$x = 32,37 + 20,79 + 24,1 + 12,2 = 89,5(м).$$

Крупність стійкого каменю гнучкої рисберми визначаємо згідно графіків рисунка 13 при  $\frac{x}{h} = \frac{89,5}{8,39} = 10,7$  та коефіцієнті затоплення стрибка  $D = 1,1$ .

Знайденій на графіку величині  $\frac{d_n}{h} \cdot 10^2 = 7,4$  відповідає діаметр каменю накиду

$$d_n = \frac{7,4 \cdot 8,39}{10^2} = 0,62(м).$$

З урахуванням коефіцієнту запасу 1,3, розрахункове значення крупності каменя складе:

$$d_{np} = 1,3 \cdot 0,62 = 0,81(м),$$

що суттєво перевищує допустиме значення 0,5 м.

Для зменшення крупності каменю гнучкого кріплення та підвищення надійності його роботи передбачаємо кінцеве кріплення у вигляді захисного ківша.

Глибину ківша  $d_1$  визначаємо за заданою крупністю кам'яного накиду  $d_n$  підбором після обчислення ряду значень  $d_n$  для різних глибин води в ківші  $h_3$ .

Визначаємо параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення за формулою (52), приймаючи:

$$\eta = \frac{h_{2p}}{h_{1p}} = \frac{7,63}{2,81} = 2,72,$$

$$x_1 = 24,1 + 12,2 = 36,3(м),$$

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{36,3}{8,39} - \left( 8 - \frac{4,55}{0,235 \cdot 2,72 - 0,37} \right)} = 0,34.$$

За формулою (55) визначаємо параметр турбулентності потоку в ківші, приймаючи глибину води в ньому  $h_3 = 11\text{ м}$ , коефіцієнт закладання верхового укосу ківша  $m = 4,0$ :

$$\eta_k = \frac{h_3}{h} = \frac{11}{8,39} = 1,31,$$

$$M_k = \left(0,3 + \frac{0,7}{1,31}\right)0,34 + \left(1 - \frac{1}{1,31}\right) \cdot 0,02 \cdot 4^{1,5} \cdot 0,34 + 0,7(1,31 - 1) \frac{1}{1 + 0,02 \cdot 4^2} = 0,45.$$

Коефіцієнт спроможності потоку до розмиву в ківші за формулою (56):

$$k_r = 0,87(1 + 0,45) = 1,26.$$

Приймаючи питому витрату води в кінці рисберми з урахуванням її розширення в плані:

$$q_p = \frac{q_6}{1,2} = \frac{33,3}{1,2} = 27,75 (\text{м}^2 / \text{с}),$$

визначаємо середню швидкість в ківші:

$$V = \frac{q_p}{h_3} = \frac{27,75}{11} = 2,5 (\text{м} / \text{с}),$$

та середню швидкість, що не спричинює розмив, потоку з нормальною турбулентністю в ківші:

$$u_0 = k_r V = 1,26 \cdot 2,5 = 3,15 (\text{м} / \text{с}).$$

Крупність каменю в ківші, стійкого проти розмиву, визначаємо за формулою (58)

$$d_n = \frac{(0,255 \cdot 3,15)^{10/3}}{11^{2/3}} = 0,1 (\text{м}).$$

З урахуванням коефіцієнту запасу, прийнятому 2,0, розрахункове значення крупності складе:

$$d_{np} = 2 \cdot 0,1 = 0,2 (\text{м}),$$

що можна вважати прийнятним, отже, глибина води в ківші прийнята вірно.

Глибина ківша при цьому  $d_1 = h_3 - h = 11 - 8,39 = 2,61 (\text{м})$ .

Глибину води в воронці в місці максимального розмиву нижче гнучкого кріплення визначаємо за формулою (50) при  $k_p = 1,1$ ,  $\chi = 1,2$ ,  $V_{01} = 0,4 \text{ м} / \text{с}$ :

$$h_p = 1,1 \cdot 1,2^{0,8} \cdot 1,25 \sqrt{\frac{27,75}{4,84}} = 37,91 (\text{м}).$$

Глибина вирви розмиву  $h_{ep} = 37,91 - 11 = 26,91(м)$ .

Максимальна пульсаційна швидкість в ківші визначається за формулою (51):

$$u'_{\max} = M_k V = 0,45 \cdot 2,5 = 1,13(м/с).$$

Швидкість в ківші, що відповідає критичній глибині складе:

$$V_{kp} = \frac{q_p}{h_{kp}} = \frac{27,75}{4,84} = 5,73(м/с).$$

При  $\frac{u'_{\max}}{V_{kp}} = \frac{1,13}{5,73} = 0,2$  відносна відстань від кінця жорсткого кріплення в ківші до створу з максимальним розмивом у відповідності до таблиці 4  $l_p / h_{ep} = 3,8$ , звідки отримаємо:

$$l_p = 3,8 \cdot h_{ep} = 3,8 \cdot 26,91 = 102,26(м).$$

Довжина верхового укусу вирви розмиву складе:

$$l_{отк} = \sqrt{h_{ep}^2 + l_p^2} = \sqrt{26,91^2 + 102,26^2} = 105,74(м).$$

Якщо прийняти довжину гнучкого кріплення  $l_n = l_p$ , то вона буде надмірно великою. Тому приймаємо  $l_n = 50м$ .

Об'єм каменю на погонний метр ширини кріплення визначаємо з умови покриття верхового укусу вирви розмиву двома шарами каміння за формулою (53):

$$V_{кам} = 2 \cdot 105,74 \cdot 0,2 = 42,3(м^3).$$

Даний об'єм каміння вкладаємо по довжині кріплення нерівномірно із зменшенням товщини шару каміння до кінця кріплення при збереженні загального розрахункового об'єму каміння. На кінцевій ділянці кріплення довжиною 15 м каміння вкладаємо в 2 шари ( $6 м^3$ ), на другій ділянці довжиною 15 м – в 4 шари ( $12 м^3$ ), на третій ділянці довжиною 20 м – в 6 шарів ( $24 м^3$ ).

Можна допустити покриття укусу вирви розмиву одним шаром каміння, що зменшує необхідний об'єм каміння та дозволяє при необхідності досипати його пізніше.

Помноживши  $V_{кам}$  на ширину кріплення в кінці рисберми з урахуванням її розширення можна визначити загальний об'єм каміння гнучкої частини рисберми.

## 5 Конструювання греблі

### 5.1 Побудова профілю водозливної стінки

Основним типом водоскидних гребель на нескельних основах є бетонні греблі з водозливною поверхнею безвакуумного профілю, окресленою за координатами Крігера – Офіцєрова, що забезпечує донний режим спряження б'єфів [2, 5].

При побудові профілю водозливної поверхні за основу приймаємо найпростіший профіль з  $\alpha_e = 90^\circ$  (рис. 17, а). Основним елементом профілю є крива  $CD$ , яка будується за координатами Крігера-Офіцєрова (табл. 6).

Координати профілю отримують множенням координат з таблиці 6 на профілюючий напір (максимальний напір, який має місце при ФПР)  $H_{проф} = H_{max} = H_{e3}$ .

З низової сторони проводиться дотична із закладанням  $m = 0,60 \dots 0,85$  (точка дотику  $D$ , яка також має бути дотичною до дуги  $EF$ , що спряжує водозливну поверхню з водобоем. Для гребель на нескельній основі при великих напорах дуга повинна мати наступний радіус:

$$R = (0,5 \dots 1,0)(H_{проф} + z_{max}), \quad (61)$$

де  $z_{max}$  – найбільша різниця рівнів верхнього і нижнього б'єфів.

При необхідності розміщення на гребні водозливу робочих і ремонтних затворів на відмітці гребню водозливу виконується горизонтальна ділянка довжиною  $l_{ep}$  (рис. 17, б).

У випадку, якщо в результаті перевірконого статичного розрахунку виявиться, що водозливна стінка, побудована за координатами Крігера-Офіцєрова, нестійка на зсув по основі, її можна відкоригувати [5] за рахунок додавання частини профілю  $A$  або  $B$ , показаних на рисунку 17, в, г штриховкою.

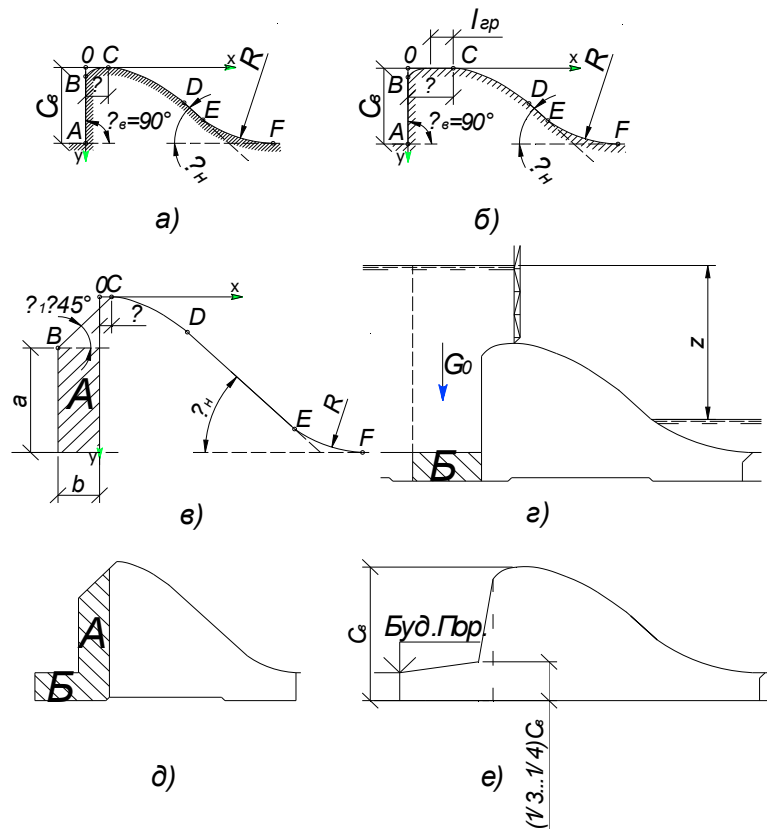


Рисунок 17 – Практичні профілі безвакуумної водозливної стінки:  
 а) з вертикальною гранню; б) з горизонтальною вставкою;  
 в) збільшеного перерізу з похилою вставкою;  
 г) з консоллю фундаментної плити; д) при поєднанні прийомів в) та г);  
 е) при влаштуванні тимчасового будівельного порогу

Таблиця 6 – Координати  $X$  та  $Y$  для побудови водозливної поверхні безвакуумного профілю при  $H = 1,0$  м

х	у	х	у
1	2	3	4
0,0	0,126	2,0	1,235
0,1	0,036	2,1	1,369
0,2	0,007	2,2	1,508
0,3	0,000	2,3	1,653
0,4	0,006	2,4	1,894
0,5	0,027	2,5	1,960
0,6	0,060	2,6	2,122
0,7	0,100	2,7	2,289
0,8	0,146	2,8	2,462
0,9	0,198	2,9	2,640
1,0	0,256	3,0	2,824
1,1	0,321	3,1	3,013
1,2	0,394	3,2	3,207
1,3	0,475	3,3	3,405

Продовження таблиці 6

1	2	3	4
1,4	0,564	3,4	3,609
1,5	0,661	3,5	3,818
1,6	0,764	3,6	4,031
1,7	0,873	3,7	4,249
1,8	0,987	3,8	4,471
1,9	1,108	3,9	4,698

В другому випадку стійкість греблі збільшується не лише за рахунок додаткової ваги бетону, але і за рахунок ваги води  $G_0$ . Іноді буває доцільно використати обидва прийоми одночасно. Тоді профіль водозливної стінки приймає вигляд, показаний на рисунку 17, д.

При влаштуванні тимчасового порогу для пропуску будівельної витрати при зведенні греблі методом гребінки та необхідності розміщення будівельних затворів профіль греблі матиме вигляд, показаний на рисунку 17, е [5].

У відповідності до завдання деякі студенти проєктують полегшені водозливні греблі, особливість яких в тому, що їх водозлив має пустотілу конструкцію, яка потребує приблизно на 20 % менше бетону, ніж монолітна конструкція. Приклад такої греблі показаний на рисунку 18. В даній греблі порожнини зроблені двохярусними у зв'язку з пропуском повені в період будівництва по перекриттю нижньої порожнини.

В першому наближенні ширина греблі по підшові  $b_{zp}$  може бути прийнята в залежності від різниці напорів на греблі  $z$  та типу ґрунтів основи:

- галькові та гравійні –  $(2,0 \dots 2,25) z$ ;
- супіщані та піщані –  $(2,25 \dots 2,50) z$ ;
- суглинисті –  $(2,50 \dots 2,75) z$ ;
- глинисті –  $(2,75 \dots 3,00) z$ ;

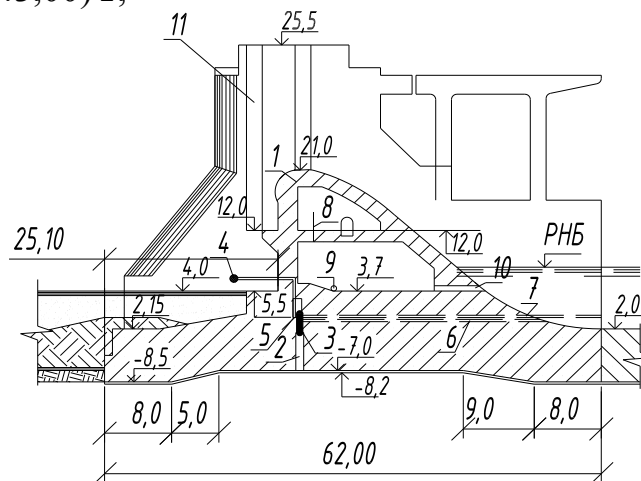


Рисунок 18 – Поперечний переріз по водозливу:

- 1 – водозливна гребля; 2 – дренажний колодязь; 3 – труба  $\varnothing 219$  мм;
- 4 – водозабір ежектора; 5 – ежектор; 6 – відвідний трубопровід ежектора;
- 7 – водоскидна труба дренажу; 8 – труба  $\varnothing 100$  мм; 9 – а/цем. труба  $\varnothing 300$  мм;
- 10 – а/цем. труба  $\varnothing 600$  мм; 11 – паз будівельного затвора

## 5.2 Елементи підземного контуру греблі

### 5.2.1 Понури

При розробці конструкції понуру необхідно мати на увазі, що коефіцієнт фільтрації матеріалу його водонепроникної частини має бути приблизно в 100 разів менше коефіцієнта фільтрації основи. В зв'язку з цим понури з глинистих матеріалів (рис. 19, а) застосовуються при водопроникних ґрунтах основи – піщаних, піщано-гравійних тощо. На глинистих основах понури виконуються з таких водонепроникних матеріалів, як бетонні, бітумні суміші та асфальти. Часто при цьому вони виконуються анкерними (рис. 19, б). Тип понуру встановлюється студентом самостійно.

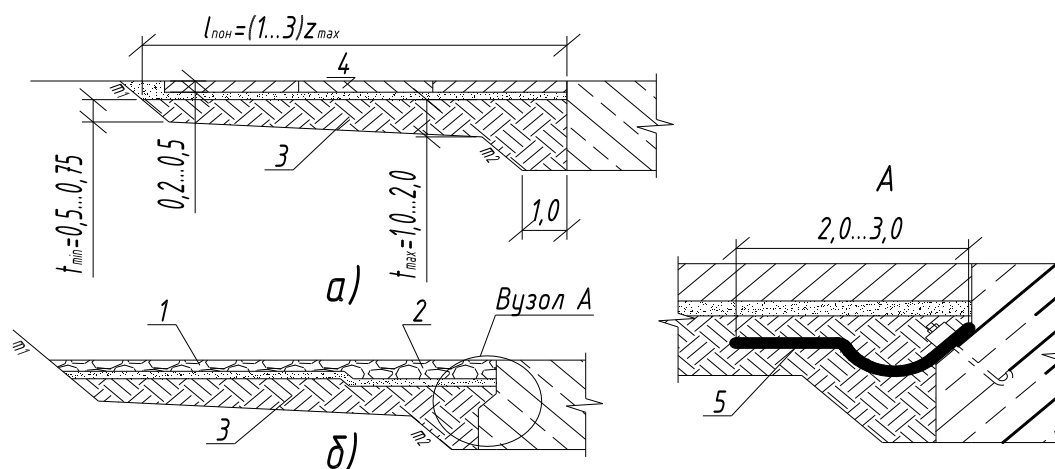


Рисунок 19 – Приклади гнучких глинистих понурів:

1 – одиночна кам'яна мостова на шарі піщано-гравелистої підготовки товщиною 0,15 м; 2 – подвійна мостова (на цементному розчині) на шарі підготовки; 3 – глинистий понур; 4 – бетонні плити розміром 3,0 × 3,0 × 0,5 м на гравійній підготовці товщиною 0,15 м; 5 – бітумний мат

При будь-якій конструкції понуру він має бути захищений від підмиву з верхової сторони. Тому перед ним необхідно влаштовувати початкове кріплення у вигляді запобіжного ківша, завантаженого камінням (рис. 20).

#### 5.2.1.1 Глинистий понур

Попередньо понуру з глинистих матеріалів можна надати наступних розмірів (рис. 19, а):

- мінімальна товщина понуру в верховій частині [2]  $t_{\min} = 0,5 \dots 0,75$  м;
- в примиканні до греблі 1,0...2,0 м;
- коефіцієнти закладання будівельних укосів  $m_1$  і  $m_2$  призначають у відповідності до властивостей ґрунтів основи;

– товщину понуру в проміжних вертикальних перерізах можна призначати за залежністю:

$$t \geq \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) h_n, \quad (62)$$

де  $h_n$  – втрата напору від початку підземного контуру до вертикального перерізу, що розглядається.

Шов (або його частина) спряження глинистого понуру і тіла греблі роблять зазвичай похилим для того, щоб він не розкривався при осіданні понуру і греблі. У відповідальних випадках цей шов спеціально ущільнюється (рис. 19, б).

Аналогічно здійснюється спряження такого понуру зі стінкою верхового відкритку берегового стояну.

Довжина понуру приймається в межах  $l_{\text{пон}} = (1,0 \dots 3,0) z_{\text{max}}$ .

Зверху водонепроникний матеріал понуру прикривається захисним шаром з будь-якого місцевого ґрунту товщиною не менше глибини промерзання для запобігання утворення тріщин глинистого матеріалу в період до затоплення понуру та можливих пошкоджень в період експлуатації. Зверху захисного шару відсипається зворотний фільтр товщиною 0,15...0,20 м. Безпосередньо на глинисту частину понуру зворотний фільтр відсипається лише на маловідповідальних греблях. Зверху зворотного фільтра влаштовується кріплення у вигляді або кам'яної мостової (рис. 19, б), або (частіше) у вигляді бетонних збірних або монолітних плит товщиною 0,20...0,50 м (рис. 19, а).

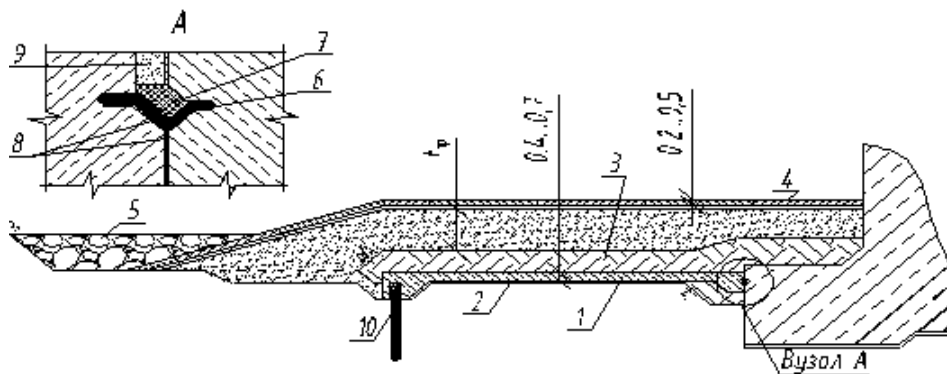


Рисунок 20 – Анкерний понур:

- 1 – анкерний понур; 2 – бетонна підготовка товщиною 5 см; 3 – глина; 4 – бетонні плити розміром 3,0x3,0x0,5 м на гравійній підготовці товщиною 0,15 м;  
5 – захисний ківш; 6 – металевий лист; 7 – асфальтова мастика;  
8 – асфальтові мати; 9 – цементний розчин; 10 – шпунт

### 5.2.1.2 Анкерний понур

Анкерні понури (рис. 20) зазвичай складаються [1] із залізобетонних плит товщиною 0,40...0,70 м, арматура яких з'єднана з арматурою нижньої сітки

фундаментної плити. Для створення гнучкого шва між греблею і понуром в місці їх з'єднання цементний бетон замінюється на армований асфальтобетон. Для забезпечення необхідної водонепроникності понуру залізобетонні плити покривають зверху двома шарами бітумних матів та шаром суглинку або глини. Для привантаження понура та захисту його від пошкоджень зверху відсипається місцевий ґрунт (пісок) товщиною не менше глибини промерзання, по верху якого вкладається захисне кріплення по зворотному фільтру.

Довжину анкерного понуру попередньо можна призначити за аналогією з понуром з глинистих матеріалів. Довжина може бути уточнена на основі фільтраційних та статичних розрахунків. Розміри інших елементів таких понурів в проєкті можна приймати за аналогами побудованих споруд.

### 5.2.2 Шпунти

В якості вертикальних протифільтраційних пристроїв в проєкті рекомендується використовувати плоскі сталеві шпунти: верховий (корольовий) шпунт та низовий (водобійний). У випадку анкерного понуру застосовується також верховий понурний шпунт (або зуб).

В першому наближенні довжина понурного шпунта може бути прийнята від 2,0...3,0 м до  $0,5z_{\max}$ , корольового – в межах  $(0,5...1,5)z_{\max}$ . Менші значення коефіцієнтів відповідають глинистим і суглинистим основам та високим греблям. Віддаль між шпунтовими рядами повинна бути не менше 0,75 їх сумарної довжини.

З'єднання шпунта з фундаментом греблі виконується шляхом влаштування спеціальних гідроізоляційних шпонок [2], розміщених в бетоні фундаменту (рис. 21).

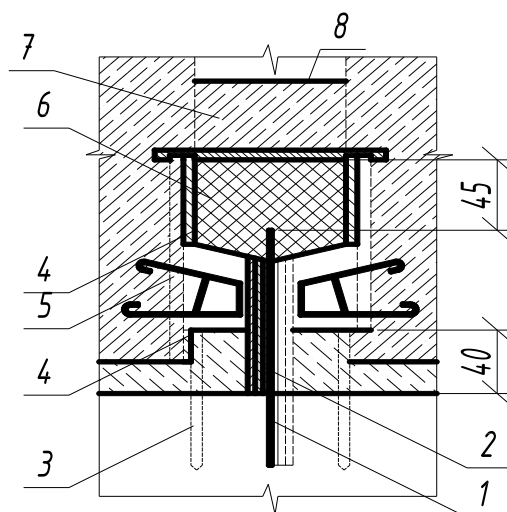


Рисунок 21 – З'єднання шпунта з фундаментною плитою за допомогою шпонки:

- 1 – шпунт; 2 – войлок; 3 – кілки з дошок; 4 – дошки; 5 – стійки через 1 м;
- 6 – бітумно-мінеральна суміш; 7 – резервні колодязі через 4 м;
- 8 – рівень суміші в колодязі

### 5.2.3 Бетонні зуб'я

Бетонні зуб'я при наявності шпунтових рядів робляться неглибокими –  $\leq 2,0 \dots 3,0$  м, шириною по низу –  $\geq 3,0$  м. Коефіцієнти закладання будівельних укосів можуть бути прийняті  $m = 1,0$ .

### 5.2.4 Дренаж основи

Під тілом греблі у більшості випадків доцільно влаштовувати горизонтальний дренаж, оскільки в цьому випадку фільтраційний тиск на тіло греблі практично повністю знімається. Кількість шарів та крупність фракцій такого дренажу підбираються в залежності від типу ґрунту основи і його гранулометричного складу. Для гребель на ґрунтах, що легко вимиваються, дренажі влаштовуються трьохшаровими. Загальна товщина всіх шарів такого дренажного фільтру приймається в межах  $0,8 \dots 1,0$  м.

Відвід води із горизонтального дренажу під тілом греблі здійснюється через систему труб в низовому зубі греблі з виведенням її в дренаж під водобійною плитою, або через систему труб в тілі бетонної греблі з виведенням їх нижче мінімального рівня води нижнього б'єфу (рис. 20). При цьому вихідні отвори таких труб розташовують в низових оголовках бичків та стоянах.

## 5.3 Пристрої нижнього б'єфу

Тип гасителя енергії на водобіі вказується в завданні, а їх розміри і розташування встановлюються гідравлічними розрахунками. Цими ж розрахунками встановлюються тип та протяжність окремих частин кріплення нижнього б'єфу.

Попередньо товщина водобою може бути визначена за залежністю:

$$\delta_e \geq \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{12} \right) l_e, \quad (63)$$

де  $l_e$  – довжина водобою, може бути прийнята  $l_e = 5(h_2 - h_1)$ ,

$h_2, h_1$  – спряжені глибини гідравлічного стрибка.

Остаточна товщина водобійних плит обґрунтовується статичним розрахунком.

Плити водобою відокремлюються деформаційними швами від тіла греблі по ширині водобою. В напрямку течії вони робляться зазвичай цільними, але в деяких випадках (при значній довжині водобою) можуть розділятися на дві частини. Зазвичай вони розрізаються швами по продовженням осей бичків. При відстані між цими швами більше 15–20 м влаштовуються додаткові поздовжні шви водобою по осях прольотів греблі.

Всі вказані шви не ущільнюються, вони водопроникні.

Під водобійною плитою влаштовується дренаж, захищений зворотним фільтром (одно- або двохшаровим). Відвід води з дренажу можна здійснювати:

– через фільтраційні (розвантажувальні) отвори в водобійній плиті, які також знижують небажаний дефіцит тиску під нею;

– в горизонтальному напрямку в область водопроникної рисберми.

Влаштування розвантажувальних колодязів є небажаним лише у випадку дрібнопіщаних основ, коли є небезпека винесення через них часток основи в результаті ежекційного впливу поверхневого потоку.

Товщина дренажного шару під плитами водобою може складати, наприклад, на початку 0,7...0,9 м, в кінці – 0,4...0,6 м. Розвантажувальні отвори роблять розміром від 0,25 × 0,25 м до 1,0 × 1,0 м та заповнюють їх кам'яним матеріалом, зверху перекривають металічними решітками. Ці отвори розташовуються в шаховому порядку через 5...10 м в ряду один від одного. Ряди отворів розташовують не менше, ніж через 5 м. При цьому площа розвантажувальних отворів повинна складати не менше 1,5 % від площі всього кріплення. На початку водобійної плити, наприклад, на першій третині її довжини, де ежекція потоку може бути особливо великою, розвантажувальні колодязі розташовувати не рекомендується.

Жорстка частина рисберми найчастіше виконується з бетонних та армобетонних плит. На початковій ділянці рисберми товщину плит приймають до 1,0...2,5 м, на кінцевій – 0,5...0,8 м і більше. Зміна товщини плит по довжині рисберми відбувається уступами. Плити виконують квадратними або прямокутними в плані довжиною від 2 до 20 м. При заданих планових розмірах плити її товщину  $d_n$  можна орієнтовно визначати з умов:

$$\text{для неармованих плит } d_n \geq \left(\frac{1}{6} \dots \frac{1}{7}\right) l_n, \quad (64)$$

$$\text{для армованих плит } d_n \geq \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{10}\right) l_n, \quad (65)$$

де  $l_n$  – довжина плити в напрямку течії.

Поздовжні шви між плитами рекомендується влаштовувати «вперев'язку». Якщо плити є прямокутними, їх необхідно вкладати довгою стороною вздовж течії. Під плитами вкладається двох або трьохшаровий зворотний фільтр товщиною 0,4...0,6 м. На поверхню зворотного фільтра при бетонуванні плит на місці вкладають шар жорсткої бетонної суміші у якості підготовки товщиною 0,10...0,15 м.

В плитах рисберми, як і на водобої, влаштовують розвантажувальні отвори у відповідності до вищенаведених рекомендацій для водобійних плит. Прикладом сучасного типу кріплення дна в нижньому б'єфі може бути наступне кріплення (рис. 22) [1].

З метою зменшення питомих витрат в кінці кріплення дна в нижньому б'єфі русло рекомендується розширювати в плані під кутом  $\beta$ , величина якого приймається з наступної умови:

$$\operatorname{tg} \beta \leq \frac{1}{8} \dots \frac{1}{10}. \quad (66)$$

Розміри ковшового кінцевого кріплення рисберми встановлюються розрахунком.

В межах водобоя і рисберми виконується кріплення берегів. Вздовж водобоя берег зазвичай укріплюється вертикальною підпірною стінкою низового відкрилку берегового стояну, вздовж рисберми – вертикальним або укісним кріпленням з того ж матеріалу, що і рисберма.

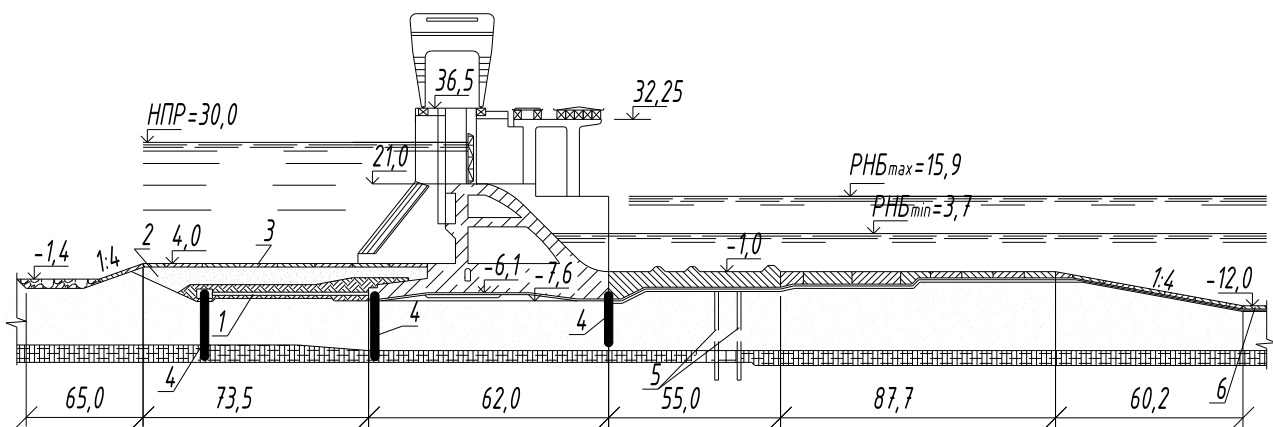


Рисунок 22 – Гребля. Поперечний переріз:

- 1 – залізобетонний анкерний понур; 2 – піщане привантаження; 3 – покриття бетонними плитами; 4 – сталевий шпунт; 5 – розвантажувальні свердловини; 6 – гнучке залізобетонне покриття

## 5.4 Бики

Форму оголовків биків в плані в курсовому проєкті рекомендується приймати напівциркульною або криволінійною загостреною.

При можливості льодоходу оголовок бика необхідно приймати загостреної форми.

У відповідності до рекомендацій А. Р. Березинського товщини биків приймаються наступними:

при $b_{np} = 10\text{м}$	$d_{\sigma} = (0,20 \dots 0,25)b_{np}$
при $b_{np} = 14\text{м}$	$d_{\sigma} = (0,16 \dots 0,21)b_{np}$
при $b_{np} = 20\text{м}$	$d_{\sigma} = (0,12 \dots 0,16)b_{np}$
при $b_{np} = 30\text{м}$	$d_{\sigma} = (0,10 \dots 0,13)b_{np}$

Тут нижні значення відносяться для напорів  $H < 3,0$  м.

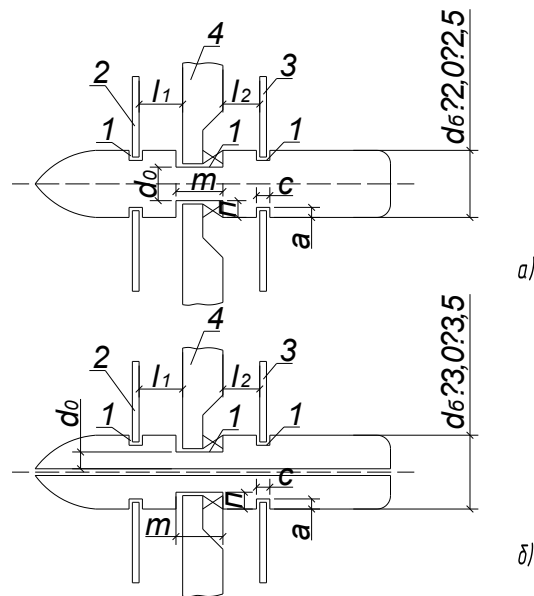


Рисунок 23 – Схема бика в плані при влаштуванні плоского затвора:  
а) нерозрізного; б) розрізного

Товщина здвоєних (розрізних) бичків збільшується приблизно на 30–40 %. Влаштування пазів в биках у випадку плоских затворів здійснюється у загальному випадку так, як показано на рисунку 23. Їх розміри наближено можуть бути прийняті наступними [5]:

$$a \approx c \approx 0,5 \text{ м} ;$$

$$n = \frac{m}{2} \approx 0,7 \dots 2,0 \text{ м};$$

$$m = \left( \frac{1}{7} \dots \frac{1}{10} \right) b_{np} \approx 1,4 \text{ м},$$

Відстані між затворами  $l_1$  і  $l_2$  повинні забезпечувати зручні умови роботи по ремонту робочого затвору. Зазвичай ці розміри призначаються не менше 1,0...1,5 м.

Товщина бика в звуженій частині  $d_0 \geq 1,0 \dots 1,5$  м.

Тоді повна товщина бика  $d_6 = d_0 + 2n \approx 2,0 \dots 6,0$  м.

Сегментні затвори не потребують влаштування пазів в биках і їх товщина може бути зменшена до 1,5...2,0 м.

Відмітка гребня бика і його форма збоку визначаються розташуванням транзитних і службових мостів. В курсовому проєкті перевищення гребнів биків та земляної греблі над ФПР необхідно приймати:

- для класу капітальності СС3 – 1,5 м;
- для класів капітальності СС2-1 – СС1 – 1,0 м;

$$\downarrow \Gamma_{\text{бика}} = \downarrow \Gamma_{\text{земл.}} = \downarrow \text{ФПР} + (1,0 \dots 1,5) \text{ м}$$

При зведенні греблі методом гребінки в биках з боку верхнього б'єфу необхідно також влаштовувати пази для будівельних затворів, які рекомендується виконувати як продовження пазів ремонтних затворів (рис. 22 і рис. 23). Якщо виникає необхідність огорожування гребінки також і зі сторони нижнього б'єфу, то на низових ділянках биків також влаштовуються пази для будівельних затворів.

Для скорочення термінів будівництва бики і стояни бетонуються зазвичай з використанням плит-оболонок або армоплит, які виконують функції опалубки, що в курсовому проєкті необхідно відобразити на кресленнях биків та стоянів відповідними шриховками.

### **5.5 Оглядові галереї та дренаж тіла греблі**

Розміри оглядових галерей встановлюються у відповідності до їх призначення (контроль, цементация, відвід фільтраційних вод, транспортне використання, комунікації). При необхідності виконання робіт в галереї (бурових і т. п.) вони повинні мати ширину 2,5 м і висоту 3,0...3,5 м. Розміри галерей при відсутності виконання в них робіт призначаються: ширина –  $\geq 1,2$  м, висота  $\geq 2,0$  м.

Галереї, що розташовуються нижче рівня води нижнього б'єфу, повинні забезпечуватись примусовою відкачкою води. Відкачку води рекомендується проводити за допомогою ежекторів, що живляться водою з верхнього б'єфа (рис. 22).

Дренаж тіла греблі суцільного профілю включає ряд вертикальних дрен, що розташовуються на відстані 2,0...4,0 м від напірної грані. Дрени мають діаметр 15...20 см та розташовуються в ряду через 2,0...3,0 м. Вони виконуються із збірних блоків пористого бетону і інших конструкцій, що забезпечують безперешкодний відвід фільтраційної води з тіла греблі.

### **5.6 Шви греблі і їх ущільнення**

Греблі напором більше 5...10 м на нескільних основах як правило складаються з секцій, в яких водозлив та бички об'єднані в одну конструкцію на спільній фундаментній плиті.

В залежності від якості та однорідності основи розрізка греблі по бичках може призначатися через один (рис. 24, а), два – (рис. 24, б), три (рис. 24, в) прольоти. Віддаль між наскрізними швами може бути до 40...50 м, іноді і більше. В цьому випадку для попередження значних температурних напружень в тілі греблі у бичків влаштовуються шви-надрізи (рис. 24, б, в), які доходять тільки до фундаментної плити.

Ширину шва в бичках біля гребня споруди рекомендується приймати 4...5 см, в межах фундаментної плити – 1,0...1,5 см. Ширина температурних швів-надрізів 1...2 см.

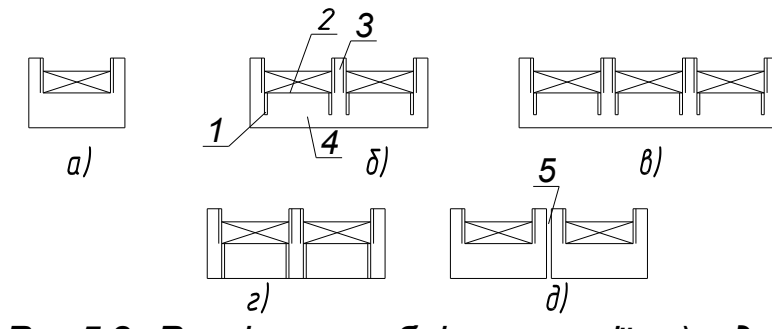


Рисунок 24 – Розрізка греблі на секції:

а) однопрогінна; б) двопрогінна; в) трьохпрогінна;  
г) бики відрізані від водозлива;

1 – шви-надрізи; 2 – поріг водозлива; 3 – бик; 4 – фундаментна плита;  
5 – шви між секціями

Протифільтраційні ущільнення швів в бичках в загальному випадку можуть мати наступні елементи (рис. 25):

- головне горизонтальне ущільнення;
- донне горизонтальне ущільнення;
- контурне ущільнення;
- дренажна шахта;
- головне вертикальне ущільнення;
- контурне ущільнення оглядових галерей.

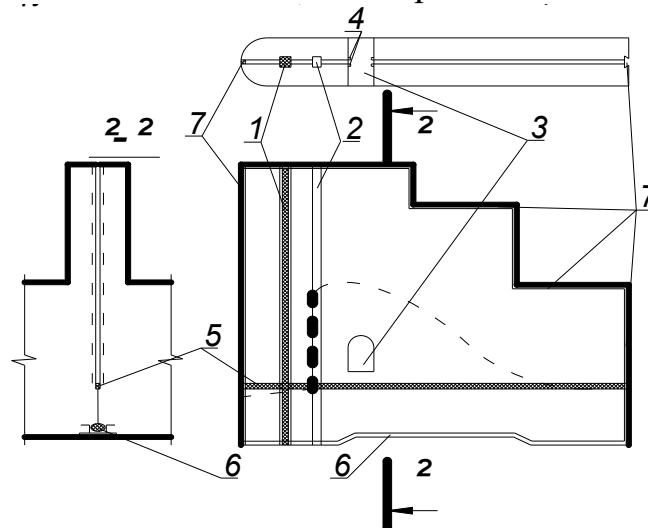


Рисунок 25 – Влаштування шва в бичку водозливної греблі:

1 – головне вертикальне ущільнення; 2 – дренажна шахта; 3 – оглядова галерея;  
4 – контурне ущільнення оглядової галереї; 5 – головне горизонтальне ущільнення;  
6 – донне горизонтальне ущільнення; 7 – контурне ущільнення

Контурні ущільнення можуть бути зовнішніми і внутрішніми. Зовнішні влаштовують для недопущення проникнення в шов напірних ґрунтових вод, сміття, криги. Внутрішні захищають галереї від затоплення водою.

## 5.7 Спряжуючі споруди

Спряжуючі споруди влаштовуються в місцях примикання греблі до інших споруд гідровузла.

Спряження з будівлею ГЕС (рис. 26) виконується за допомогою роздільних стінок (роздільних стоянів), які виступають в бік верхнього б'єфа на довжину не більше довжини понуру, та не менше, ніж на довжину водобою, в бік нижнього б'єфа, а іноді – і на довжину рисберми.

Роздільна стінка є по конструкції напівбоком. Верхня грань стінки повинна бути вище рівня води не менше, ніж на 1,0...1,5 м.

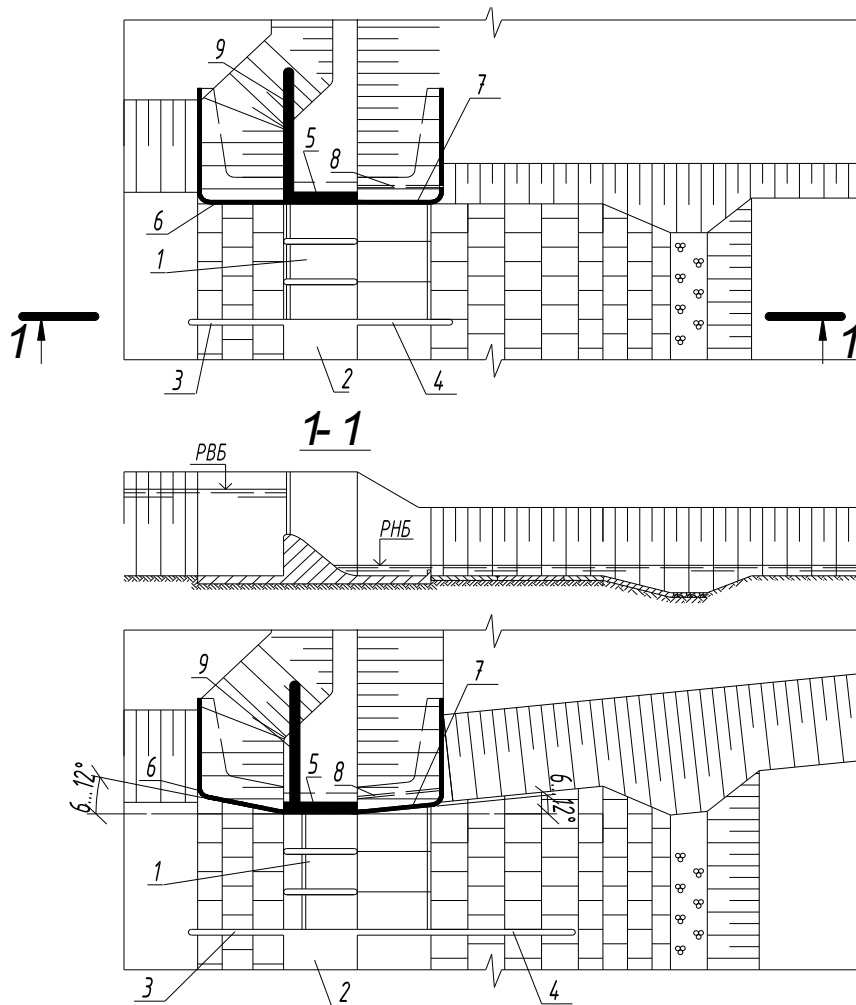


Рисунок 26 – Приклади компоновки спряжуючих споруд:

- 1 – водозливна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – верхова роздільна стінка;
- 4 – низова роздільна стінка; 5 – стоян; 6 – верховий спряжуючий відкриток;
- 7 – низовий спряжуючий відкриток; 8 – дренаж за стояном;
- 9 – протифільтраційна діафрагма (шпора)

Спряження водозливної греблі із земляною або берегом виконується за допомогою берегових стоянів і відкритків, що мають форму підпірних стінок.

В греблях на нескельних основах стоян і водозливна частина греблі зазвичай об'єднуються в єдину докову конструкцію.

Частина земляної греблі або берега, що примикає до водозливної греблі, виконується у вигляді поширеного майданчика (монтажного), щоб забезпечити зручні умови для монтажу кранів і затворів, виїзд кранів з греблі, виконання ремонту затворів і розміщення затворосховищ (рис. 26). Довжина цього майданчика дорівнює  $(1,5 \dots 2,5)b_{np}$  довжини водозливних отворів.

Довжина верхових спряжуючих відкритків зазвичай дорівнює довжині понура. В тому випадку, якщо цієї довжини недостатньо для плавного підводу річкового потоку до греблі, влаштовуються спеціальні струмененапрямні дамби. Необхідність в них та їх розміри встановлюються лабораторними дослідженнями.

В вертикальній площині спряжуючі відкритки влаштовують в більшості випадків постійної висоти з відміткою гребня, що дорівнює відмітці гребня стояну. Рідше їх роблять пірнаючими із змінною висотою гребня відкритка у відповідності до верхового укусу глухої греблі або берега.

В плані верхові і низові відкритки роблять або в одній площині із стояном або під кутом  $6 \dots 12^\circ$ , що зменшує питомі витрати води і розмив дна в кінці рисберми.

Низова спряжуюча стінка у більшості випадків виконується в плані у вигляді прямого або тупого кута. Вниз за течією її довжина може відповідати довжині водобою або доходити до кінця рисберми на відповідальних об'єктах. Якщо цього недостатньо для плавного розтікання потоку і захисту від розмиву земляної греблі, влаштовуються спеціальні струмененапрямні дамби, розміри і окреслення яких встановлюються лабораторними дослідженнями. Гребінь низового відкритка поступово опускається вниз за течією у відповідності до укусу земляної греблі або планування берегів та зазвичай не затоплюється водою нижнього б'єфу.

Для перешкодження місцевого фільтраційного випару в низовій частині стояну тут влаштовується відповідний дренаж, захищений зворотним фільтром (рис. 26). Він повинен бути продовженням дренажу земляної греблі.

В деяких випадках влаштовують додатково протифільтраційні шпори або діафрагми (рис. 26), які необхідно розташовувати не нижче лінії затворів греблі (за течією). Довжина діафрагми та місцеположення дренажу встановлюються розрахунком фільтраційної міцності засипки пазух стояну.

Діафрагми можуть мати вигляд бетонної або залізобетонної стінки, ядра з суглинистого ґрунту, пальового шпунтового ряду. В останньому випадку, якщо під греблею є шпунт, то його спряжують із шпунтом діафрагми. З'єднання греблі з такою діафрагмою виконується гнучкою шпонкою (рис. 27).

Підпірні стінки спряжуючих відкритків складаються зазвичай з секцій довжиною від 20 до 40 м різної висоти на окремих фундаментних плитах. Вони виконуються з бетону або залізобетону і є спорудами гравітаційного типу.

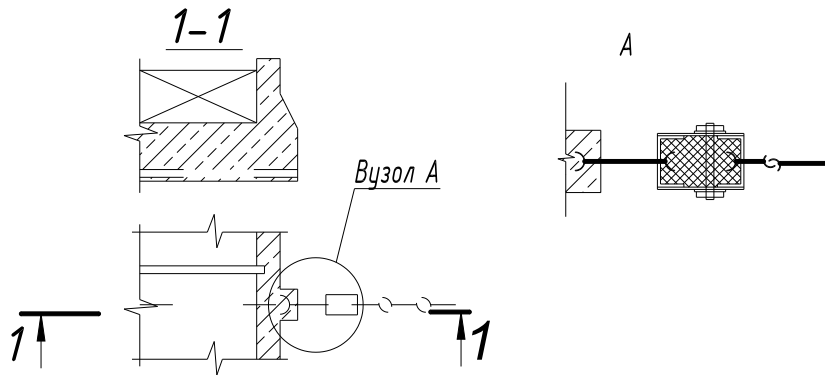


Рисунок 27 – Спряження діафрагми (шпори) із стояном

При незв'язних ґрунтах основи найбільш ефективним є застосування кутникових стінок. Кутникова підпірна стінка (рис. 28) виконується із монолітного залізобетону і складається з вертикальної і горизонтальної плит. Ширину горизонтальної фундаментної плити  $B_n$  попередньо можна прийняти такою, що дорівнює:

$$B_n = (0,5 \div 0,9)H_n, \quad (67)$$

де  $H_n$  – висота стінки.

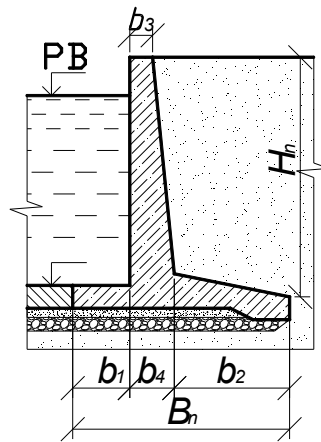


Рисунок 28 – Переріз підпірної стінки спряжуючих споруд

Довжину передньої консольної частини фундаментної плити призначають в межах:

$$b_1 = (0,25 \div 0,3)B_n, \quad (68)$$

довжину задньої консольної частини:

$$b_2 = (0,7 \div 0,75)B_n, \quad (69)$$

товщину вертикальної плити по низу:

$$b_4 = (0,7 \div 0,75)B_n, \quad (70)$$

товщину вертикальної плити по верху:

$$b_3 = (0,4 \div 0,5)b_4. \quad (71)$$

Товщина горизонтальної плити в місці спряження з вертикальною дорівнює товщині останньої по низу  $b_4$ , по краях – дещо менше.

## 6 Фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі

### 6.1 Загальні положення

В задачі фільтраційного розрахунку підземного контуру входять:

1. Перевірка розмірів підземного контуру за умовами фільтраційної міцності основи.
2. Визначення сил фільтраційного і зважуючого тисків (протитиску).
3. Перевірка місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи в місцях виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф.

В курсовому проєкті:

- при визначенні *сил фільтраційного протитиску* розглядається *основний розрахунковий випадок* пропуску максимальної розрахункової витрати  $Q_{\max}^{осн}$  при НПР в умовах плоскої задачі. При цьому розглядається 1 п. м. довжини греблі;
- при перевірці *фільтраційної міцності основи* розглядається *експлуатаційний випадок*, що відповідає нормальним умовам експлуатації (рівень води у верхньому б'єфі – НПР, в нижньому – меженний).

Фільтраційний розрахунок виконується за методом коефіцієнтів опору Чугуєва Р. Р. [5].

Розрахунок починають з розробки *розрахункової схеми підземного контуру*, яка отримується із дійсної схеми підземного контуру шляхом виключення дрібних деталей (таких, як дрібні зуб'я), що суттєво не впливають на результати розрахунку. Бетонні зуб'я умовно замінюються водонепроникними шпунтами тієї ж глибини.

*Заглиблення фундаменту* греблі в ґрунт встановлюється з урахуванням впливу фільтраційного потоку. Заглиблення низового зуба (або зуба і шпунта, якщо він влаштовується) в основу відносно поверхні водобою може бути знайдено за формулою:

$$d_e = \delta_e + t_{dp} + S_{вих}, \quad (72)$$

де  $\delta_e$  – товщина плити водобою;

$t_{др}$  – товщина дренажу під водобоем (рис. 29);

$S_{вих}$  – заглиблення низового зуба та шпунта відносно початку дренажу.

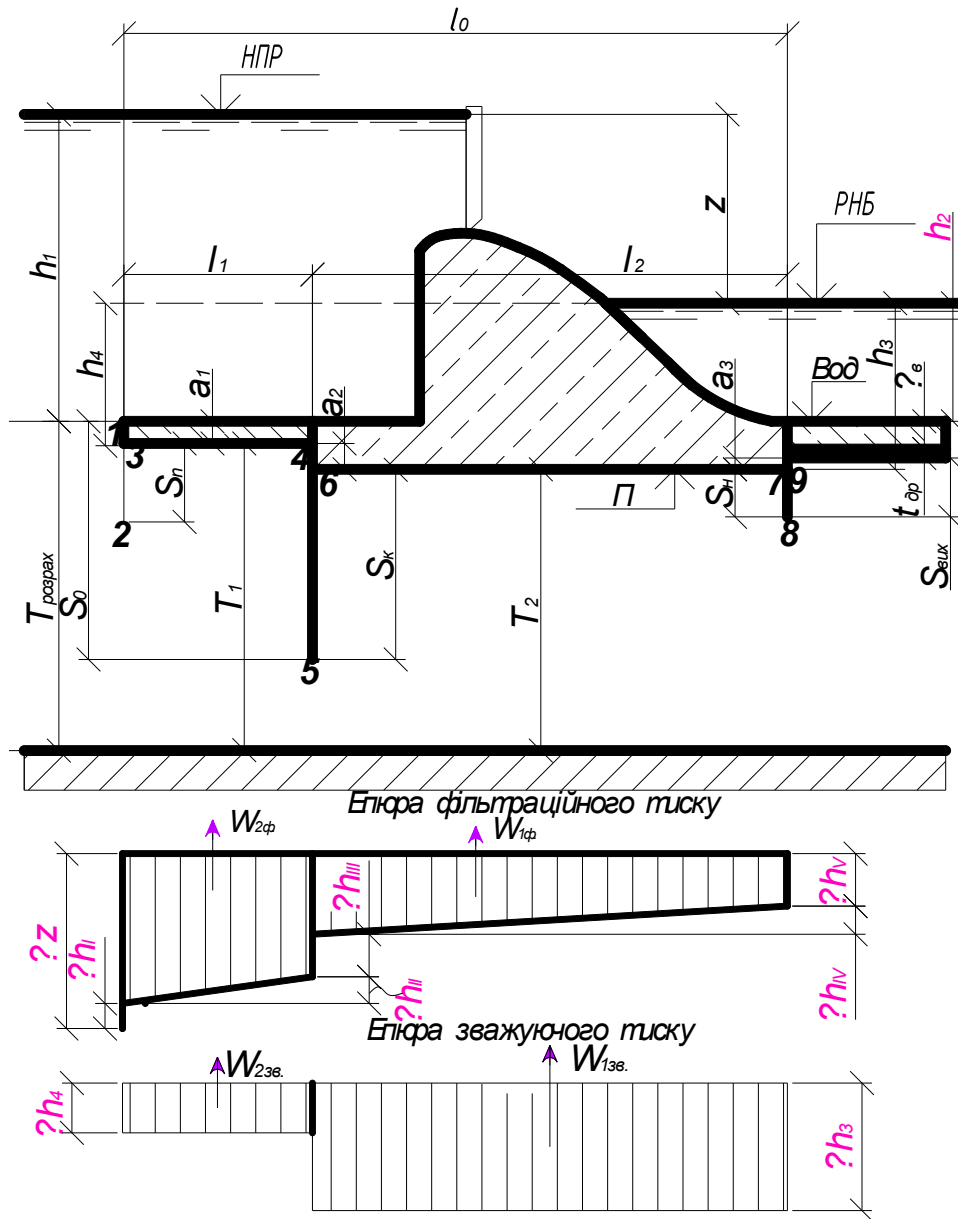


Рисунок 29 – Схема до фільтраційного розрахунку

Заглиблення низового зуба за умовами зменшення вихідних швидкостей фільтраційного потоку може бути визначено за формулою:

$$S_{вих} = (0,05 \div 0,1)T \leq (0,05 \div 0,1)l_0, \quad (73)$$

де  $T$  – заглиблення розрахункового водопору під дно ВБ;

$l_0$  – горизонтальна проекція підземного контуру.

При відомих довжинах низового шпунта та низового зуба встановлюються всі відмітки підосви греблі.

Відмітка підосви греблі з урахуванням затоплення гідравлічного стрибка і впливу фільтраційного потоку:

$$\downarrow \Pi = \downarrow \text{Вод} - d_g + S_n, \quad (74)$$

де  $S_n$  – довжина низового шпунта.

При влаштуванні плоского дренажу під тілом греблі розрахунковий підземний контур закінчується на початку дренажу (і у відповідності до цього призначається його розрахункова схема).

## 6.2 Встановлення положення розрахункового водоупору

У відповідності до методу коефіцієнтів опору встановлюється розрахункове положення водоупору, яке в загальному випадку може не співпадати з положенням дійсного водоупору і є різним при вирішенні конкретних задач розрахунку.

Приклад розрахункової схеми при рівності відміток верхнього і нижнього б'єфів наведено на рисунку 29.

Розрахункова глибина залягання водоупору, що характеризується поняттям активної зони фільтрації, визначається:

– при визначенні фільтраційного протитиску і контролюючого градієнту напору  $T = T'_{ak}$ ;

– при визначенні вихідного градієнту  $T = T''_{ak}$ .

Дані величини визначаються в залежності від типу схеми підземного контуру (розпластана, проміжна, заглиблена, дуже заглиблена) за формулами з таблиці 7. Тип схеми визначається за співвідношенням  $l_0 / S_0$  ( $l_0$ ,  $S_0$  – горизонтальна і вертикальна проекції підземного контуру).

Таблиця 7 – Визначення розрахункових значень  $T'_{ak}$  та  $T''_{ak}$

Схема підземного контуру	$l_0 / S_0$	$T'_{ak}$	$T''_{ak}$
Розпластана	$\geq 5$	$0,5l_0$	$2T'_{ak}$
Проміжна	$3,4 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 5$	$2,5S_0$	
Заглиблена	$1 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 3,4$	$0,8S_0 + 0,5l_0$	
Дуже заглиблена	$0 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 1$	$S_0 + 0,3l_0$	

Розрахункове значення  $T_{\text{розрах}}$  приймається в залежності від дійсного залягання водоупору  $T_{\delta}$ :

$$\text{– при } T_{\delta} < T'_{\text{ак}}, T''_{\text{ак}} \quad T'_{\text{розрах}}, T''_{\text{розрах}} = T_{\delta}; \quad (75)$$

$$\text{– при } T_{\delta} > T'_{\text{ак}}, T''_{\text{ак}} \quad T'_{\text{розрах}} = T'_{\text{ак}}, T''_{\text{розрах}} = T''_{\text{ак}}. \quad (76)$$

### 6.3 Визначення числових значень коефіцієнтів опору

У відповідності до розрахункової схеми (рис. 29) у підземному контурі можуть бути виділені наступні елементи:

1. вертикальні елементи:

– при наявності шпунтів: вхідний 1–2, 2–3, і вихідний 7–8, 8–9 (коефіцієнт опору  $\xi_{\text{вх}}$ );

– внутрішній шпунт – 4–5, 5–6, або (при відсутності шпунта) – внутрішній уступ 4–6 (коефіцієнт опору  $\xi_{\text{унт}}$ ).

– при відсутності шпунтів: вхідний 1–3 і вихідний 7–9 (коефіцієнт опору  $\xi_{\text{вих}}$ )

2. горизонтальні елементи 3–4, 6–7. Для них коефіцієнт опору  $\xi_{\text{гор}}$ .

Значення коефіцієнтів опору знаходяться за формулами:

1. Коефіцієнти опору на вході, виході:

– при наявності вхідного і вихідного шпунтів:

$$\xi_{\text{вх}} = \xi_{\text{вих}} = \xi_{\text{унт}} + 0,44, \quad (77)$$

де

$$\xi_{\text{унт}} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \frac{S}{T_2}}{1 - 0,75 \frac{S}{T_2}}, \quad (78)$$

$T_1, T_2$  – глибина залягання розрахункового водоупору зліва і справа від шпунта чи уступу, що розглядається (завжди приймається  $T_1 \geq T_2$ ).

$S$  – довжина шпунта;

$$a = T_1 - T_2. \quad (79)$$

– При відсутності шпунта ( $S = 0$ ):

$$\xi_{\text{вх}} = \xi_{\text{вих}} = \frac{a}{T_1} + 0,44. \quad (80)$$

– При відсутності уступу і шпунта ( $S = 0, a = 0$ ):

$$\xi_{\text{вх}} = \xi_{\text{вих}} = 0,44. \quad (81)$$

2. Для визначення коефіцієнту опору внутрішнього шпунта використовується формула (78).

3. Для горизонтальних елементів довжиною  $l \geq 0,5(S_1 + S_2)$  коефіцієнт опору знаходиться за формулою:

$$\xi_{гор} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{T}, \quad (82)$$

де  $S_1, S_2$  – розміри шпунтів, розташованих зліва і справа від горизонтального елемента.

Якщо шпунт суміщується з зубом чи уступом, то вони також включаються в довжину шпунта.

#### 6.4 Фільтраційні розрахунки за методом коефіцієнтів опору

Прийняті розміри підземного контуру греблі необхідно перевірити за умовами загальної і місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи.

*Загальна фільтраційна міцність основи забезпечується, якщо:*

$$I_k \leq (I_k)_{дон}, \quad (83)$$

де  $I_k, (I_k)_{дон}$  – контролюючий градієнт напору фільтраційного потоку і його допустиме значення.

У випадку звичайної схеми підземного контуру, коли  $l_0 \geq S_0$ :

$$I_k = \frac{z}{T'_{розрах}} \sum \zeta', \quad (84)$$

де  $\sum \zeta'$  – сума коефіцієнтів опору при  $T'_{розрах}$ :

$$\sum \zeta' = \zeta_{вх} + \zeta_{гор}^1 + \zeta_{ун} + \zeta_{гор}^2 + \zeta_{вих}. \quad (85)$$

При розпластаній схемі підземного контуру:

$$I_k \cong I_{г.к.}, \quad (86)$$

де  $I_{г.к.}$  – похил лінії епюри фільтраційного тиску на горизонтальній ділянці підземного контуру.

Згідно [11] допустиме значення контролюючого градієнту становить:

$$(I_k)_{\text{доп}} = \frac{I_k^{cp}}{K_n}, \quad (87)$$

де  $I_k^{cp}$  – осереднений розрахунковий критичний градієнт напору:

(для глини – 1,2; суглинку – 0,65; пісків крупних – 0,45; пісків середніх – 0,38; пісків дрібних – 0,29).

$K_n$  – коефіцієнт надійності (для класу СС3 – 1,25; СС2-1 – 1,2; СС2-2 – 1,15; СС1 – 1,1).

*Місцева фільтраційна міцність* ґрунту основи забезпечується, якщо виконується наступна умова:

$$I_{\text{вих}} \leq I_{\text{кр}}^M, \quad (88)$$

де  $I_{\text{вих}}$  – максимальний градієнт напору фільтраційного потоку (на виході в нижній б'єф або в дренаж);

$I_{\text{кр}}^M$  – допустиме значення градієнту напору (для несуюфозійних ґрунтів – не більше 0,3; при наявності дренажу – не більше 0,6).

При перевірці місцевої фільтраційної міцності основи на виході в нижній б'єф або дренаж максимальний градієнт напору фільтраційного потоку визначається за формулою:

$$I_{\text{вих}} = \frac{z}{T''_{\text{розрах}} \cdot \alpha \sum \zeta''}, \quad (89)$$

де  $\sum \zeta''$  – сума коефіцієнтів опору при  $T''_{\text{розрах}}$ ;

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[ \frac{\pi}{2} \cdot \left( \frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]}, \quad (90)$$

$S, T_1, T_2$  відносяться до вихідного елементу підземного контуру, можливі варіанти якого показані на рисунку 30.

Формула (89) рекомендується для  $0,7 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,4$ . Методика визначення  $I_{\text{вих}}$

в інших випадках викладена в [5].

Якщо дійсний водоупор розташований на значній глибині (наприклад  $T_0 = \infty$ ), то вихідний градієнт  $I_{\text{вих}}$  необхідно помножити на коефіцієнт запасу 1,1.

Якщо в результаті розрахунків умови загальної і місцевої фільтраційної міцності не задовольняються, розміри і конструкція підземного контуру повинні бути відкориговані.

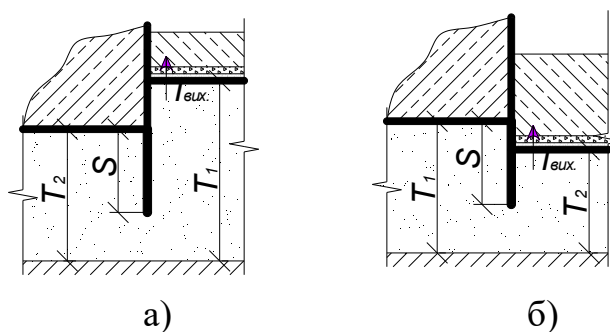


Рисунок 30 – Схеми виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф

Втрати напору при обтіканні елементів підземного контуру визначаються за формулою:

$$h_i = \frac{\zeta_i}{\sum \zeta'} \cdot z, \quad (91)$$

де  $\sum \zeta'$  – сума коефіцієнтів опору при  $T'_{\text{розрах}}$ ;

$$z = h_I + h_{II} + \dots + h_n. \quad (92)$$

По втратах напору фільтраційного потоку на окремих елементах підземного контуру  $h_i$ , будується епюра сили фільтраційного тиску  $W_2$  рисунка 29. Для цього визначаються її ординати по величинах  $\gamma z, \gamma h_I, \gamma h_{II}$  і т. д. Точки епюри з'єднуються відрізками.

Епюра зважуючого тиску  $W_1$  отримується шляхом відкладання від основи епюри ординат  $\gamma h_3, \gamma h_4$ , де  $h_3, h_4$  – глибини занурення характерних точок підосви споруди під розрахунковий рівень води нижнього б'єфу (рис. 29).

При наявності горизонтального дренажу під тілом греблі епюра зважуючого тиску залишається незмінною, а епюра фільтраційного тиску закінчується в створі початку дренажу, який практично знімає фільтраційний тиск.

Питома фільтраційна витрата визначається за формулою:

$$q = \frac{z}{\sum \zeta'''} K, \quad (93)$$

де  $\sum \zeta'''$  – сума коефіцієнтів опору при  $T'''_{\text{розрах}} = T_0$ ;

$K$  – коефіцієнт фільтрації.

У випадку глибокого залягання водоупору ( $T_0 \gg T'_{ak}$ ) витрата за даною формулою може бути знайдена лише наближено.

## 6.5 Приклад фільтраційного розрахунку

Виконати фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі при наступних вихідних даних: різниця напорів  $z = 16,0\text{ м}$ ;  $l_1 = 32\text{ м}$ ,  $l_2 = 40\text{ м}$ ,  $h_2 = 8,5\text{ м}$ ,  $h_3 = 11,5\text{ м}$ ,  $h_4 = 10,0\text{ м}$ . Довжина понурного шпунта  $S_n = 5,0\text{ м}$ , корольового (разом із зубом)  $S_k = 16,0\text{ м}$ . Середня товщина понура  $a_1 = 1,5\text{ м}$ , різниця відміток підосви понуру та греблі  $a_2 = 1,5\text{ м}$ , різниця відміток основи під водобоем та підосви греблі  $a_3 = 2,5\text{ м}$ . Основа складена середніми пісками. Водопор розташований на глибині, прийнятій рівній нескінченності.

Споруда класу СС2-1.

*Розрахунок.* Визначаємо проєкції підземного контуру на горизонтальну і вертикальну площини та їх співвідношення:  $l_0 = l_1 + l_2 = 32 + 40 = 72(\text{м})$ ,  $S_0 = a_1 + a_2 + S_k = 1,5 + 1,5 + 16 = 19(\text{м})$ ;  $l_0 / S_0 = \frac{72}{19} = 3,8$ . Отже, підземний контур відноситься до проміжної схеми (табл. 7), для якої розрахункова глибина залягання водопору складає: для перевірки загальної фільтраційної міцності та визначення повного протитиску  $T'_{\text{розрах}} = T'_{\text{ак}} = 2,5S_0 = 2,5 \cdot 19 = 47,5(\text{м})$ , для визначення вихідного градієнту  $T''_{\text{розрах}} = T''_{\text{ак}} = 2T'_{\text{ак}} = 2 \cdot 47,5 = 95(\text{м})$ .

Для кожного з елементів флютбету при розрахунковому положенні водопору обчислюємо значення коефіцієнтів опору, втрати напору та ординати епюри фільтраційного тиску. Результати розрахунків зводимо в таблицю 8.

Перевіряємо загальну фільтраційну міцність ґрунту основи за формулою (83). Контролюючий градієнт напору визначаємо за формулою (84):

$$I_k = \frac{16}{47,5 \cdot 3,13} = 0,11.$$

Допустиме значення контролюючого градієнту для середніх пісків визначаємо за формулою (87) при  $I_k^{cp} = 0,38$  та  $K_n = 1,2$  для класу СС2-1:

$$(I_k)_{\text{дон}} = \frac{0,38}{1,2} = 0,32.$$

Оскільки  $I_k < (I_k)_{\text{дон}}$ , то довжина підземного контуру греблі відповідає умовам загальної фільтраційної міцності основи.

Місцеву фільтраційну міцність ґрунту основи на виході в дренаж під водобоем перевіряємо за формулою (88).

Для цього за формулами (77)–(82) при  $T''_{\text{розрах}} = 95\text{ м}$  визначаємо нові значення коефіцієнтів опору та їх суму, яка в результаті розрахунків (обчислення опускаються) виявилася рівною  $\sum \zeta'' = 2,05$ . Визначаємо коефіцієнт  $\alpha$  за формулою (90):

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[ \frac{3,14}{2} \left( \frac{0}{47} - \frac{44,5}{47} + 1 \right) \right]} = 0,29.$$

Величину вихідного градієнта напору визначаємо за формулою (89), приймаючи коефіцієнт запасу рівним 1,1 (оскільки дійсний водоупор розташований на значній глибині ( $T_0 = \infty$ )).

Таблиця 8 – Результати розрахунків кожного з елементів флютбету

Елемент	Формула	Чисельне значення	Втрата напору на елементі, м	Ординати епюри $W_\phi$ , кПа
1) ВХІД $a_1 = 1,5 м$ ; $S_n = 5 м$ ; $T_1 = 47,5 м$ ; $T_2 = 47,5 - 1,5 = 46 м$ .	(77) (78)	$\xi'_{ун} = \frac{1,5}{47,5} + 1,5 \frac{5}{46} + \frac{0,5 \frac{5}{46}}{1 - 0,75 \frac{5}{46}} = 0,24$  $\xi_{ex} = 0,24 + 0,44 = 0,68$	$h_I = \frac{0,68}{3,26} \cdot 16 = 3,34$	$\gamma h_I = 9,81 \cdot 3,34 = 32,8$
2) I-й горизонтальний елемент $l_1 = 32 м$ , $S_1 = 5 м$ , $S_2 = S_k + a_2 = 16 + 1,5 = 17,5 м$ , $T_2 = 46 м$	(82)	$\xi'_{гор} = \frac{32 - 0,5(5 + 17,5)}{46} = 0,45$	$h_{II} = \frac{0,45}{3,26} \cdot 16 = 2,21$	$\gamma h_{II} = 9,81 \cdot 2,21 = 21,7$
3) корольовий шпунт $a_2 = 1,5 м$ , $S_k = 16 м$ , $T_1 = 46 м$ , $T_2 = 44,5 м$	(78)	$\xi''_{ун} = \frac{1,5}{46} + 1,5 \frac{16}{44,5} + \frac{0,5 \frac{16}{44,5}}{1 - 0,75 \frac{16}{44,5}} = 0,82$	$h_{III} = \frac{0,82}{3,26} \cdot 16 = 4,02$	$\lambda h_{III} = 9,81 \cdot 4,02 = 39,4$
4) II-й горизонтальний елемент $l_2 = 40 м$ , $S_1 = 16 м$ , $S_2 = 0$ , $T = 44,5 м$	(82)	$\xi'_{гор} = \frac{40 - 0,5 \cdot (16 + 0)}{44,5} = 0,69$	$h_{IV} = \frac{0,69}{3,26} \cdot 16 = 3,39$	$\gamma h_{IV} = 9,81 \cdot 3,39 = 33,3$
5) ВИХІД $a_3 = 2,5 м$ , $S_3 = 3 м$ , $T_1 = 47 м$ , $T_2 = 44,5 м$	(80)	$\xi''_{ун} = \frac{2,5}{47} + 1,5 \frac{3}{44,5} + \frac{0,5 \frac{3}{44,5}}{1 - 0,75 \frac{3}{44,5}} = 0,18$  $\xi_{вих} = 0,18 + 0,44 = 0,62$	$h_V = \frac{0,62}{3,26} \cdot 16 = 3,04$	$\gamma h_V = 9,81 \cdot 3,04 = 29,8$
		$\sum \xi' = 3,26$	$\sum h_i = 16 м$	

Величину вихідного градієнта напору визначаємо за формулою (89), приймаючи коефіцієнт запасу рівним 1,1 (оскільки дійсний водоупор розташований на значній глибині ( $T_0 = \infty$ )):

$$I_{вих} = 1,1 \cdot \frac{16}{47 \cdot 0,29 \cdot 2,05} = 0,63$$

Допустиме значення місцевого градієнту напору при наявності дренажу  $I_{кр}^M \leq 0,6$ . Оскільки  $I_{вих} < I_{кр}^M$ , то місцева фільтраційна міцність основи забезпечується.

Для побудови епюри зважуючого тиску  $W_{ze}$  визначаються наступні величини:

$$\begin{aligned}\gamma h_3 &= 9,81 \cdot 11,5 = 112,8 (\text{кПа}), \\ \gamma h_4 &= 9,81 \cdot 10 = 98,1 (\text{кПа}).\end{aligned}$$

## 7 Статичний розрахунок

### 7.1 Визначення розрахункових навантажень на греблю

В курсовому проєкті діючі навантаження приймаються при основному їх поєднанні [13], коли в верхньому б'єфі має місце нормальний підпірний рівень води.

При розрахунках гребель на основні поєднання навантажень враховуються навантаження:

- власна вага споруди;
- сили гідростатичного і фільтраційного тисків води;
- сили хвильового тиску;
- сили тиску наносів і ґрунту основи;
- вага затворів, підйомних механізмів, службових і транспортних мостів.

Статичний розрахунок виконується для секції греблі, тому навантаження приймаються діючими на всю секцію греблі. Розрахункова схема для визначення діючих навантажень представлена на рисунку 7.1.

*Власна вага* визначається на основі відомих розмірів споруди і питомої ваги матеріалу за формулою:

$$G = \gamma_1 \cdot V, \quad (94)$$

де  $\gamma_1$  – питома вага матеріалу; (для бетону  $\gamma_1 = 23,5 \text{кН} / \text{м}^3$ ; для залізобетону  $\gamma_1 = 24,5 \text{кН} / \text{м}^3$ );

$V = S \cdot z_c$  – об'єм елемента споруди,  $\text{м}^3$ ;

$z_c$  – довжина секції греблі

$$z_c = n_1 \cdot b_{np} + (n_1 - 1) \cdot d_{\sigma};$$

$n_1$  – кількість водозливних отворів (прогонів) в секції греблі;

$S$  – площа поперечного перерізу елемента споруди,  $\text{м}^2$ .

Навантаження від власної ваги визначається за найпростішими геометричними фігурами, на які розбивається профіль споруди, і прикладається в їх центрі ваги.

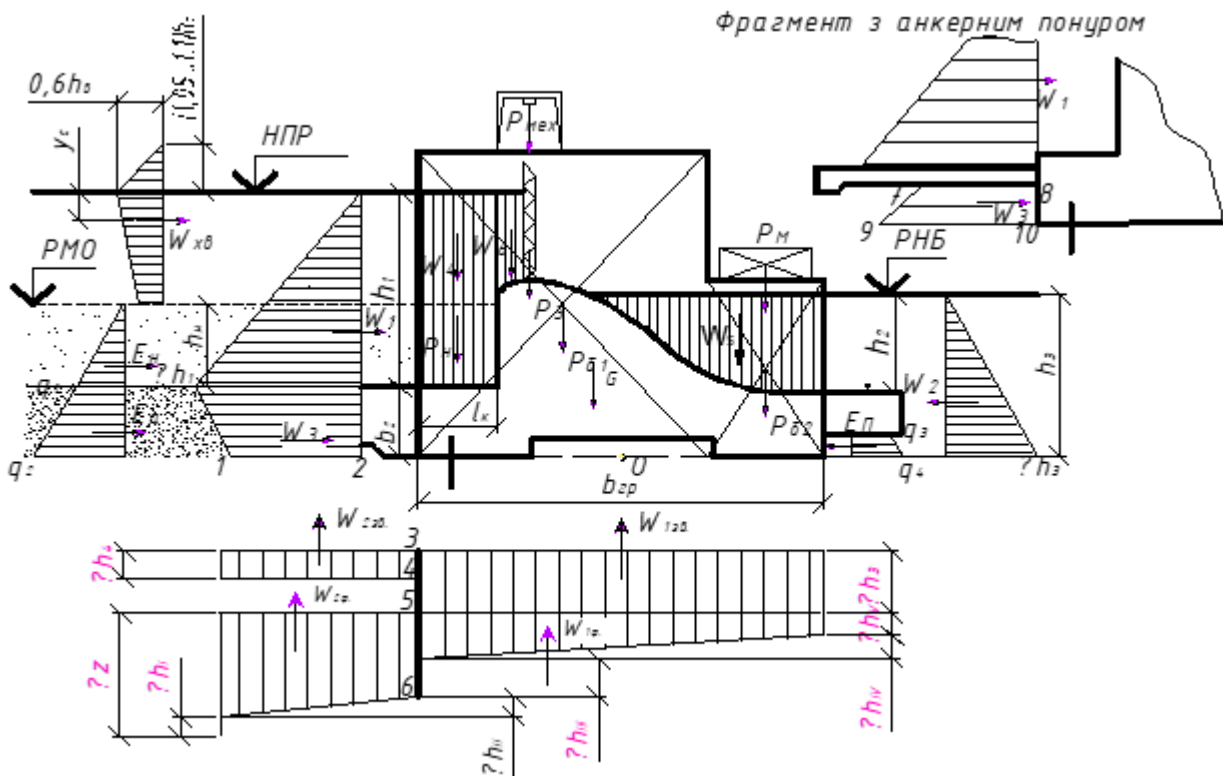


Рисунок 31 – Схема до розрахунку стійкості

Сили фільтраційного та зважуючого тисків на підземний контур греблі визначаються як добуток площ відповідних епюр на довжину секції греблі  $z_c$ . Епюри побудовано в п. 6.4. При цьому окремо розглядаються сили фільтраційного і зважуючого тисків  $W_{1ф}, W_{1зв}$ , що діють на підшву греблі, та  $W_{2ф}, W_{2зв}$ , що діють на понур (враховуються у випадку анкерного понуру).

Сили гідростатичного тиску визначаються шляхом їх розкладання на вертикальну і горизонтальну складові. Точки прикладання сил гідростатичного тиску відповідають центрам ваги відповідних епюр.

Горизонтальні складові сил гідростатичного тиску, що діють на секцію споруди, знаходяться як добуток площі епюри на довжину секції  $z_c$ .

Епюри горизонтальних складових сил гідростатичного тиску  $W_1, W_2$ , що діють на греблю відповідно з боку верхнього та нижнього б'єсів, мають форму трикутників з максимальним значенням в основі трикутника з урахуванням водопроникності наносів:

$$p_{max} = \gamma \cdot h, \quad (95)$$

де  $h$  – відповідна глибина води.

Епюра горизонтальної складової сили гідростатичного тиску  $W_3$  з боку верхнього б'єфу на ділянці примикання понуру має форму трапеції:

– у випадку *глинистого понуру*:

нижня ордината епюри (1–2), яка відповідає низовому ребру напірної грані греблі, дорівнює сумі ординат епюр сил зважуючого і фільтраційного тисків в цій самій точці (3–5 та 5–6);

– у випадку анкерного понуру (див. фрагмент з анкерним понуром на рис. 31):

ордината епюри горизонтальної сили гідростатичного тиску (7–8) дорівнює сумі ординат епюр сил зважуючого і фільтраційного тисків в точці верхової грані греблі безпосередньо під понуром (3–4 та 5–6),

ордината (9–10) дорівнює сумі ординат тих самих епюр в точці низового ребра верхової грані греблі (3–5 та 5–6).

*Вертикальні складові* сил гідростатичного тиску в межах секції  $W_4, W_5, W_6$  дорівнюють вазі води в об'ємі тіла тиску, що обмежується гранями греблі, вертикальною площиною, проведеною через крайню їх твірну, і площинами биків (стоянів).

*Сила хвильового тиску* на греблю  $W_{xв}$  при заданих розрахункових значеннях висоти  $h_{xв}$  і довжини  $\lambda$  хвилі для глибоководної зони (при глибині води в верхньому б'єфі  $h_1 > \lambda/2$ ) може бути наближено знайдена за формулою [2]:

$$W_{xв} = 0,5\gamma \cdot h_{xв} \left( \frac{\lambda}{\pi} + \frac{h_0}{2} \right) \cdot z_c, \quad (96)$$

де  $h_0$  – перевищення середньої хвильової лінії над розрахунковими статичним рівнем води:

$$h_0 \cong \frac{\pi h_{xв}^2}{\lambda}. \quad (97)$$

Плече сили  $W_{xв}$  відносно рівня спокійної води верхнього б'єфу в цьому випадку визначається за формулою:

$$y_c \approx \frac{\lambda}{2\pi} - \frac{3}{8} h_{xв}. \quad (98)$$

*Сили тиску наносів і ґрунту.*

*Горизонтальна складова* сили активного тиску наносів і у відповідності до [10] визначається за формулою:

$$E_n = 0,5 \cdot \gamma_{н.зв} \cdot h_n^2 \cdot z_c \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (99)$$

де  $\gamma_{н.зв} \approx 9кН/м^3$  – питома вага наносів у зваженому стані;

$\varphi_n \approx 16^\circ$  – кут внутрішнього тертя наносів,

$h_n$  – товщина шару наносів у верхньому б'єфі.

Епюра цієї сили має форму трикутника з максимальною ординатою в основі, що дорівнює:

$$q_1 = \gamma_{н.зв} \cdot h_n \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right). \quad (100)$$

Сила вертикального тиску наносів дорівнює вазі наносів у зваженому стані в об'ємі тіла тиску і визначається за формулою:

$$P_n = \gamma_{н.зв} \cdot l_k \cdot h_n \cdot n_1 \cdot b_{np}, \quad (101)$$

де  $l_k$  – довжина верхової консолі фундаментної плити.

Сила активного тиску  $E_a$  ґрунту товщиною  $h_{зр}^{BB}$  на верхову грань греблі – у випадку глинистого понуру це – сила тиску ґрунту захисного шару і самого понуру,  
– у випадку анкерного понуру це – сила тиску ґрунту під понуром.

Епюри цих сил мають вигляд трапецій.

Нижня ордината цієї епюри має вигляд:

$$q_2 = q_1 + \gamma_{зр.зв} \cdot h_{зр}^{BB} \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_{зр}}{2} \right), \quad (102)$$

де  $\varphi_{зр}$  – кут внутрішнього тертя ґрунту в насиченому водою стані;

$\gamma_{зр.зв} = \gamma_{нас} - \gamma$  – питома вага ґрунту у зваженому стані;

$\gamma_{нас}$  – питома вага ґрунту в насиченому водою стані.

Величина активної сили тиску ґрунту, що діє на секцію греблі, дорівнює площі епюри, помноженій на довжину секції:

$$E_a = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot h_{зр}^{BB} \cdot z_c. \quad (103)$$

Верхня ордината сили пасивного тиску  $E_n$  ґрунту товщиною  $h_{зр}^{HB}$  на низову грань греблі обчислюється за формулою:

$$q_3 = \gamma_{б.зв} \cdot \delta_e, \quad (104)$$

де  $\gamma_{б.зв} = 13,7кН/м^3$  – питома вага бетону водою у зваженому стані.

Нижня ордината визначається за формулою:

$$q_4 = q_3 + \gamma_{зр.зв} \cdot h_{зр}^{БВ} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{зр}}{2}\right), \quad (105)$$

Величина пасивної сили тиску ґрунту, що діє на секцію греблі, знаходиться за формулою, аналогічною (103).

Вага сучасних конструкцій затворів може бути наближено визначена за емпіричною формулою:

$$P_3 = g(H_6 b_{np}^2 a^{-1})^b, \quad (106)$$

де  $H_6$  – напір на гребені водозливу при НПР.

$a, b$  – коефіцієнти, що визначаються за таблицею 7.1 в залежності від типу і конструкції затвору.

Таблиця 9 – Значення коефіцієнтів  $a, b$

Тип затвору	$a$	$b$
Плоский поверхневий з опорами: колісними ковзаючими	20	0,71
	27	0,70
Сегментний поверхневий з “ногами”: прямими похилими	25	0,69
	15	0,70

Вага підйомних механізмів  $P_{мех}$  визначається по таблиці 10 в залежності від ширини водозливного отвору (прогону), напору і ширини колії [4].

Таблиця 10 – Основні характеристики козлових кранів

Прогін, м	Напір води, м	Ширина колії, м		Орієнтовна вага, кН
		колісний затвор	ковзаючий затвор	
1	2	3	4	5
12,0	8,0-10,0	11,0	9,0	1079,1
	11,0	11,0	9,5	1373,4
	12,0	11,5	10,0	1373,4
	13,0	12,0	10,0	1373,4
14,0	8,0-9,0	11,0	11,0	1569,6
	10,0-11,0	11,0	11,0	1962,0
	12,0	11,5	11,5	1962,0
	13,0	12,0	12,0	1962,0

Продовження таблиці 10

1	2	3	4	5
16,0	8,0	11,5	11,5	2 158,2
	9,0	12,0	12,0	2 158,2
	10,0–11,0	12,5	12,5	2 746,8
	12,0	13,0	13,0	2 746,8
	13,0	14,0	14,0	2 943,0
18,0	8,0	11,5	11,5	2 943,0
	9,0	12,0	12,0	2 943,0
	10,0	12,5	12,5	3 727,8
	11,0	12,5	12,5	3 727,8
	12,0	13,0	13,0	3 727,8
	13,0	14,0	14,0	3 727,8
20,0	8,0–9,0	12,0	12,0	3 924,0
	10,0	13,0	13,0	3 924,0
	11,0	13,0	13,0	4 905,0
	12,0–13,0	14,5	14,5	4 905,0

Вага мостів  $P_m$  визначається за специфікаціями до проєкту. В курсовому проєкті їх вагу встановлюють у відповідності до фізичного об'єму матеріалу мосту  $V_m$  за формулою:

$$P_m = \gamma_1 \cdot V_m. \quad (107)$$

Орієнтовні розміри основних конструктивних елементів моста (рис. 32):

- висота головних балок  $h_\delta = \frac{1}{12} b_{np}$ ;
- ширина головних балок  $b_\delta = \frac{1}{2} h_\delta$ ;
- відстань між головними балками – 2...3 м;
- приведена товщина плити – 0,25...0,4 м.

Вага плоского затвору і підйомного механізму прикладаються по лінії водозливного порогу, сегментного затвору – на відстані  $0,8 r$  від осі обертання затвору, де  $r$  – радіус напірної поверхні затвору.

Вага мостів прикладається в їх центрі ваги.

Корисне тимчасове навантаження на міст приймається рівномірно розподіленим по ширині мосту в межах секції греблі. Його значення може бути прийняте для всіх класів споруд 5,9...7,8 кН/м<sup>2</sup>.

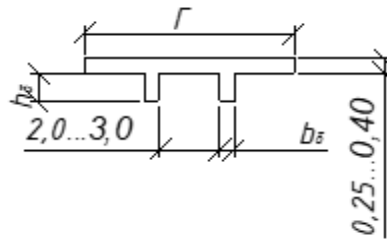


Рисунок 32 – Конструювання мосту

## 7.2 Визначення контактних напружень

Нормальні крайові контактні напруження, що діють по підшві греблі, у відповідності до [11] наближено можна визначити за формулою позacentрового стиснення:

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}, \quad (108)$$

де  $P$  – сума вертикальних сил, що діють по підшві секції греблі;

$F$  – площа підшви секції греблі;

$M$  – сума моментів всіх сил відносно центру ваги площини підшви греблі (т. О);

$W = \frac{z_c b_{cp}^2}{6}$  – момент опору підшви секції греблі.

Другий член формули береться із знаком “+” для верхової грані і із знаком “-” – для низової (у відповідності до [13] знак “+” приймається для зусиль, що розтягують, “-” – для зусиль, що стискають).

Розподіл навантажень, діючих на фундаментну плиту зверху, вважається прийнятним, якщо коефіцієнт нерівномірності навантажень на основу  $k_{н.р.}$  знаходиться в допустимих границях:

$$k_{н.р.} = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}, \quad (109)$$

де  $\sigma_{\max}$  і  $\sigma_{\min}$  – максимальне та мінімальне нормальні напруження по підшві греблі.

Нормативне значення коефіцієнту нерівномірності  $[k_{н.р.}] < 1,5 \dots 2,0$  для глинистих основ;  $[k_{н.р.}] < 2,0 \dots 3,0$  – для піщаних основ.

### 7.3 Розрахунок стійкості греблі за схемою плоского зсуву

Розрахунок стійкості виконується для секції греблі за методом граничних станів, виходячи з умови [11]:

$$n_c N_p \leq R_{zp} \frac{m}{k_n}, \quad (110)$$

де  $n_c$  – коефіцієнт поєднання навантажень, згідно [10]:

- для основного поєднання навантажень – 1,0;
- для особливого поєднання навантажень – 0,9;
- для поєднання навантажень на період будівництва – 0,95;

$N_p$  – розрахункове значення узагальненого силового впливу (сила, що зсуває);

$R_{zp}$  – розрахункове значення узагальненої сили граничного опору (несучої здатності);

$k_n$  – коефіцієнт надійності, згідно [10]:

- для класу СС3 – 1,25;
- для СС2-1 – 1,2;
- для СС2-2 – 1,15;
- для СС1 – 1,1;

$m$  – коефіцієнт умов роботи, для гребель на нескільних основах – 1,0 [11].

Плоский зсув греблі по основі буде мати місце, якщо виконується наступна умова:

$$\frac{\sigma_{\max}}{b_{zp} \cdot \gamma_{zp.zv.}} \leq B, \quad (111)$$

де  $B$  – безрозмірний критерій, приймається для щільних пісків  $B = 1$ , для решти ґрунтів  $B = 3$ .

Розрахункові значення граничного опору зсуву  $R_{zp}$  при плоскому зсуві і сили зсуву  $N_p$  визначаються за формулами:

$$R_{zp} = P \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + m_1 E_n + F \cdot c_1, \quad (112)$$

$$N_p = T_e + E_a - T_n, \quad (113)$$

де  $P$  – сума вертикальних складових розрахункових сил (включаючи протитиск);  
 $\varphi_1$  – кут внутрішнього тертя ґрунту основи у водонасиченому стані;

$m_1$  – коефіцієнт умов роботи, приймається рівним 0,7;

$c_1$  – питоме зчеплення бетону з ґрунтом основи; для незв'язних ґрунтів;

$T_e, T_n$  – сума горизонтальних складових розрахункових значень активних сил, діючих відповідно з боку верхової і низової граней секції греблі, за виключенням активного тиску ґрунту.

Стійкість греблі на зсув забезпечується, якщо виконується умова (110).

Виходячи з умови стійкості греблі на зсув (110), значення коефіцієнта стійкості при горизонтальній розрахунковій поверхні зсуву:

$$k_n = \frac{R_{ep}}{N_p}. \quad (114)$$

Нормативний коефіцієнт стійкості буде дорівнювати:

$$[k_c] = k_n \cdot \frac{n_c}{m}. \quad (115)$$

У випадку, якщо отриманий коефіцієнт стійкості менший за нормативний, необхідно забезпечити стійкість греблі за допомогою різних заходів: влаштувати плоский дренаж під греблею (зменшити тим самим фільтраційний тиск), збільшити ширину греблі по підшві (збільшити тим самим вагу греблі), влаштувати анкерний понур або застосувати комбінацію цих прийомів.

В тому випадку, якщо умови плоского зсуву, виражені формулою (111), не виконуються, має місце змішаний або глибинний зсув, при яких розрахунок стійкості греблі виконується за спеціальними методиками [8].

У випадку анкерного понуру величина  $R_{ep}$  визначається за формулою:

$$R_{ep} = P \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + m_1 \cdot E_n + F \cdot c_1 + Q_a, \quad (116)$$

де  $Q_a$  – сила зсуву, що сприймається анкерним понуром:

$$Q_a = \frac{(G_{an} + W_n - W_{\varphi n}) \cdot f + F_n \cdot c_1}{k_3}, \quad (117)$$

де  $W_n, W_{\varphi n}$  – сили вертикального гідростатичного тиску на понур зверху і повного протитиску знизу в межах площі понуру перед секцією греблі;

$G_{an}$  – вага анкерного понура перед секцією греблі і його ґрунтового привантаження;

$f_{non}$  – коефіцієнт тертя понуру по основі (для гравелисто-галькових ґрунтів – 0,5–0,6; для піщаних ґрунтів – 0,4–0,5; для супісків – 0,35–0,4; для суглинків – 0,25–0,35; для глин – 0,2–0,3);

$F_n$  – площа підшви понуру в межах секції греблі;

$k_3$  – коефіцієнт запасу рівний 1,1...1,25.

## 7.4 Визначення товщини водобійної плити

Товщина водобійної плити для плоскої задачі визначається за умовами стійкості проти спливання, зсуву і перекидання.

Умови стійкості проти спливання у відповідності до методу граничних станів виражається формулою:

$$n_c N_e \leq R_e \frac{m}{k_n}, \quad (118)$$

де  $N_e$  – розрахункова узагальнена сила зважування;

$R_e$  – розрахунковий узагальнений опір зважуванню.

Значення коефіцієнтів поєднання навантажень  $n_c$ , умов роботи  $m$  і надійності  $k_n$  і перевантажень ( $n$ ) визначаються, як в попередньому пункті.

У відповідності до розрахункової схеми на рисунку 33 мінімальна товщина водобійної плити за умовами стійкості проти спливання наближено визначається за формулою:

$$\delta'_e = \frac{k_n \cdot n_c \cdot (\Delta W_\phi + \Delta W)}{m \cdot \gamma_{б.зв} \cdot l_e}, \quad (119)$$

де  $\Delta W$  – сила дефіциту тиску;

$\Delta W_\phi$  – остаточна сила фільтраційного тиску на водобійну плиту, яка при наявності дренажу під тілом греблі дорівнює нулю.

Сила дефіциту тиску визначається за формулою:

$$\Delta W = 0,5 \cdot \gamma \cdot \Delta h \cdot l, \quad (120)$$

де  $\Delta h$ ,  $l$  – сторони трикутника епюри дефіциту тиску:

$$\Delta h \approx (0,6 \dots 0,7)(h_2 - h_1), \quad (121)$$

де  $h_2, h_1$  – спряжені глибини гідравлічного стрибка;

$l \approx 7h_2$  при відсутності гасителів енергії. При наявності гасителів енергії і розвантажувальних отворів ця величина дорівнює віддалі від початку водобою до другого ряду розвантажувальних отворів.

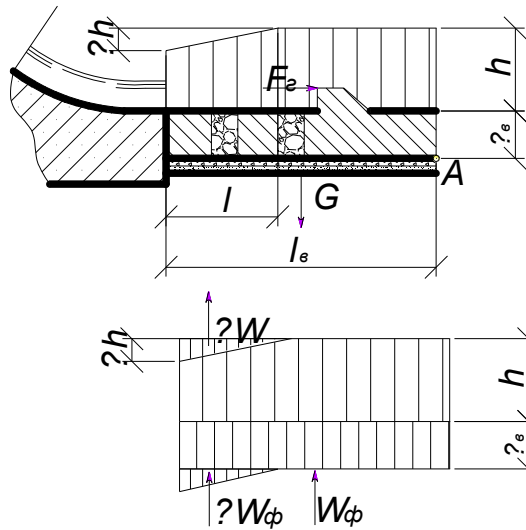


Рисунок 33 – Розрахункова схема визначення товщини водобюю

За умовами стійкості проти перекидання навколо точки  $A$  низової грані водобюю його мінімальна товщина визначається наближено за формулою:

$$\delta_e'' = \frac{k_n \cdot n_c (\Delta M_\phi + \Delta M + M)}{0,5m \cdot \gamma_{\text{б.зв}} \cdot l_e^2}, \quad (122)$$

де  $\Delta M$  – перекидаючий момент сили дефіциту тиску;

$\Delta M_\phi$  – перекидаючий момент сили залишкового фільтраційного тиску;

$M$  – перекидаючий момент гідродинамічної сили, що діє на гаситель енергії.

Моменти сил визначаються за формулами:

$$\Delta M = \Delta W \cdot \left( l_e - \frac{1}{3} l \right), \quad (123)$$

$$\Delta M_\phi = \Delta W_\phi \cdot l_1, \quad (124)$$

де  $l_1$  – плече сили  $W_\phi$ ;

$$M = F_2 \cdot (0,5c + \delta_e'), \quad (125)$$

$F_2$  – гідродинамічна сила, визначається за залежністю:

$$F_2 = \xi \cdot \gamma \cdot \omega \frac{V^2}{2g}, \quad (126)$$

$\xi$  – коефіцієнт опору при обтіканні гасителя 0,6...0,8;

$\omega$  – площа проєкції гасителя на нормаль до потоку на 1 п. м. ширини водобюю;

$V$  – середня швидкість течії перед гасителем  $V = \frac{q_{\text{вод}}}{1,1h_2}$ .

За умовами стійкості проти зсуву мінімальна товщина водобією визначається наближено за формулою:

$$\delta_6^m = \frac{k_n \cdot n_c \cdot F_2}{m \cdot \gamma_{136} \cdot l_6 \cdot f}. \quad (127)$$

Остаточно приймається найбільше з трьох обчислених значень товщини водобійної плити.

Більш точно з урахуванням пульсаційного тиску розрахунок може бути виконаний по [7].

## 7.5 Приклади статичних розрахунків

*Приклад 1.* Перевірити стійкість гравітаційної греблі при наступних вихідних даних. Ґрунт основи – глина щільністю  $\rho_{gp} = 1,8 \text{ м/м}^3$ , кутом внутрішнього тертя  $\varphi_{gp} = 25^\circ$ , та питомим зчепленням  $c = 2,88 \text{ кН/м}^3$  в водонасиченому стані. Коефіцієнт тертя бетону по глині  $f = 0,26$ . Ширина греблі по підшві  $b_{gp} = 33,8 \text{ м}$ , ширина прогону  $b_{np} = 10,0 \text{ м}$ , кількість прогонів в секції греблі  $n_1 = 2$ , товщина нерозрізного бичка  $d_6 = 2,5 \text{ м}$ , розрізного –  $d_{p6} = 3,0 \text{ м}$ . Довжина секції греблі  $z_c = 2 \cdot 10 + 1 \cdot 2,5 + 1 \cdot 3 = 25,5 \text{ м}$ . Напір на гребні греблі  $H_6 = 11,0 \text{ м}$ . Тип затвору – плоский поверхневий з колісними опорами. Глибина води в верхньому б'єфі  $h_1 = 22,5 \text{ м}$ , в нижньому  $h_2 = 9,0 \text{ м}$ , заглиблення підшви греблі під рівень нижнього б'єфу  $h_3 = 12,8 \text{ м}$ . Товщина фундаментної плити  $b_1 = 3,8 \text{ м}$ , довжина консолі фундаментної плити  $l_k = 8,0 \text{ м}$ . Тип понуру – анкерний. Довжина понуру  $l_{non} = 30,0 \text{ м}$ . Товщина бетонних плит понуру  $t = 0,5 \text{ м}$ , захисний шар – пісок з питомою вагою у зваженому стані  $\gamma_{gp.zax} = 10,3 \text{ кН/м}^3$  товщиною  $t_{zax} = 1,1 \text{ м}$ . Товщина водобійної плити  $\delta_6 = 3,0 \text{ м}$ . Товщина шарів ґрунту під понуром  $h_{gp}^{BB} = 3,4 \text{ м}$ , під водобійною плитою –  $h_{gp}^{HB} = 1,3 \text{ м}$ .

Гребля класу СС2-2. Поєднання навантажень – основне.

Розрахункова висота хвилі  $h_6 = 2,16 \text{ м}$ , довжина хвилі  $\lambda = 15,37 \text{ м}$ .

Розрахункова висота шару наносів  $h_n = 6,0 \text{ м}$  – до рівня РМО.

Кран для обслуговування затвору – козловий.

По биках прокладено міст під автомобільну дорогу. Габарит мосту Г-7.

Власна вага греблі:

$$G_1 = \gamma_6 \cdot S \cdot n_1 \cdot b_{np} = 23,5 \cdot 165 \cdot 2 \cdot 10 = 77550 (\text{кН});$$

$$G_2 = 23,5 \cdot 116 \cdot 2 \cdot 10 = 54520 (\text{кН}).$$

Власна вага биків:

$$P_{\sigma 1} = \gamma_{3/\sigma} \cdot S \cdot ((n_1 - 1) \cdot d_{\sigma} + d_{p\sigma}) = 24,5 \cdot 665 \cdot (1 \cdot 2,5 + 3) = 89609(\kappa H);$$
$$P_{\sigma 2} = 24,5 \cdot 196 \cdot (1 \cdot 2,5 + 3) = 26411(\kappa H).$$

Горизонтальні складові сил гідростатичного тиску:

$$W_1 = 0,5 \cdot \gamma \cdot h_1^2 z_c = 0,5 \cdot 9,81 \cdot 22,5^2 \cdot 25,5 = 63321(\kappa H);$$
$$W_2 = 0,5 \gamma \cdot h_3^2 z_c = 0,5 \cdot 9,81 \cdot 12,8^2 \cdot 25,5 = 20493(\kappa H);$$

Ордината 7–8 епюри горизонтальної сили гідростатичного тиску:

$$92,1 + 105 = 197,1.$$

Ордината 9–10 епюри горизонтальної сили гідростатичного тиску:

$$125,6 + 105 = 230,6.$$
$$W_3 = \frac{197,1 + 230,6}{2} \cdot 3,5 \cdot 25,5 = 19086(\kappa H).$$

Вертикальні складові сили гідростатичного тиску:

$$W_4 = l_k \cdot (h_1 - h_n) \cdot n \cdot b_{np} \cdot \gamma = 8 \cdot (22,5 - 6) \cdot 2 \cdot 10 \cdot 9,81 = 25898(\kappa H);$$
$$W_5 = S_{en} \cdot n_1 \cdot b_{np} \cdot \gamma = 82,4 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 9,81 = 16167(\kappa H);$$
$$W_6 = S_{en} \cdot n_1 \cdot b_{np} \cdot \gamma = 33 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 9,81 = 6475(\kappa H);$$

Сила фільтраційного тиску:

$$W_{1\phi} = S_{en} \cdot z_c \cdot \gamma = 81,3 \cdot 25,5 \cdot 9,81 = 20338(\kappa H).$$

Сила зважуючого тиску:

$$W_{138} = \gamma \cdot h_3 \cdot b_{ep} \cdot z_c = 9,81 \cdot 12,8 \cdot 33,8 \cdot 25,5 = 108227(\kappa H).$$

Сила хвильового тиску за формулою (96):

$$W_{xs} = 0,5 \cdot 9,81 \cdot 2,16 \cdot \left( \frac{15,37}{3,14} + \frac{0,95}{2} \right) 25,5 = 1451(\kappa H),$$

$$\text{де } h_0 = \frac{3,14 \cdot 2,16^2}{15,37} = 0,95(\text{м}).$$

Плече сили відносно рівня спокійної води верхнього б'єфу за формулою (98):

$$y_c = \frac{15,37}{2 \cdot 3,14} - \frac{3}{8} \cdot 2,16 = 1,64(\text{м}).$$

Горизонтальна складова сили тиску наносів за формулою (99):

$$E_H = 0,5 \cdot 9 \cdot 6^2 \cdot 25,5 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = 2346(\text{кН}).$$

Максимальна ордината епюри  $q_1 = 9 \cdot 6 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = 31(\text{кН} / \text{м}^2)$ .

Вертикальна складова сили тиску наносів за формулою (101):

$$P_H = 9 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 10 = 8640(\text{кН}).$$

Сила активного тиску ґрунту

Ординати епюри сили активного тиску шару ґрунту за формулою (102):

$$q_2 = 31 + 7,85 \cdot 3,4 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 41,8(\text{кН} / \text{м}^2);$$

$$\gamma_{\text{сп.зв}} = 1,8 \cdot 9,81 - 9,81 = 7,85(\text{кН} / \text{м}^3);$$

$$E_a = \frac{31 + 41,8}{2} \cdot 3,4 \cdot 25,5 = 3156(\text{кН}).$$

Сила пасивного тиску ґрунту.

Ординати епюри сили пасивного тиску шару ґрунту:

$$q_3 = 13,7 \cdot 3 = 41(\text{кН} / \text{м}^2);$$

$$q_4 = 41 + 7,85 \cdot 1,3 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{25^\circ}{2} \right) = 66(\text{кН} / \text{м}^2);$$

$$E_n = \frac{41 + 66}{2} \cdot 1,3 \cdot 25,5 = 1774(\text{кН});$$

$$\gamma_{\text{б.зв}} = 23,5 - 9,81 = 13,69(\text{кН} / \text{м}^3).$$

Вага затвора  $P_3 = 9,81(11 \cdot 10^2 \cdot 20^{-1})^{0,71} = 169(\text{кН})$  (для плоского поверхневого затвору з колісними опорами  $a = 20$ ,  $b = 0,71$ ).

Вага козлового крану з таблиці 10 для  $b_{\text{кр}} = 10,0\text{м}$ ,  $H_6 = 11,0\text{м}$ , плоского поверхневого затвору з колісними опорами  $P_{\text{мех}} = 1373,4\text{кН}$ .

Вага мосту  $P_m = \gamma_{\text{з/б}} \cdot V_m = 24,5 \cdot 2,51 \cdot 25,5 = 1571(\text{кН})$ .

Корисне тимчасове навантаження приймається з інтенсивністю  $6,0 \text{кН} / \text{м}^2$ :

$$P_{\text{кор}} = 6,0 \cdot 7,0 \cdot 25,5 = 1071(\text{кН}).$$

Діючі на греблю сили, їх значення та моменти відносно центра ваги підошви секції наведено в таблиці 11.

Визначаємо нормальні контактні напруження, які діють по підошві греблі:

$$\sigma = \frac{-157119}{25,5 \cdot 33,8} \pm \frac{270392 \cdot 6}{25,5 \cdot 33,8^2} = -182,29 \pm 55,69 (\text{кПа}).$$

$$\sigma_{\max} = -237,98 \text{кПа} ; \sigma_{\min} = -126,6 \text{кПа}$$

Отже, нормальні контактні напруження стискаючі. Їх нерівномірність характеризується коефіцієнтом нерівномірності:

$$k_{н.р.} = \frac{237,98}{126,6} = 1,88 ,$$

що є прийнятним, оскільки для глин його допустиме значення досягає  $[k_{н.р.}] < 1,5 \dots 2,0$ .

Перевіряємо виконання умови (111):

$$\frac{237,98}{33,8 \cdot 7,85} = 0,90 < B = 3 .$$

Умова виконується, отже, можливий лише плоский зсув греблі по основі.

$$G_{an} = (\gamma_b \cdot t + \gamma_{zp.zax} \cdot t_{zax}) \cdot l_{non} \cdot z_c = (24,5 \cdot 0,5 + 20,1 \cdot 1,1) \cdot 30 \cdot 25,5 = 26285 (\text{кН});$$

$$W_n = S_{en} \cdot \gamma \cdot z_c = 22,5 \cdot 30 \cdot 9,81 \cdot 25,5 = 168855 (\text{кН});$$

$$W_{\phi n} = W_{2\phi} + W_{2ze} = \left( 92,1 + \frac{177,7 + 105}{2} \right) \cdot 30 \cdot 25,5 = 178589 (\text{кН});$$

$$Q_a = \frac{(26285 + 168855 - 178589) \cdot 0,3 + 2,88 \cdot 30 \cdot 25,5}{1,2} = 5974 (\text{кН});$$

$$R_{zp} = 156048 \cdot \text{tg} 25^\circ + 0,7 \cdot 3763 + 33,8 \cdot 25,5 \cdot 2,88 + 5974 = 83857 (\text{кН});$$

$$T_g = W_1 + W_3 + W_{xg} = 63321 + 19086 + 1451 = 83858 (\text{кН});$$

$$E_{ag} = E_n + E_a = 2346 + 3156 = 5502 (\text{кН});$$

$$T_u = W_2 = 20493(\kappa H);$$

$$N_p = 83858 + 5502 - 20493 = 68867(\kappa H);$$

$$k_c = \frac{83857}{68867} = 1,22.$$

Нормативний коефіцієнт стійкості для гребель класу СС2-2 при основному поєднанні навантажень та коефіцієнті умов роботи  $m = 1,0$ :

$$[k_c] = 1,15 \cdot \frac{1,0}{1,0} = 1,15.$$

Отриманий коефіцієнт стійкості дещо перевищує нормативний, отже, гребля має необхідний запас стійкості на зсув.

Таблиця 11 – Діючі на греблю сили, їх значення та моменти відносно центра ваги підосви секції

Навантаження	Позначення	Значення сили, $\kappa H$		Плече, м	Момент сили, $\kappa H \cdot м$
		верти- кальної	горизон- тальної		
1	2	3	4	5	6
Власна вага	$G_1$	-77 550		0,91	-70 570,5
	$G_2$	-54 520		0,0	0
	$P_{\sigma 1}$	-89 609		5,0	-448 045
	$P_{\sigma 2}$	-2 641		11,92	+31 480,7
Гідростатичний тиск	$W$		+63321	11,3	+715 527,3
	$W_1$		+19086	1,85	+35 309,1
	$W_2$		-20493	4,26	-87 300,2
	$W_3$	-25 898		12,9	-334 084
	$W_4$	-16 167		11,43	+184 789
	$W_5$	-6 475		7,4	-47 915

Продовження таблиці 11

1	2	3	4	5	6
Тиск фільтраційного потоку	$W_{ze}$	+108 227		0,0	0
	$W_{\phi}$	+203 38		5,63	+114 502,9
Хвильовий тиск	$W_{xe}$		+1 451	24,6	+35 694,6
Тиск наносів і ґрунту	$E_n$		+2 346	5,8	+13 606,8
	$P_n$	-8 640		12,9	-111 456
	$E_a$		+3 156	1,77	-5 586,1
	$E_n$		-1 774	0,62	-1 100
Вага затворів, підйомних механізмів та мостів	$P_z$	-169		5,75	-971,75
	$P_{mex}$	-1 373		5,75	-7 894,75
	$P_m$	-1 571		11,92	+18 726,3
	$P_{kop}$	-1 071		11,92	+12 766,3
		-157 119	64 402		270 391,5

*Приклад 2.* Визначити товщину водобійної плити при наступних вихідних даних: питома витрата на водобіі  $q_{вод} = 50 м^2 / с$ ; спряжені глибини гідравлічного стрибка  $h_1 = 2,5 м$ ,  $h_2 = 12,7 м$ ; довжина водобією  $l_e = 44,0 м$ ; глибина води перед водобійною стінкою –  $h_{в.з.} = 1,1 h_2 = 14,0 м$ .

Другий ряд розвантажувальних колодязів розташований від початку водобією на відстані  $l = 15,0 м$ . Гаситель – водобійна стінка висотою  $c = 4,4 м$ . Основа складена пісками середніми.

За умовами стійкості проти спливання мінімальну товщину водобійної плити визначаємо за формулою (119):

$$\Delta h = 0,6 \cdot (12,7 - 2,5) = 6,1(м);$$

$$\Delta W = 0,5 \cdot 9,81 \cdot 6,1 \cdot 15 = 448,81(кН);$$

$$\delta'_6 = \frac{1,2 \cdot 1,0 \cdot (0 + 448,81)}{1,0 \cdot 44 \cdot 13,7} = 0,9(м).$$

За умовами стійкості проти перекидання навколо низової грані мінімальну товщину водобією визначаємо за формулою (122):

$$\Delta M = 448,81 \cdot (44 - \frac{1}{3} \cdot 15) = 17504(кН);$$

$$V = \frac{50}{1,1 \cdot 12,7} = 3,57(\text{м/с});$$

$$F_z = 0,7 \cdot 9,81 \cdot 4,4 \cdot \frac{3,57^2}{2 \cdot 9,81} = 19,62(\text{кН});$$

$$M = 19,62 \cdot (0,5 \cdot 4,4 + 0,9) = 60,82(\text{кНм});$$

$$\delta_e'' = \frac{1,2 \cdot 1,0(0 + 17504 + 60,82)}{0,5 \cdot 1,0 \cdot 13,7 \cdot 44^2} = 1,59(\text{м}).$$

За умовами стійкості проти зсуву мінімальна товщина водобюю визначається за формулою (127):

$$\delta_e''' = \frac{1,2 \cdot 1,0 \cdot 19,62}{1,0 \cdot 13,7 \cdot 44 \cdot 0,45} = 0,09(\text{м}).$$

Остаточно приймається  $\delta_e = 1,59(\text{м})$ .

## 8 Обсяг і склад проєктних документів

Проєкт представляється у вигляді креслень та пояснювальної записки.

Креслення виконуються на листі формату *A1*.

Перелік креслень:

- план гідровузла з розміщенням всіх гідроспоруд в масштабі виданого топографічного матеріалу;
- поперечний переріз водозливної греблі та ділянки кріплення нижнього б'єфу в масштабі 1:200–1:500;
- частина плану водозливної греблі (один або два прогони) та її спряження з берегом, земляною греблею та іншими спорудами в тому ж масштабі, що і план;
- вид з верхнього б'єфа на 1–2 крайніх прогони та спряження з глухою греблею в масштабі 1:200–1:500;
- переріз стояну в масштабі 1:200–1:500;
- деталі споруди в масштабі 1:50–1:100.

Пояснювальна записка повинна містити всі розділи, передбачені даними методичними вказівками. Текст пишеться з дотриманням всіх граматичних та стилістичних правил. Скорочень в словах, за виключенням загальноприйнятих, не допускається.

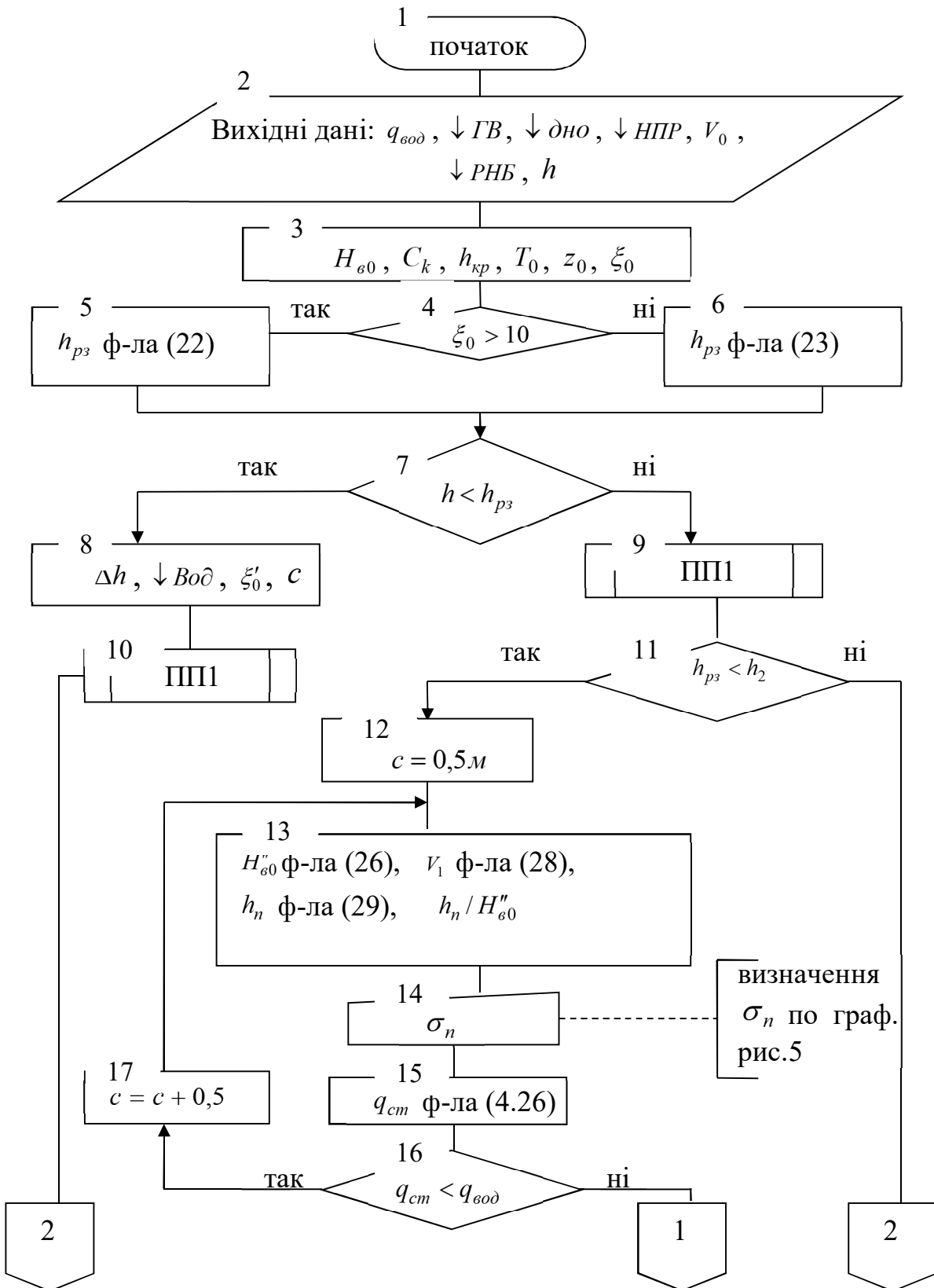
В тексті робляться посилання на використану літературу, схеми, креслення. В записці наводять лише остаточні розрахунки, що відносяться до остаточного варіанту споруди. На початку кожного розрахунку наводяться вихідні дані, потім – розрахункові формули. Результати розрахунків наводяться, по можливості, в табличній формі. Арифметичні викладки не наводяться, представляється лише кінцевий результат. Розрахунки повинні супроводжуватись розрахунковими схемами.

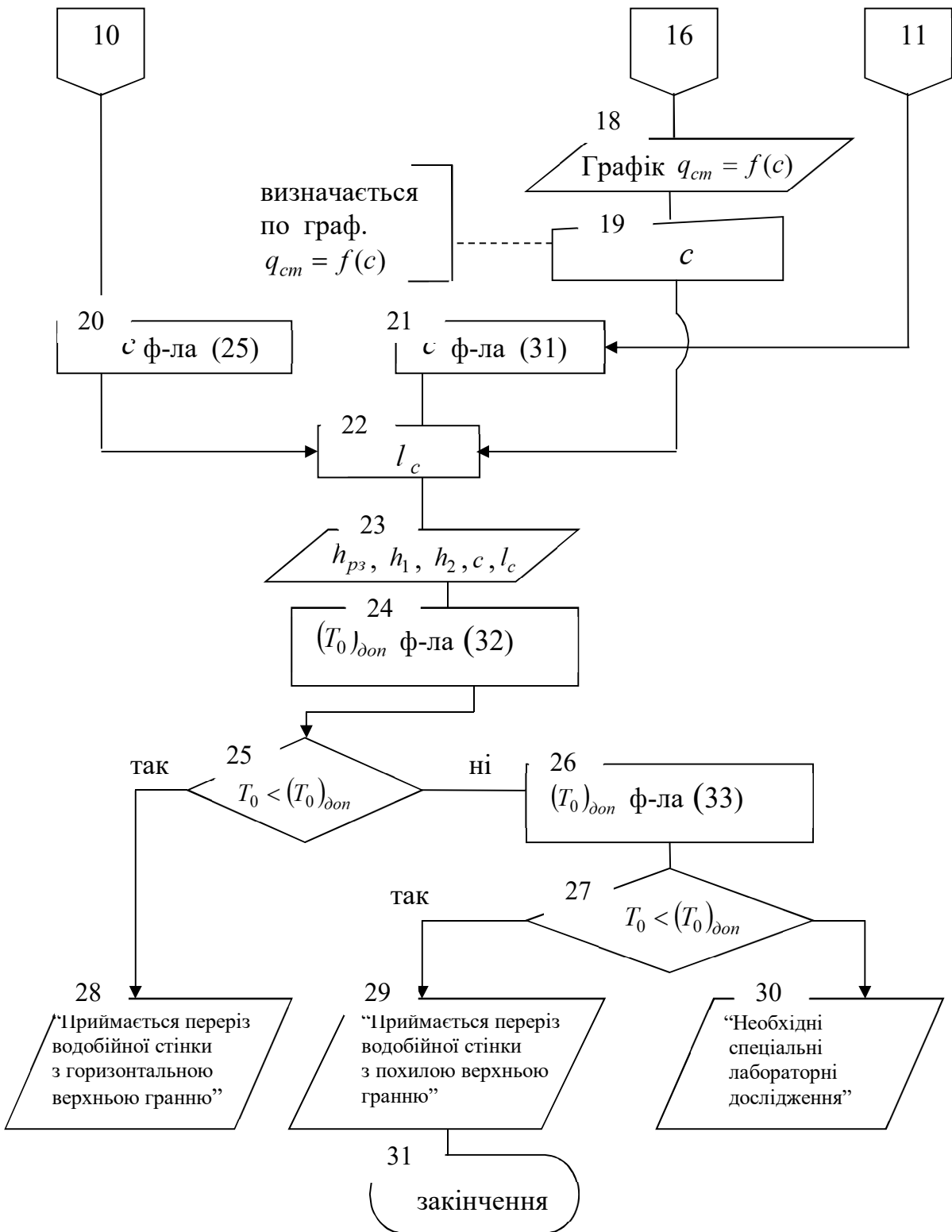
## СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Вайнберг О. І. Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд [Електрон. ресурс] : тексти лекцій для студентів спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» професійного спрямування «Гідротехнічне будівництво», 194 – «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» / О. І. Вайнберг, О. Л. Пальченко ; Харк. нац. ун-т буд-ва та арх-ри – Електр. текст. дані. – Харків: ХНУБА, 2022. – 163 с. – Режим доступу: <https://cutt.ly/q33FqOb>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
2. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення [Електрон. ресурс]. – Чинний від 01.01.2011. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 37 с. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <http://profidom.com.ua/v-2/v-2-4/1704-dbn-v-2-4-32010-gidrotehnicni-sporudi-osnovni-polozhenna>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування [Електрон. ресурс]. – Чинний від 01.01.2007. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://uscc.ua/uploads/page/images/normativnye%20dokumenty/dbn/DBN-V.1.2-22006.-SNBB.-Navantazhennya-i-vplivi.-Nor.pdf>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
4. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України [Електрон. ресурс]. – Чинний від 01.10.2014. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 110 с. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://mybud.com.ua/files/nd/dbn%20v.1.1-12%202014.pdf>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
5. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія [Електрон. ресурс]. – Чинний від 01.11.2011. – Київ : Мінбуд України, 2011. – 123 с. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: [https://moodle.znu.edu.ua/pluginfile.php?file=/577423/mod\\_resource/content/0/dstu-n-b-v.1.1-27-2010%20%D0%9A%D0%BB%D1%96%D0%BC%D0%B0%D1%82%D0%BE%D0%BB%D0%BE%D0%B3%D1%96%D1%8F.pdf](https://moodle.znu.edu.ua/pluginfile.php?file=/577423/mod_resource/content/0/dstu-n-b-v.1.1-27-2010%20%D0%9A%D0%BB%D1%96%D0%BC%D0%B0%D1%82%D0%BE%D0%BB%D0%BE%D0%B3%D1%96%D1%8F.pdf), вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
6. Технічна експлуатація електричних станцій і мереж. Правила. [Електрон. ресурс]. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://cutt.ly/cestZtTs>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.

# Додаток А

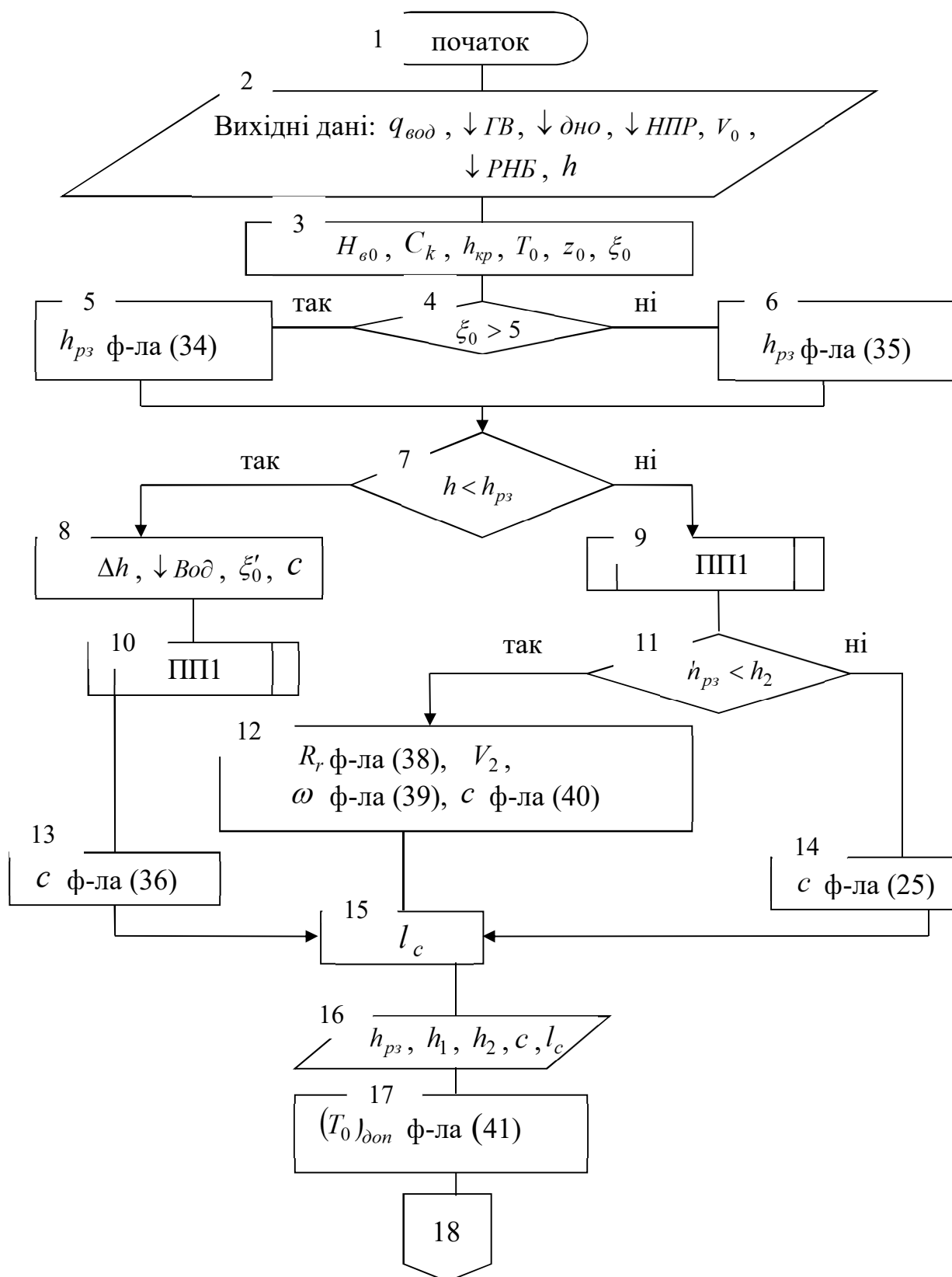
## Блок-схема алгоритму гідравлічного розрахунку суцільної водобійної стінки

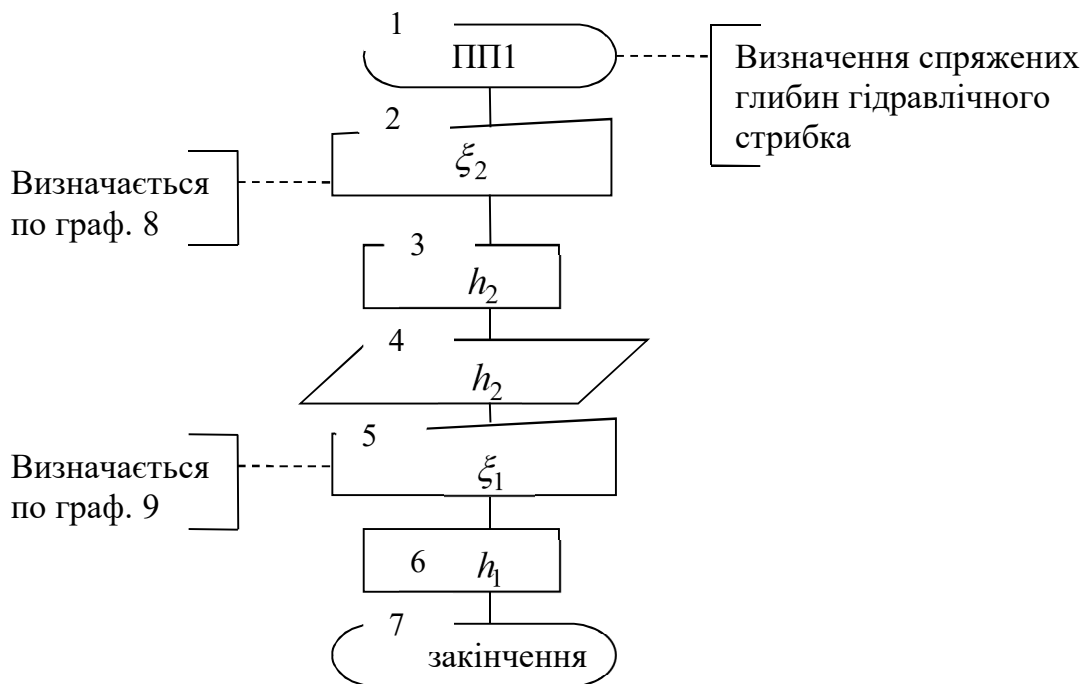
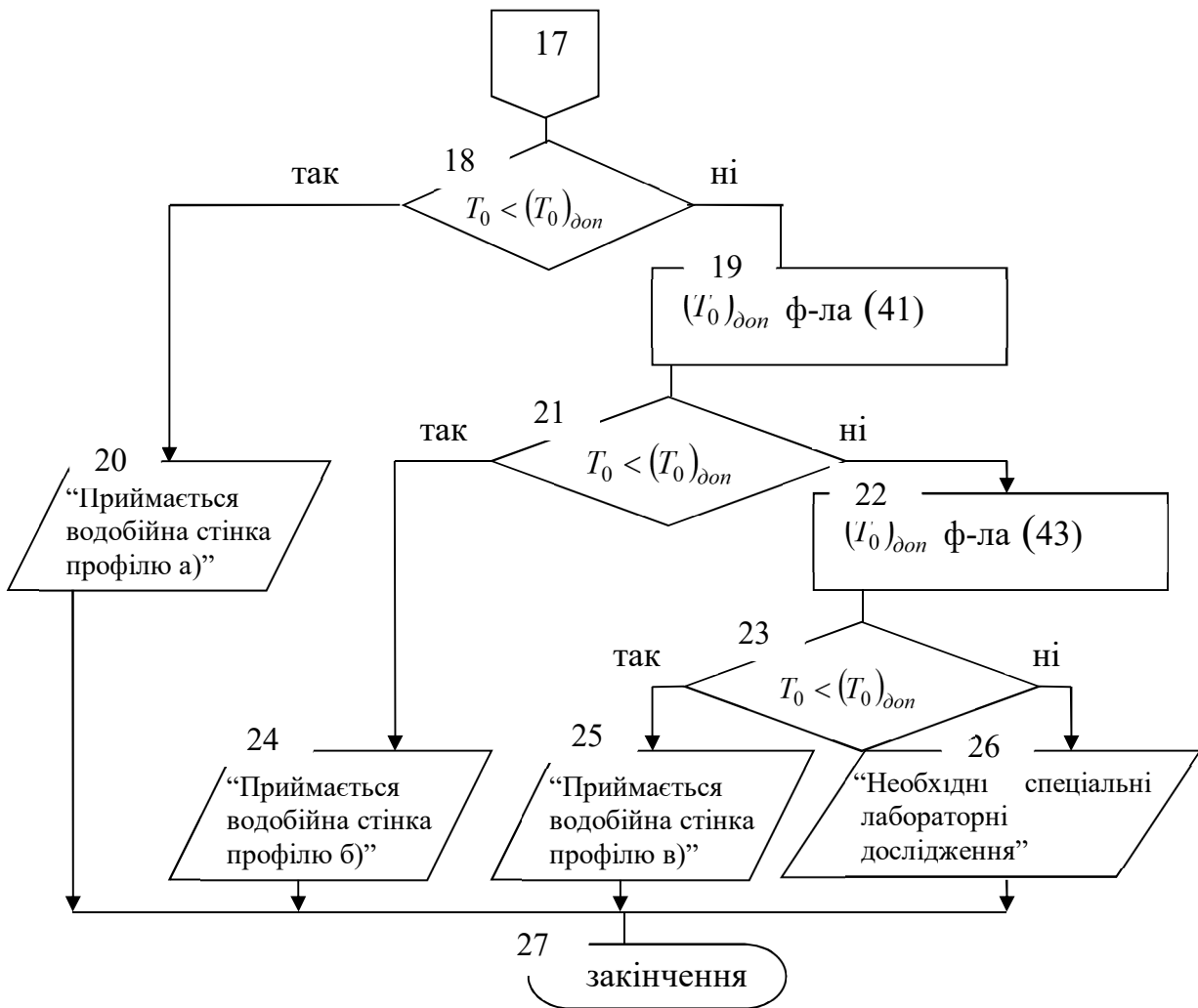




## Додаток Б

### Блок-схема алгоритму гідравлічного розрахунку прорізної водобійної стінки





*Електронне навчальне видання*

**МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ**

до виконання курсового проєкту

**«Водозливна гребля на нескельній основі»**

з навчальної дисципліни

**«СПЕЦКУРС. ПРОЄКТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ  
ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД»**

*(для здобувачів другого (магістерського)  
рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання  
зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво,  
водна інженерія та водні технології, освітньо-професійна програма  
«Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»)*

Укладач **ПАЛЬЧЕНКО** Олег Леонідович

Відповідальний за випуск *В. А. Александрович*

*За авторською редакцією*

Комп'ютерне верстання *О. Л. Пальченко*

План 2025, поз. 13М

---

Підп. до друку \_29.01.2025. Формат 60 × 84/16.

Ум. друк. арк. 4,7.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет

міського господарства імені О. М. Бекетова,

вул. Чорноглазівська (Маршала Бажанова), 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: office@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.