Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства
та природокористування
Кафедра гідротехнічного будівництва та гідравліки

01-04-80М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичної та самостійної роботи та для виконання
курсового проекту з навчальної дисципліни
«ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ»

для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
за освітньо-професійною програмою «Гідротехнічне
будівництво, водна інженерія та водні технології»
спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна
інженерія та водні технології»
всіх форм навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою з якості
навчально-наукового інституту
енергетики,
автоматики та водного господарства
Протокол № 4 від 17.12.2024 р.

Рівне – 2024

Методичні вказівки до практичної та самостійної роботи та виконання курсового проекту з навчальної дисципліни «**Гідротехнічні споруди**» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» всіх форм навчання. [Електронне видання] / Волк . Р., Корнійчук В. І., Мельничук І. М. – Рівне, НУВГП: 2024. – 61 с.

Укладачі: **Волк Л. Р.,** к.т.н., доцент, в.о. завідувача кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки, **Корнійчук В. І.**, к.т.н., доцент кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки; **Мельничук І. М.**, к.т.н., старший викладач кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки.

Відповідальний за випуск: **Волк Л. Р.** к.т.н., доцент, в.о. завідувача кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки.

Керівник групи забезпечення
спеціальності 194 Гідротехнічне
будівництво, водна інженерія
та водні технології Клімов С. В

Попередня версія методичних вказівок 041-19.

© Л. Р. Волк,
В. І. Корнійчук
І. М. Мельничук,2024
© НУВГП, 2024

Вступ

Гідротехнічні споруди - споруди, що підпадають під вплив водного середовища, призначені для використання і охорони водних ресурсів, а також для захисту від шкідливого впливу вод.

Загальні положення

Навчальна дисципліна “Гідротехнічні споруди” призначена до вивчення здобувачам вищої освіти першого (бакалаврського) рівня, які навчаються за спеціальністю 194 “Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології”.

Предметом навчальної дисципліни є набуття студентами теоретичних знань та практичних навичок з питань проектування, будівництва, експлуатації і досліджень гідротехнічних споруд для розв’язання різноманітних водогосподарських задач та раціонального використання водних ресурсів.

Вивчення навчальної дисципліни передбачає наявність знань із суміжних дисциплін «Інженерна графіка», «Опір матеріалів та будівельна механіка», «Навчальна практика з геології та гідрогеології», «Теоретична механіка», «Інженерна геологія та гідрогеологія», «Будівельні конструкції», що формують компетенції фахівця напряму підготовки.

Дисципліна “Гідротехнічні споруди” є однією з основних фахових дисциплін, що формують інженерне мислення майбутнього фахівця зі спеціальності 194 “Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології”.

Дисципліна ознайомлює студентів із принципами конструювання гідротехнічних споруд різного призначення та базовими принципами та методиками їх розрахунків.

Програмою дисципліни передбачено курсове проектування, під час виконання якого студент повинен засвоїти методику розрахунків гідротехнічних споруд та набути навики інженерного пошуку при виборі оптимального варіанту цих споруд.

Згідно з вимогами освітньо-професійної програми першого (бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю 194 „Гідротехнічне будівництво водна інженерія та водні технології” галузі знань 19 „Архітектура та будівництво” здобувачі вищої освіти повинні оволодіти наступними компетентностями:

$ФК_1$. Здатність застосовувати фізико-математичний апарат, теоретичні, розрахункові та експериментальні методи і моделі досліджень у сфері професійної діяльності.
$ФК_2$. Здатність застосовувати у професійній діяльності досягнення науки, інноваційні та комп'ютерні технології, сучасні машини, обладнання, матеріали і конструкції.
$ФК_5$. Здатність виконувати інженерні розрахунки параметрів водних потоків та конструктивних елементів об'єктів професійної діяльності.
$ФК_7$. Здатність розроблювати ландшафтно-планувальні та конструктивні рішення об'єктів.
$ФК_8$. Здатність визначати та оцінювати навантаження і напружено-деформовані стани ґрунтових основ та інженерних споруд.
$ФК_9$. Здатність здійснювати інженерні вишукування, розрахунки та проектування об'єктів професійної діяльності.
$ФК_{11}$. Здатність оцінювати існуючу сировинну та виробничу базу будівельної індустрії та здійснювати розрахунки їх потреби.
$ФК_1$ Здатність впроваджувати енерго- та ресурсоефективні водні технології у сфері професійної діяльності.
$ФК_{16}$. Здатність здійснювати технічну експлуатацію, нагляд та догляд за станом об'єктів професійної діяльності, обстеження їх технічного стану, їх технічне обслуговування та ремонт.
$ФК_{17}$. Здатність виявляти причини виникнення та негативні наслідки шкідливої дії води, застосовувати відповідні методи захисту територій, здійснювати розрахунки та проектувати захисні споруди.
$ФК_{21}$. Здатність використовувати сучасні програмні комплекси та організовувати використання та взаємодію спеціалізованих баз даних для управління водними ресурсами, виконання гідрологічних та гідравлічних розрахунків.
Відповідно до освітньо-професійної програми першого (бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю 194 „Гідротехнічне будівництво водна інженерія та водні технології" за підсумком вивчення навчальної дисципліни здобувач вищої освіти повинен показати наступні результати навчання:
$РН_1$. Формулювати задачі з вирішення проблемних ситуацій у професійній та/або академічній діяльності.

$РН_2$. Визначати шляхи розв'язання інженерно-технічних задач у професійній діяльності, аргументовано інтерпретувати їх результати.

$РН_3$. Виконувати експериментальні дослідження руху водних потоків, оцінювати і аргументувати значимість їх результатів при проектуванні об'єктів професійної діяльності.

РН Описувати будову об'єктів професійної діяльності, пояснювати їх призначення, принципи та режими роботи.

$РН_5$. Знати технологічні процеси виготовлення та області застосування будівельних матеріалів, виробів та конструкцій.

$РН_6$. Визначати і враховувати кліматичні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, гідрологічні та екологічні особливості територій при проектуванні, будівництві та експлуатації об'єктів професійної діяльності.

$РН_7$. Виконувати інженерні розрахунки ґрунтових основ та конструкцій об'єктів професійної діяльності.

$РН_{11}$. Виконувати техніко-економічне обґрунтування конструктивних рішень, інженерних заходів, технологічних процесів.

$РН_{15}$. Здійснювати гідрологічні, гідравлічні та гідротехнічні розрахунки з використанням сучасних програмних комплексів та спеціалізованих баз даних.

$РН_{16}$. Виявляти, узагальнювати та вирішувати проблеми, що виникають у процесі професійної діяльності, відповідати за роботу, що виконується.

$РН_{20}$. Вміти самостійно приймати інженерні рішення щодо вибору конструкцій захисних і регуляційних споруд, систем захисту від шкідливої дії вод, гідротехнічних споруд, каналів, меліоративних систем та водогосподарських об'єктів багатоцільового використання.

Як основна література рекомендується навчальний посібник «Гідротехнічні споруди» [1]. Наведена в переліку додаткова література, необхідна для поглибленого вивчення навчальної дисципліни з окремих питань. Зазначені в списку нормативні документи необхідні для виконання курсової роботи.

Рекомендована література

Основна

1. Гідротехнічні споруди : навч. посіб. / М. М. Хлапук, Л. А. Шинкарук, А. В. Дем'янюк, О. А. Дмитрієва. Рівне : НУВГП, 2013. 241 с. URL: https://ep3.nuwm.edu.ua/1758/

2. Гідротехнічні водозабірні споруди : навчальний посібник / С. В. Величко, О. В. Дупляк та ін. К., 2023. 256 с.

3. Силабус навчальної дисципліни «Гідротехнічні споруди» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня, які навчаються за освітньо-професійною програмою «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології», спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології». Рівне : НУВГП, 2024. 14 с. 01-04-52S.

Нормативна

4. ДБН України. Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення. ДБН В.2.4-3:2010. Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК) Мінрегіонбуду України. К., 2010.

5. ДБН України. Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення. ДБН В.2.4-20:201 К. : НДІБК, 2014.

6. ДБН України. Меліоративні системи та споруди. ДБН В.2.4-1-99. Державний комітет будівництва та житлової політики України. К., 2000.

КУРСОВИЙ ПРОЕКТ
на тему
«Водозливна гребля на нескельній основі»

Курсовий проект «Водозливна гребля на нескельній основі» складається з пояснювальної записки об'ємом 35-40 сторінок та графічної частини, виконаної на листі форматом А1. Вихідні дані для проектування обираються згідно завдання–інструкції, що видається викладачем, відповідно до шифру. Шифром є букви, які входять в прізвище, ім'я та по-батькові студента, записані послідовно. Вихідні дані вписуються в бланк вихідних даних.

В записці повинні бути описані і розраховані всі розділи, визначені методичними вказівками. При роботі над курсовим проектом також необхідно користуватися рекомендованою в списку літературою.

1. Аналіз вихідних даних

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

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

1) ширина русла річки без заплави і з заплавою при різних заданих рівнях води (меженному (відповідає $Q^{Б}_{мін}$); НПР (відповідає $Q_{макс}$); при проходженні розрахункових повеневих витрат ($Q^{n}_{макс}$).

2) Розміщення створу гідровузла рекомендується у вихідних даних. Аналіз плану річки (опис берегів в створі: круті, пологі) в створі гідровузла дозволить встановити раціональне 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.

3) розміри живих перерізів у ВБ та НБ при характерних рівнях води для визначення середніх швидкостей течії при характерних витратах води. Це дозволить зробити висновки про необхідність врахування швидкості підходу потоку до греблі при розрахунках її

пропускної спроможності і можливості льодоходу; при швидкостях води у ВБ менше 0,5м/с швидксним напорм нехтують, льодохід через греблю відсутній (лід розтає безпосередньо у водосховищі);

4) перевищення заплави та корінних берегів над характерними рівнями води для встановлення необхідної довжини і висоти глухих частин греблі, спряжуючих водозливну її частину з берегами та іншими спорудами;

5) направлення підходу води до водозливної греблі. (При косому підході льоду до водоскидного фронту його пропуск через прогони греблі ускладнюється.

2. Вибір створу і компоновки споруд гідровузла

Після вивчення вихідних матеріалів встановлюється протяжність кожної споруди гідровузла по створу. Протяжність водоскидної греблі встановлюється шляхом гідравлічних розрахунків (п.5). Протяжність глухих частин греблі – виходячи з підпірних рівнів води в верхньому б'єфі (*НПР* та *ФПР*) та топографії місцевості в районі створу гідровузла.

2.1. Схеми компоновок споруд гідровузла

На крупних річкових гідровузлах на нескельній основі застосовуються дві основні схеми компоновки водопропускних споруд: руслова та заплавна, вибір між якими здійснюється за техніко-економічними та виробничими умовами їх будівництва в даному створі [1].

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 - три) черги робіт, кожна з яких потребує влаштування котлованів, що огороджуються окремими перемичками (рис. 1).

Заплавна компоновка застосовується на рівнинних ріках з пологими берегами та високими повенями (рис. 2). При такій компоновці бетонні споруди розташовують на більш пологому і випуклому березі, що дає можливість зменшити глибину будівельного котловану та розміри підвідного і відвідного каналів. Будівлю ГЕС рекомендується примикати до водозливної греблі з

берегової сторони для полегшення будівельно-монтажних робіт, а також з умов зручності транспортування енергетичного обладнання та забезпечення більш раннього початку його монтажу.

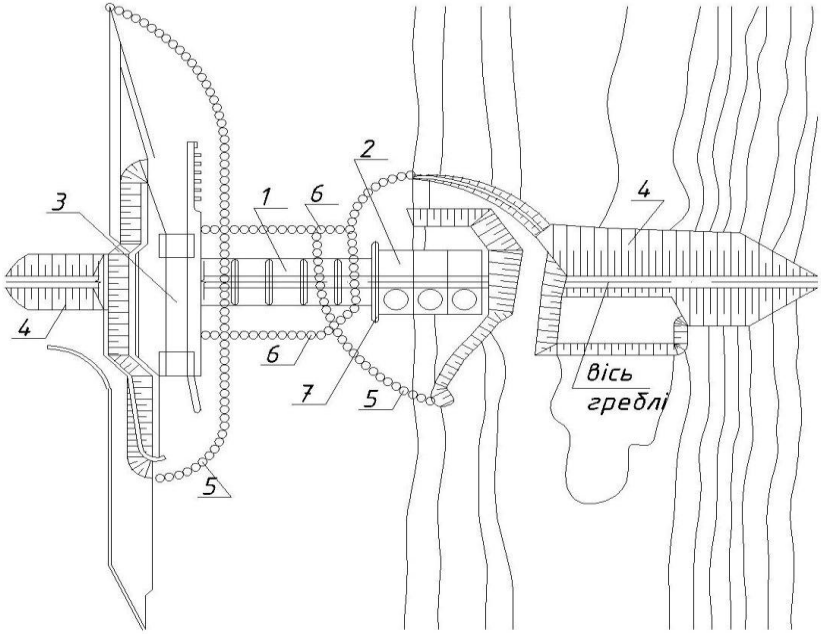


Рис. 1. Схема руслової компоновки низьконапірного гідровузла:
1 – водозливна бетонна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – судноплавний шлюз;
4 – ґрунтова гребля; 5 – перемичка першої черги; 6 – перемичка другої черги;
7 – роздільна стінка

Різновидом такої компоновки є **напівзаплавна компоновка**, при якій бетонні споруди частково розміщуються в руслі.

У верхньому і нижньому б'єфах влаштовуються роздільні стінки для перешкоджання взаємному впливові різних гідравлічних режимів роботи споруд.

У випадку заплавної компоновки необхідно виконати орієнтовний розрахунок розташування на заплаві бетонних споруд при відомій їх протяжності.

В розрахунку приймається, що підошва поздовжньої перемички котловану розташовується на відстані $l_1 \approx 30{,}0$м (рис. 3) від бровки укосу меженного русла ріки. Відмітка гребеня поздовжньої перемички $\downarrow ВП$ визначається відносно рівня води при максимальній розрахунковій будівельній витраті із запасом $\geq 1{,}0$м

$$\downarrow ВП = \downarrow РВ_{\max}^{буд} + 1{,}0\,.$$

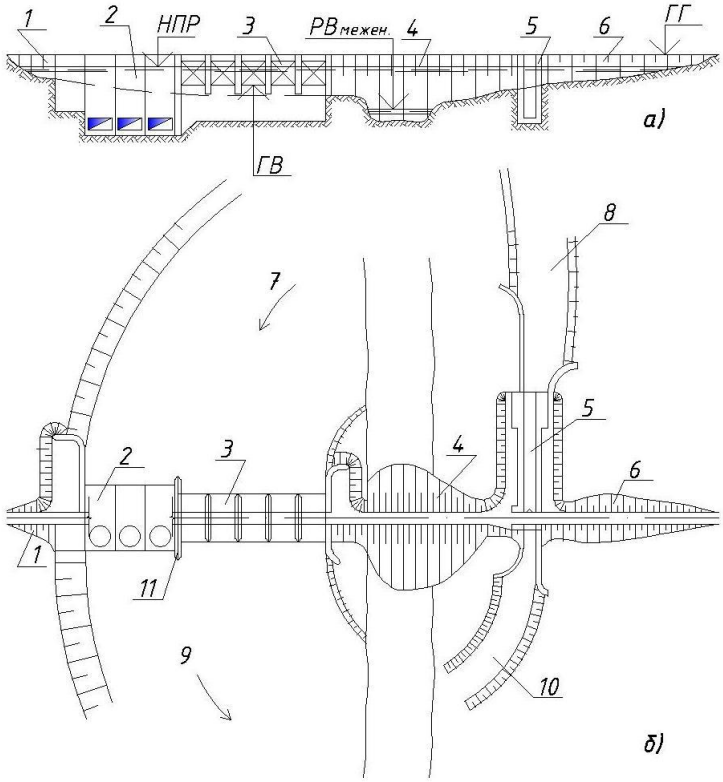


Рис. 2. Схема заплавної компоновки середньонапірного гідровузла:
а) профіль по осі гідровузла; б) план
1, 4, 6 – грунтові греблі; 2 – будівля ГЕС; 3 – водозливна бетонна гребля;
5 – судноплавний шлюз; 7, 9 – підвідний і відвідний канали ГЕС; 8,
10 – підхідні канали до шлюзу; 11 – роздільна стінка

Висота поздовжньої перемички визначається по відомій відмітці заплави в цьому місці. Ширину гребеня перемички можна прийняти рівною $l_3 \approx 5{,}0$м з умови можливості проїзду по ньому будівельних машин та механізмів. Ширина перемички по підошві: $l_2+l_3+l_4$, де l_2, l_4 - горизонтальні проекції укосів перемички. Коефіцієнти закладання укосів можуть бути прийняті: для суглинків – m=2,0м, для пісків і супісків - m=2,25м. Відстань від підошви укосу поздовжньої перемички з берегової сторони до бровки укосу котловану може бути прийнята l_5=20,0…30,0м. Відмітка дна котловану водозливної греблі приймається рівною відмітці її

підошви. Горизонтальне прокладання укосу котловану l_6 може бути розраховано за відомим

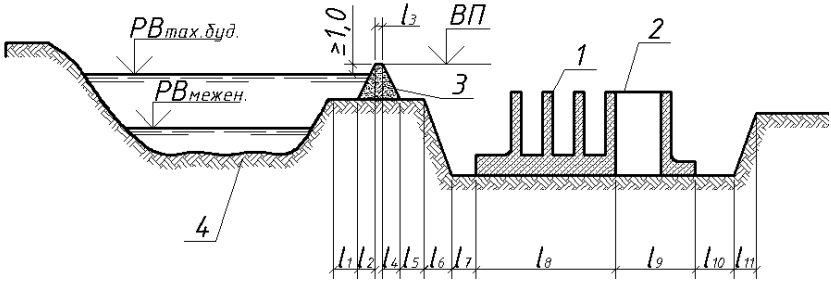


Рис. 3. Схема розташування водоскидних споруд гідровузла на заплаві річки
1 – водозливна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – поздовжня перемичка;
4 – русло річки

коефіцієнтом закладання. Відстань від підошви укосу до берегового стояна греблі - l_7=40,0…50,0м. Далі розташовуються бетонні споруди гідровузла, протяжність яких встановлюється розрахунками.

2.2. Пропуск будівельних витрат

Існує три основних методи пропуску річкових вод в період будівництва: 1) без відведення води із побутового русла, в якому розташовуються основні бетонні споруди; 2) з відведенням води та пропуском її по каналах, тунелях, трубах; 3) комбінований, коли частина основних споруд зводиться без відведення річкових вод, решта – з їх відведенням [1].

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

При русловій компоновці застосовують пропуск будівельних витрат з перемичками (рис. 1) та без перемичок (з проведенням робіт мокрим способом або з відведенням річки із її русла). Пропуск будівельних витрат при використанні перемичок описано в [1].

При заплавній компоновці, як правило, будівництво водозливної греблі ведуть методом гребінки, при якому будівельні витрати пропускаються через недобудовані отвори греблі [1].

3. Призначення класу наслідків (відповідальності)

Загальні положення призначення класу наслідків (відповідальності) наведено в п. 1.2.

Клас наслідків (відповідальності) [1] бетонної греблі на нескельній основі за її технічними параметрами призначають за табл. 1, за соціально – економічною відповідальністю та умовами експлуатації - за табл. 1.2.

Попередньо висота греблі може бути розрахована за формулою

$$H_{ГР}=\downarrow ФПР-\downarrow дно+ h_{1\%}^{ср} + \Delta h^{ср} + a\,,$$

де $\downarrow ФПР$ – відмітка форсованого підпірного рівня, м; $\downarrow дна$ – відмітка дна річки, м; $h_{1\%}^{ср}$ – висота хвилі 1% забезпеченості при середньо багаторічній швидкості вітру, м; $\Delta h^{ср}$ – висота нагону хвилі при тій же швидкості вітру, м; a – запас, приймається рівним 0,8м.

Таблиця 1

Класи наслідків (відповідальності) гідротехнічних споруд за їх технічними параметрами

Тип грунтів основи	Висота споруд, м, при класі наслідків (відповідальності)			
	СС3	СС2		СС1
		СС2-1	СС2-2	
II	>50	25-50	10-25	<10
III	>25	20-25	10-20	<10

Примітка. Ґрунти: II – піщані, великоуламкові і глинисті у твердому і напівтвердому стані; III – глинисті водонасичені в пластичному стані.

4. Конструювання водозливної греблі

4.1. Побудова профілю водозливної греблі

При побудові профілю водозливної поверхні за основу приймають найпростіший безвакуумний профіль з $\alpha_в$=90° (рис. 4, *а*). Основним елементом профілю є крива *CD*, яка будується за приведеними координатами Крігера – Офіцерова, які множать на значення профілюючого напору $H_{прф}$.

З низової сторони проводиться дотична *DE* із закладанням m_t=0,65…0,85, яка також є дотичною до дуги *EF*, що спрягає водозливну поверхню з водобоєм. Приведені координати точки *D* дотику криволінійної водозливної поверхні з плоскою гранню. Для гребель на нескельній основі при великих напорах радіус дуги

$$R = (0{,}5...1{,}0)(H_{прф} + z_{\max})\,, \qquad (1)$$

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

При необхідності розміщення на гребені робочих і ремонтних затворів на відмітці гребеню водозливу виконується горизонтальна ділянка довжиною $l_{гр}$ (рис. 4, *б*).

Якщо в результаті перевірочного статичного розрахунку виявиться, що водозливна стінка, побудована за координатами Крігера - Офіцерова, нестійка проти зсуву по основі, її профіль можна відкоригувати за рахунок додавання частин *А* або *Б* [1], показаних на рис.*в,г* штрихуванням.

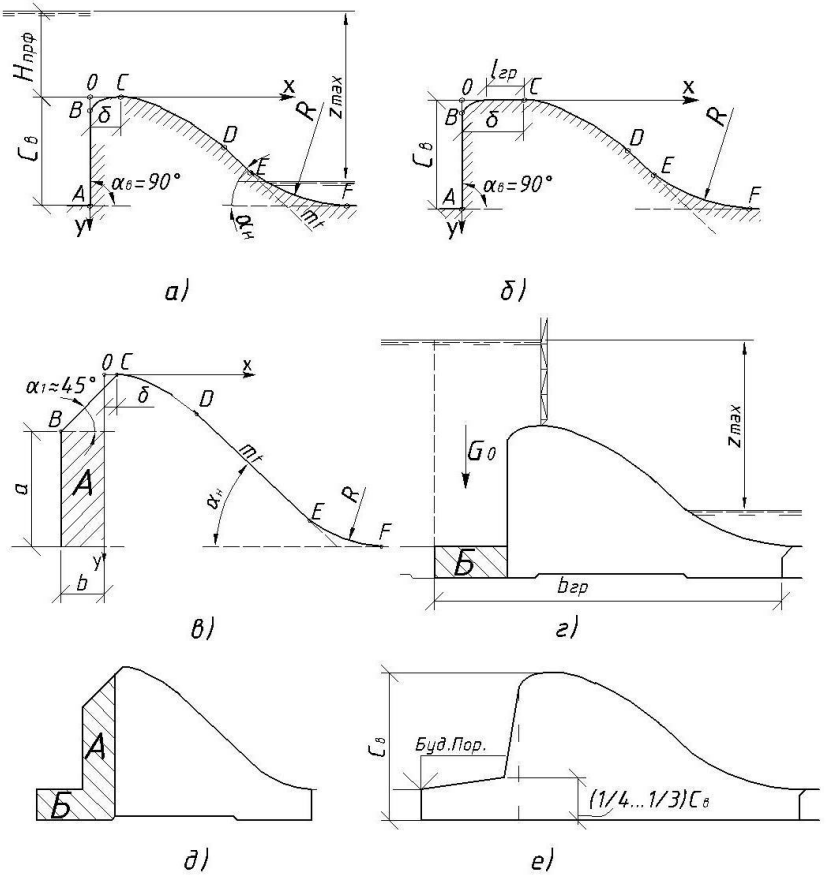


Рис. 4. Приклади практичних профілів без вакуумної водозливної стінки а) з вертикальною гранню; б) з горизонтальною вставкою; в) збільшеного перерізу з похилою вставкою; г) з консоллю фундаментної плити; д) при поєднанні прийомів *в*, *г*; е) при влаштуванні тимчасового будівельного порогу

В останньому випадку стійкість греблі збільшується не лише за рахунок додаткової ваги бетону, але і за рахунок ваги води G_0. Буває доцільно використати обидва прийоми одночасно (рис. 4, *д*).

При зведенні греблі методом гребінки необхідне влаштування тимчасового порогу для пропуску будівельних витрат та розміщення будівельних затворів. При цьому профіль греблі матиме вигляд, показаний на рис. 4, *е*.

Якщо гребля суцільного профілю має надлишкову стійкість, може бути використана пустотіла конструкція водозливної греблі [1]. Конструкція пустотілого водозливу потребує на 20% менше бетону, ніж монолітна. Порожнини в тілі виконуються одно- або двохярусними (рис. 5). Останні влаштовують у випадку пропуску будівельних витрат через недобудоване тіло греблі. Повінь в період будівництва пропускається по перекриттю нижньої порожнини.

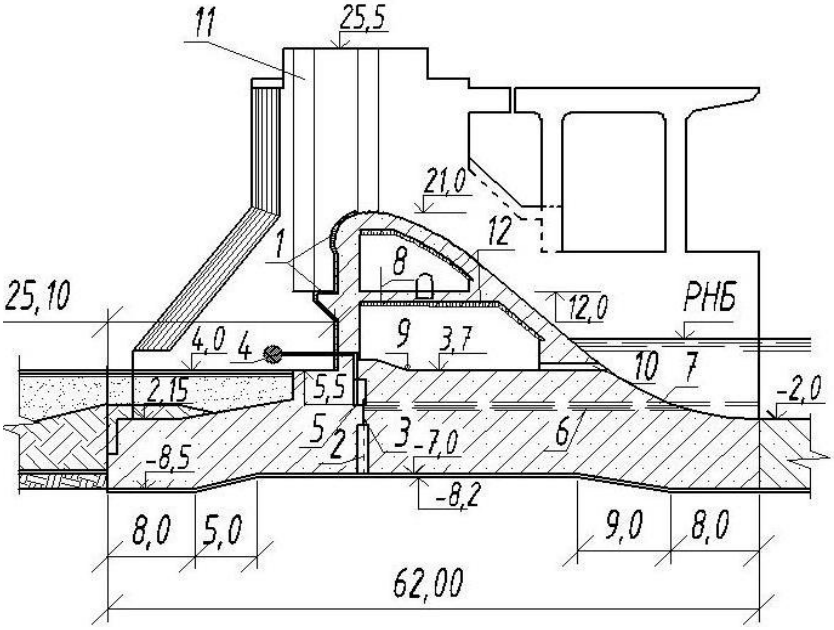


Рис. 5. Приклад водозливної полегшеного профілю:
1 – плити–оболонки; 2 – дренажний колодязь; 3 – труба Ø219; 4 – водозабір ежектора; 5 – ежектор; 6 – відвідний трубопровід ежектора; 7 – водоскидна труба дренажу; 8 – труба Ø100; 9 –труба Ø300; 10 – те ж Ø600; 11 – паз будівельного затвора; 12 – збірні з/б елементи

В першому наближенні ширина греблі по підошві $b_{гр}$ (рис. 4) може бути прийнята в залежності від максимальної різниці рівнів верхнього і нижнього б'єфів z_{max} та типу ґрунтів основи:

галькові та гравійні	-	$(2,00...2,25)\cdot z_{\max}$
супіщані та піщані	-	$(2,25...2,50)\cdot z_{\max}$
суглинисті	-	$(2,50...2,75)\cdot z_{\max}$
глинисті	-	$(2,75...3,00)\cdot z_{\max}$

4.2. Конструктивні постійні шви та їх ущільнення

Греблі напором більше 5…10 м на нескельних основах, як правило, розрізають на секції, в яких водозлив та бики об'єднані в одну конструкцію на спільній фундаментній плиті.

В залежності від міцнісних характеристик та однорідності основи розрізка греблі по биках може призначатися через один (рис. 6, *а*), два (рис. 6, *б*) або три (рис. 6, *в*) прогони. Відстань між наскрізними швами може бути до 50…60м [1]. В цьому випадку для попередження значних температурних напружень в тілі греблі біля биків влаштовують не наскрізні шви-надрізи (рис. 6, *б, в*), які доходять тільки до фундаментної плити.

Для прийнятої схеми розрізки довжина секції греблі

$$z_c = n_1 \cdot b_{пр} + (n_1 - 1) \cdot d_б + d_{рб}, \qquad (2)$$

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

$d_б$ – товщина нерозрізного бика;

$d_{рб}$ – товщина розрізного бика.

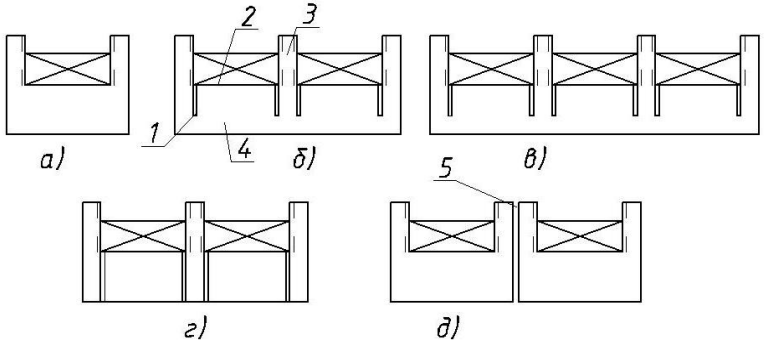


Рис. 6. Секції водозливної греблі при розрізці: а) однопрогінній; б) двопрогінній; в) трьохпрогінній; г) з биками, відрізаними від водозливу
1 – шви-надрізи; 2 – поріг водозливу; 3 – бик; 4 – фундаментна плита; 5 – шви між секціями

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

Розміщення елементів протифільтраційних ущільнень швів в биках наведено на рис. 7.

Вертикальні та контурні ущільнення виконуються аналогічно ущільненням гребель на скельній основі. Особливістю ущільнення швів в греблях на нескельній основі є влаштування горизонтальних ущільнень (шпонок) по контуру підошви споруди (рис. 8, *а*) та в місці розширення шва (рис. 8, *б*) [1].

4.3. Оглядові галереї та дренаж тіла греблі

В тілі греблі влаштовують поздовжні і поперечні галереї. По висоті греблі галереї розміщують через 20...40 м. Поздовжні оглядові галереї розміщуються паралельно напірній грані греблі. Вода, зібрана поздовжніми галереями, відводиться в нижній б'єф поперечними галереями. Поперечні галереї виконують перпендикулярно до поздовжніх посередині секцій греблі. Галереї сполучаються ліфтами і маршовими драбинами.

4.4. Елементи підземного контуру греблі

Питання проектування елементів підземного контуру гребель на нескельній основі висвітлені в [1].

Понур. Коефіцієнт фільтрації матеріалу водонепроникної частини понуру повинен бути приблизно в 100 разів меншим за коефіцієнт фільтрації основи. В зв'язку з цим гнучкі понури з глинистих матеріалів (рис. 9, *а*) застосовуються при водопроникних ґрунтах основи: піщаних, піщано-гравійних тощо. На глинистих основах виконуються жорсткі понури з таких водонепроникних матеріалів, як бетонні, бітумні суміші та асфальти. Часто вони виконуються анкерними (рис. 10).

При будь-якій конструкції понуру він має бути захищений від підмиву з верхової сторони. Тому перед ним необхідно влаштовувати початкове кріплення у вигляді запобіжного ковша, завантаженого камінням (рис. 10).

Попередньо призначена довжина понуру може бути уточнена в ході фільтраційного та статичного розрахунків.

Глиняний понур. Попередні розміри понура з глинистих матеріалів (рис. 9, *а*):

- мінімальна товщина понуру в верховій частині [1] – t_{min}=0,5…0,75 м;
- товщина понуру 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;
- товщина понуру в проміжних вертикальних перерізах

$$t \geq \left(\frac{1}{10}...\frac{1}{15}\right) \cdot h_n ,$$

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

- довжина понуру $l_{пон}=(1,0…3,0)\cdot z_{max}$.

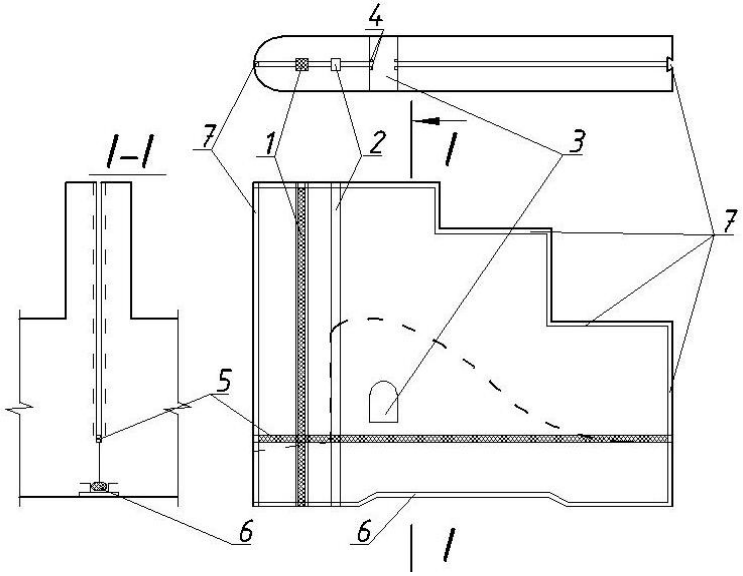


Рис. 7. Влаштування шва в бику водозливної греблі

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

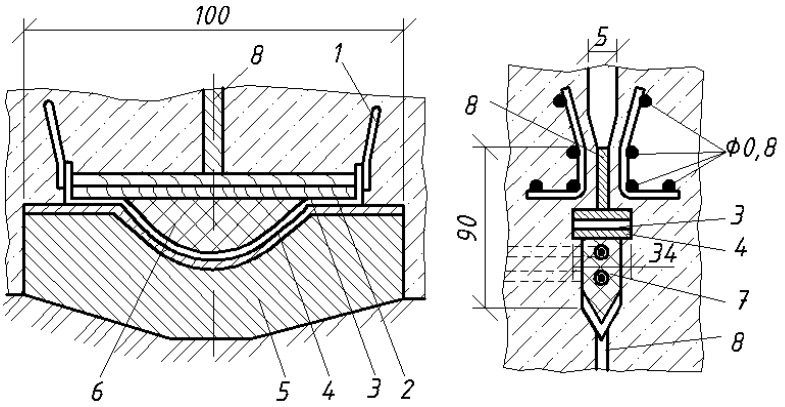


Рис. 8. Конструкції горизонтальних шпонок
а) по підошві греблі; б) в місці розширення шва
1 – анкери; 2 – дошка 2х20 см; 3 – сталевий лист товщиною 4 мм; 4 – бітумні мати; 5 – залізобетонний блок; 6 – асфальтова мастика; 7 – шлаковата, просякнута бітумним розчином; 8 – холодна асфальтова штукатурка. Розміри вказано в мм

Шов (або його частину) в місці спряження глиняного понуру і тіла греблі зазвичай роблять похилим для того, щоб він не розкривався при осіданні понуру та греблі. У відповідальних випадках цей шов спеціально ущільнюється (рис. 9, *б*).

Аналогічно здійснюється спряження такого понуру зі стінкою верхового відкрилку берегового стояна.

Зверху водонепроникний матеріал понуру покривається захисним шаром з будь-якого місцевого ґрунту товщиною не менше глибини промерзання $t_{пр}$ для запобігання утворення тріщин глиняного матеріалу в період до затоплення понуру та можливих пошкоджень в період експлуатації. По верху захисного шару відсипається зворотний фільтр товщиною 0,15…0,20 м. Безпосередньо на глиняну частину понуру зворотний фільтр відсипається лише на мало відповідальних греблях. По верху зворотного фільтра влаштовується кріплення у вигляді кам'яної мостової (рис. 9, *б*), або (частіше) у вигляді бетонних збірних або монолітних плит товщиною 0,20…0,50 м (рис. 9, *а*).

Анкерний понур (рис. 10) складається 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 по верху відсипається місцевий ґрунт (пісок) товщиною не менше глибини промерзання, по верху якого вкладається зворотний фільтр та захисне кріплення.

Довжина анкерного понуру попередньо призначається за аналогією з понуром із глинистих матеріалів. Розміри решти елементів понуру можна приймати за аналогами існуючих споруд [1].

Шпунти. Вертикальні протифільтраційні пристрої в греблях влаштовують із шпунтових рядів, для яких найчастіше використовують стальні шпунтини плоского або коритоподібного профілю. Верховий (корольовий) шпунт подовжує шлях фільтрації та служить гасителем напору. Низовий (водобійний) шпунт перешкоджає фільтраційному випору ґрунту. Верховий понурний шпунт (або зуб) влаштовують тільки у випадку анкерного понуру.

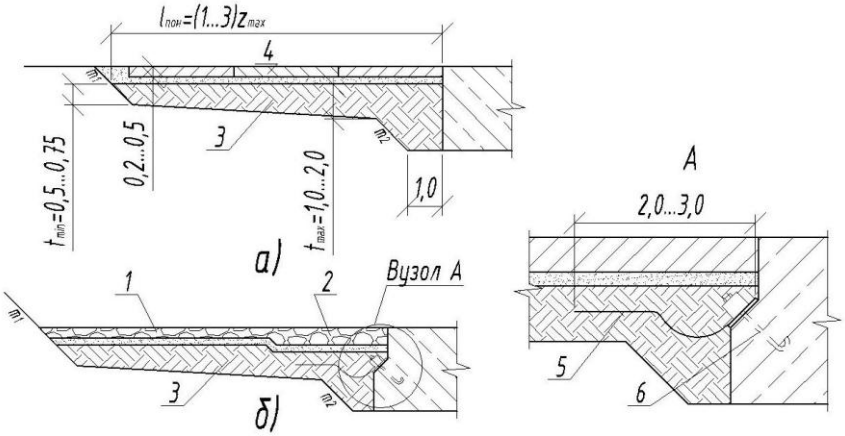


Рис. 9. Приклади гнучких глиняних понурів
1 – одиночна кам'яна мостова на шарі піщано–гравійної підготовки товщиною 0,15 м; 2 – подвійна мостова (на цементному розчині) на шарі підготовки; 3 – глиняний понур; 4 – бетонні плити 3,0х3,0х0,5 на гравійній підготовці товщиною 0,15 м; 5 – бітумний мат; 6 – анкерний болт. Розміри вказано в м

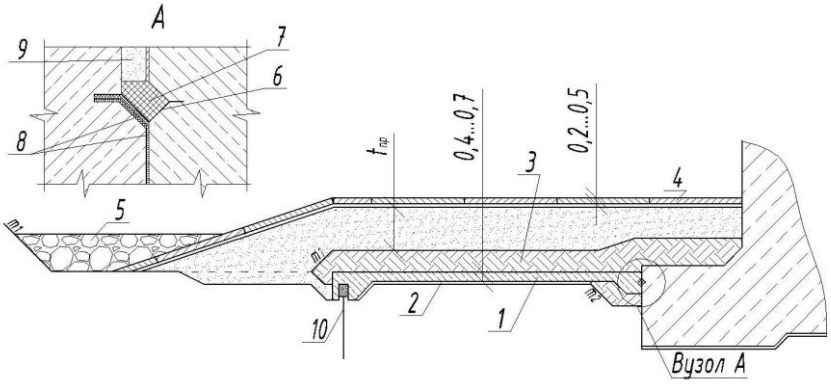


Рис. 10. Анкерний понур
1 – анкерний понур; 2 – бетонна підготовка товщиною 5 см; 3 – глина; 4 – бетонні плити розміром 3,0x3,0x0,5 на гравійній підготовці товщиною 0,15 м; 5 – захисний ківш; 6 – металевий лист; 7 – асфальтова мастика; 8 – асфальтові мати; 9 – цементний розчин; 10 – шпунт. Розміри вказані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

При наявності водотривких порід на глибині до 15-20 м шпунт забивається до них. При глибокому заляганні водоупору влаштовують "висячі" шпунтові ряди. При неоднорідній основі, що має водонепроникні прошарки, шпунтові ряди повинні їх перетинати.

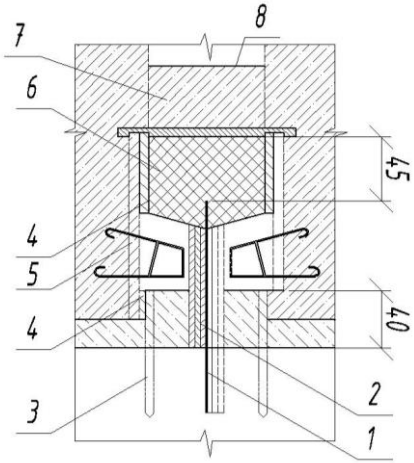


Рис. 11. З'єднання шпунта з фундаментною плитою за допомогою шпонки

В першому наближенні довжина понурного шпунта може бути прийнята від 2,0…3,0м до $0{,}5z_{max}$; "висячого" корольового – в межах (0,5…1,5) z_{max}; низового – 2…4м [1]. Менші значення відповідають глинистим і суглинистим основам та високим греблям. Відстань між шпунтовими рядами повинна бути не менше 75% їх сумарної довжини.

З'єднання голови шпунта з фундаментом греблі виконується за допомогою спеціальних гідроізоляційних

шпонок [1], розміщених в бетоні фундаменту (рис. 11).

1 – шпунт; 2 – повсть; 3 – кілки з дошок; 4 – дошки; 5 – стійки через 1м; 6 – бітумно–мінеральна суміш; 7 – резервні колодязі через 4 м; 8 – рівень суміші в колодязі. Розміри вказані в см

Бетонні зуб'я. Неглибокі бетонні зуб'я влаштовують для попередження контактної фільтрації та кращого спряження бетону з основою [1]. Як правило, влаштовують верховий та низовий підгреблеві зуб'я. В схемах гребель з горизонтальним дренажем низовий бетонний зуб влаштовують, щоб ізолювати дренаж від нижнього б'єфа.

При наявності шпунтових рядів бетонні зуб'я роблять неглибокими - ≤2,0…3,0м, шириною по низу ≥3,0м. Коефіцієнт закладання будівельних укосів може бути прийнятий m=1,0.

Дренаж основи. Під тілом греблі у більшості випадків доцільно влаштовувати горизонтальний дренаж із крупнозернистого матеріалу із зворотним фільтром, 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 дренажного фільтру приймається в межах 0,8…1,0м.

Відведення 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. 5). При цьому вихідні отвори таких труб розташовують в низових оголовках бичків та стоянах.

4.5. Пристрої нижнього б'єфу

Водобій безпосередньо сприймає динамічну дію потоку води, яка скидається через водозливну греблю. В межах водобою гаситься надлишкова енергія потоку. Для гасіння енергії води та скорочення довжини кріплення русла на водобійній частині застосовують гасителі енергії: суцільну або прорізну стінки, гаситель–розтікач тощо. Розміри і розташування гасителів енергії на водобої, а також

тип та протяжність окремих частин кріплення нижнього б'єфу встановлюються гідравлічними розрахунками.

Попередньо товщина плит водобою може бути визначена за залежністю

$$\delta_в \geq \left(\frac{1}{10}...\frac{1}{12}\right) l_в , \qquad (3)$$

де $l_в$ – довжина водобою; може бути прийнята $l_в = 5(h_2 - h_1)$;

h_2, h_1 – спряжені глибини гідравлічного стрибка.

Остаточно товщина водобійних плит обґрунтовується статичним розрахунком.

Плити водобою відокремлюються деформаційними швами від тіла греблі по всій ширині водобою. В напрямку течії плити, як правило, виконуються суцільними, але при значній довжині водобою можуть розрізатися на дві частини. Зазвичай вони також розрізаються поздовжніми швами по продовженню осей биків. При відстані між швами більше 15…20м влаштовуються додаткові поздовжні шви водобою по осях прогонів греблі. Всі вказані шви повинні бути водопроникними, тому вони не ущільнюються.

Під водобійною плитою влаштовується дренаж, захищений зворотним фільтром (одно- або двошаровим). Відведення води з дренажу здійснюється:

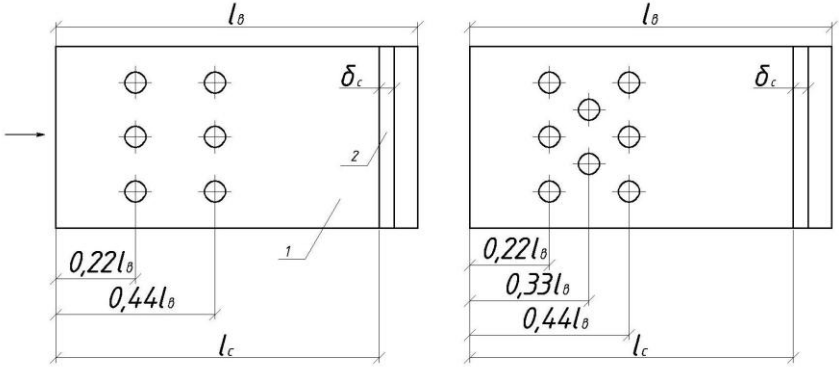
- через фільтраційні (розвантажувальні) отвори в водобійній плиті, які також знижують небажаний дефіцит тиску під нею;
- в горизонтальному напрямку - в область водопроникної рисберми.

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

Товщина дренажного шару під плитами водобою може бути змінною і призначатися в межах: на початковій ділянці 0,7…0,9 м, кінцевій – 0,4…0,6 м. Розвантажувальні отвори роблять розміром від 0,25×0,25 м до 1,0×1,0 м та заповнюють кам'яним матеріалом; зверху перекривають металевими решітками. Ці отвори розташовуються в шаховому порядку через 5…10м в ряду один від одного. Ряди отворів розташовують не менше, ніж через 5м. При цьому площа розвантажувальних отворів повинна складати не

менше 1,5% від площі всього кріплення. Схему раціонального розташування дренажних отворів при наявності на водобої суцільної водобійної стінки показано на рис. 12.

Рисберма призначена для заспокоєння потоку та розсіяння його енергії. Безпосередньо за водобоєм розташовується більш потужна жорстка частина рисберми, яка найчастіше виконується з бетонних та армобетонних плит (рис. 13). На початковій ділянці рисберми товщину плит приймають до 1,0…2,5 м, на кінцевій – 0,5…0,8 м.



а) б)

Рис. 12. Схема раціонального розташування дренажних отворів при наявності на водобої суцільної водобійної стінки а) при двохрядному розміщенні колодязів; б) при трьохрядному розміщенні колодязів
1 – плита водобою; 2 – суцільна водобійна стінка

Зміну товщини плит по довжині рисберми здійснюють уступами. Плити можуть бути квадратними або прямокутними в плані довжиною від 2 до 20 м. При заданих планових розмірах плити її товщину d_n можна орієнтовно визначати із умов:

для неармованих плит $$d_n \geq \left(\frac{1}{6}...\frac{1}{7}\right) l_n ; \quad (4)$$

для армованих плит $$d_n \geq \left(\frac{1}{8}...\frac{1}{10}\right) l_n , \quad (5)$$

де l_n – довжина плити в напрямку течії.

Поздовжні шви між плитами рекомендується влаштовувати “в перев'язку”. Якщо плити прямокутні, 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 на місці вкладають шар жорсткої бетонної суміші у якості підготовки товщиною 0,10…0,15 м.

В плитах рисберми, як і водобою, влаштовують розвантажувальні отвори у відповідності до вищенаведених рекомендацій для водобійних плит. Влаштування кріплення дна в нижньому б'єфі показано на прикладі Волгоградської греблі на р. Волга (рис. 13) [1]. З метою зменшення питомих витрат в кінці кріплення дна в нижньому б'єфі русло рекомендується розширювати в плані під кутом β, значення якого приймається із умови

$$tg\beta \le \frac{1}{8}...\frac{1}{10}. \qquad (6)$$

Частина русла за рисбермою може розмиватися, тому конструкція кінцевої ділянки рисберми повинна мати здатність деформуватися у відповідності до деформацій русла та бути проникною для фільтраційного потоку через основу. Гнучку рисберму виконують у вигляді окремих шарнірно зв'язаних бетонних або залізобетонних плит, кам'яного накиду тощо.

При великих питомих витратах води та ґрунтах, які легко розмиваються, в кінці гнучкої рисберми влаштовується запобіжний ківш. Розміри ковшового кінцевого кріплення рисберми встановлюються гідравлічним розрахунком.

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

4.6. Бики

Розміри і окреслення биків приймаються аналогічно греблям на скельній основі.

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. 5 і 13). Якщо виникає необхідність огородження гребінки також і зі сторони нижнього б'єфу, то на низових ділянках биків також влаштовуються пази для будівельних затворів.

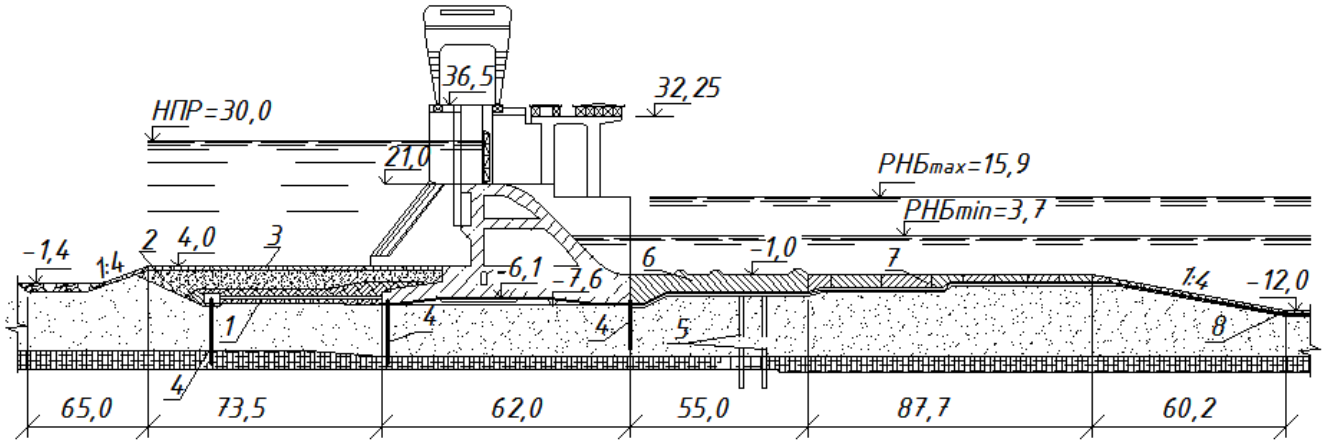


Рис.13.Бетонна гребля на нескельній основі

1 – залізобетонний анкерний понур; 2 – піщане привантаження; 3 – покриття бетонними плитами; 4 – сталевий шпунт; 5 – розвантажувальні свердловини; 6 – водобій; 7 – жорстка рисберма; 8 – гнучке залізобетонне кріплення

Для скорочення термінів будівництва бики і стояни можуть бетонуватися з використанням плит-оболонок або армоплит, які виконують функції опалубки.

4.7. Спрягаючі споруди

Спрягаючі споруди [1] влаштовують в місцях примикання греблі до інших споруд гідровузла.

Спряження з будівлею ГЕС (рис. 14) виконується за допомогою роздільних стінок (роздільних стоянів), які виступають в бік верхнього б'єфа на довжину не більше довжини понуру, в бік нижнього б'єфа - не менше, ніж на довжину водобою, а іноді – і на довжину рисберми.

Роздільна стінка по своїй конструкції - напівбик. Верхня грань стінки повинна бути вище максимального рівня води не менше, ніж на 1,0…1,5 м.

Спряження водозливної греблі із земляною або берегом виконується за допомогою берегових стоянів і їх відкрилків, які 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 розширеного майданчика (монтажного) для монтажу кранів і затворів, виїзду кранів з греблі, виконання ремонту затворів і розміщення затворосховищ (рис. 14). Довжина майданчика приймається $(1,5…2,5)b_{пр}$.

Довжина верхових спрягаючих відкрилків зазвичай приймається рівною довжині понура. В тому випадку, якщо цієї довжини недостатньо для плавного підведення річкового потоку до греблі, влаштовують спеціальні струмененапрямні дамби. Необхідність в них та їх розміри встановлюються лабораторними дослідженнями.

Відмітку гребеня верхових спрягаючих відкрилків приймають постійною, рівною відмітці гребеня стояну. Рідше їх роблять пірнаючими, із змінною відміткою гребеня відкрилка у відповідності до верхового укосу глухої греблі або берега.

В плані верховий і низовий відкрилки роблять або в одній площині із стояном (рис. 14, *а*) або під кутом 6…12° до площини стояну (рис. 14, *б*) для зменшення питомої витрати води і розмиву дна в кінці рисберми.

Довжина низової спрягаючої стінки може бути рівною довжині водобою або, на відповідальних об'єктах, доходити до кінця рисберми. При необхідності, в нижньому б'єфі також можуть бути влаштовані струменепрямні дамби. Гребінь низового відкрилка виконується із змінною відміткою у відповідності до зниження відмітки укосу земляної греблі або ґрунту насипу планування берегів.

Для перешкоджання місцевого фільтраційного випору в низовій частині стояну за ним влаштовують дренаж, який є продовженням дренажу земляної греблі. Дренаж захищають зворотним фільтром (рис. 14). З цією ж метою в деяких випадках додатково влаштовують протифільтраційні шпори або діафрагми, які в плані розташовують вище за течією від лінії затворів греблі. 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 спрягають із шпунтом діафрагми. З'єднання греблі з діафрагмою виконується у вигляді гнучкої шпонки (рис. 15).

Підпірні стінки спрягаючих відкрилків складаються із секцій довжиною від 20 до 40 м різної висоти на окремих фундаментних плитах. Стінки є спорудами гравітаційного типу, їх виконують із бетону або залізобетону.

При незв'язних ґрунтах основи найбільш ефективним є застосування кутникових стінок. Кутникова підпірна стінка (рис. 16, *а*) виконується із монолітного залізобетону і складається із вертикальної і горизонтальної плит.

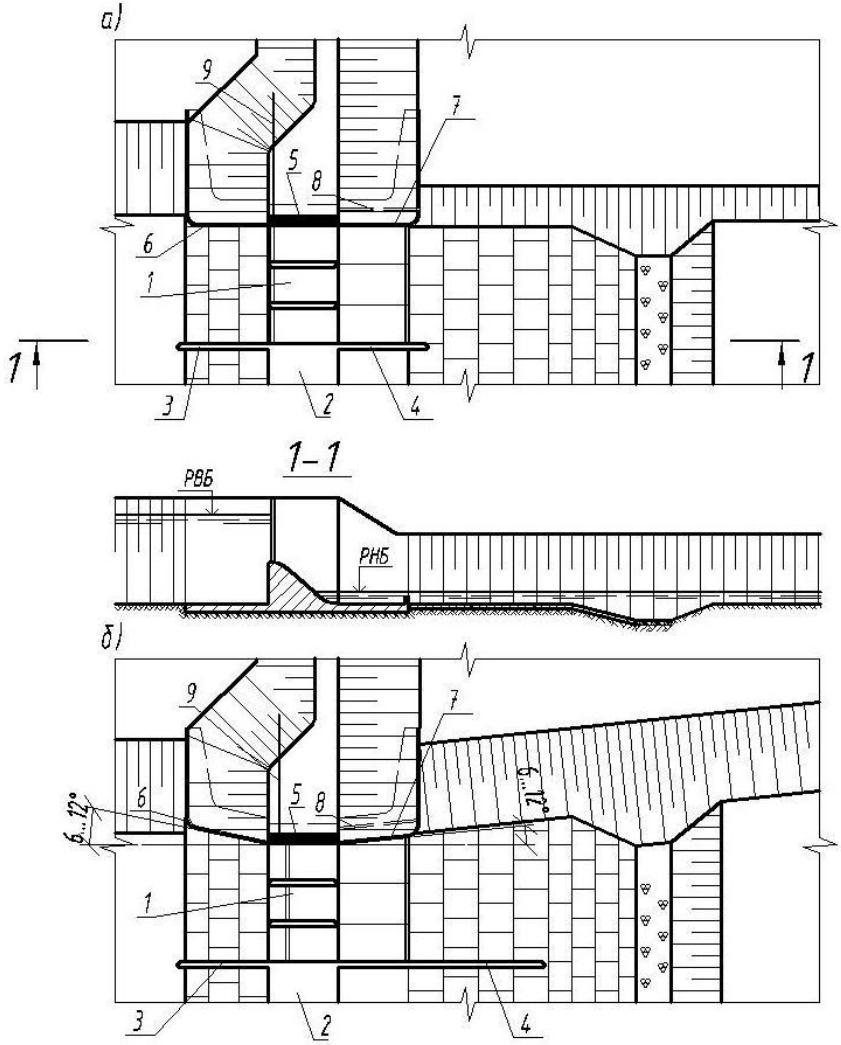


Рис. 1 Приклади компоновки спрягаючих споруд
а) верховий і низовий відкрилки розміщені в одній площині із стояном;
б) верховий і низовий відкрилки розміщені під кутом до площини стояну

1 – водозливна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3, 4 – верхова, низова роздільні стінки; 5 – стоян; 6, 7 – верховий та низовий спрягаючі відкрилки стояну; 8 – дренаж за стояном; 9 – протифільтраційна діафрагма (шпора)

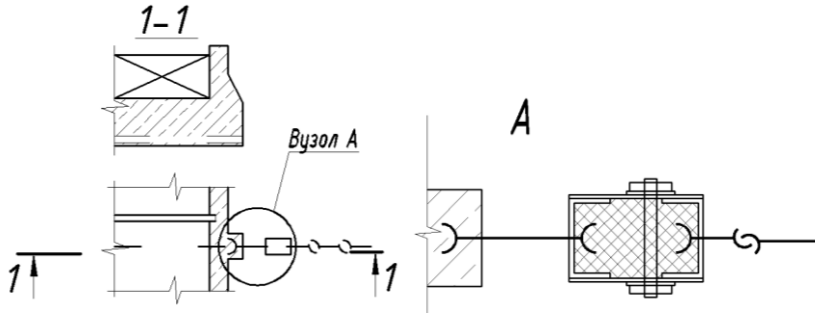


Рис. 15. Спряження діафрагми (шпори) із стояном

Ширину горизонтальної фундаментної плити B_n попередньо можна прийняти рівною

$$B_n = (0{,}5...0{,}9)H_n, \qquad (7)$$

де H_n – висота стінки.

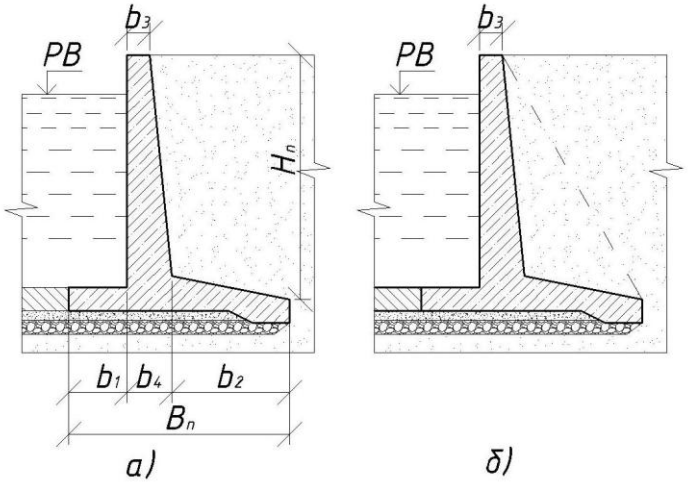


Рис. 16. Підпірні стінки спрягаючих споруд
а) кутникового типу; б) контрфорсного типу

Довжину консольної частини фундаментної плити з лицьової сторони призначають в межах

$$b_1 = (0{,}25...0{,}3)B_n, \qquad (8)$$

- з тилової сторони

$$b_2 = (0{,}7...0{,}75)B_n. \quad (9)$$

Товщину вертикальної плити приймають:

- по верху

$$b_3 = (0{,}4...0{,}5)b_4, \quad (10)$$

- по низу

$$b_4 = (0{,}7...0{,}75)B_n. \quad (11)$$

Товщина горизонтальної плити в місці спряження з вертикальною – b_4, по краях – дещо менше.

На зв'язних ґрунтах доцільно застосовувати підпірні стінки контрфорсного типу (рис. 16, *б*). Розміри фундаментної плити призначають, як для кутникової. Відстань між контрфорсами (ребрами) приймають 2..3,5 м, товщину ребра – 0,25 м, товщина вертикальної плити b_3 – від 1/9 до 1/15 відстані між контрфорсами.

5. Гідравлічний розрахунок водозливної греблі. Визначення розмірів водозливних отворів

Призначення та перевірка розмірів водозливних отворів (прогонів) і загальної протяжності водозливного фронту на пропуск розрахункових витрат проводяться аналогічно греблі на скельній основі [1].

В розрахунку 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 (10-25 м) напору на нескельній основі, величина питомої витрати на рисбермі q_p може бути прийнята в залежності від типу ґрунту основи:

- для піщаних основ – 25…50 м^2/с;
- для глинистих основ – 50…70 м^2/с.

6. Гідравлічний розрахунок водозливної греблі. Розрахунок спряження б'єфів

Основною задачею спряження б'єфів за водозливною греблею є гасіння надлишкової кінетичної енергії та 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 [1].

Проектним режимом спряження б'єфів для гребель на нескельній основі рекомендується приймати донний режим із затопленим гідравлічним стрибком. Значення коефіцієнта затоплення, який характеризує ступінь затоплення гідравлічного стрибка $D = \frac{h_{рз}}{h_{2p}} = \frac{h_{вз}}{h_2}$, рекомендується приймати рівним 1,1.

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

Розрахунок спряження б'єфів виконується для основного розрахункового випадку та пропусканні максимальної витрати при рівні води у верхньому б'єфі *НПР* при повному відкритті всіх отворів греблі та нерівномірно відкритих отворах, а також для перевірочного розрахункового випадку при рівні *ФПР*.

Відмітка поверхні водобою ↓*Вод* та рисберми попередньо приймається рівною відмітці дна русла річки. При недостатності глибини води в нижньому б'єфі для затоплення стрибка відмітку водобою понижують.

Глибина води в нижньому б'єфі h (побутова) для кожного із розрахункових випадків приймається за графіком $Q = f(h)$ для значення відповідної розрахункової скидної витрати.

Мінімальна глибина води на рисбермі $h_{рз}$ (рис. 17), необхідна для затоплення гідравлічного стрибка, що відповідає утворенню стрибка зі ступенем затоплення D=1,1 при коефіцієнті швидкості для водозливу φ=0,95, визначається в залежності від значення

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}}\ , \qquad (12)$$

де T_0 – питома енергія потоку перед спорудою,

$$T_0 = C_k + H_{в0} = \downarrow РВБ + \frac{V_0^2}{2g} - \downarrow дна;$$

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

$h_{кр}$ – критична глибина потоку; визначається за формулою (2.25) при уточненій питомій витраті на водобої $q_{вод}$, що відповідає розрахунковій витраті,

$$q_{вод} = \frac{Q_{гр}}{L_{ВГ}}, \qquad (13)$$

$L_{ВГ}$ – загальна протяжність водозливного фронту греблі, обчислена за формулою (3.38);

$z_0 = \downarrow РВБ + \frac{V_0^2}{2g} - \downarrow РНБ$ – різниця рівнів води у б'єфах при розрахунковій витраті з урахуванням швидкості підходу.

6.1. Суцільна водобійна стінка

Блок–схему алгоритму гідравлічного розрахунку суцільної водобійної стінки наведено на рис. 21 та 22.

Порядок розрахунку:

I. Знаходять мінімальну глибину на рисбермі $h_{рз}$, необхідну для затоплення стрибка, із залежностей

для $\xi_0 = 2...10$ $\qquad \frac{h_{рз}}{h_{кр}} = 0{,}0283\frac{z_0}{h_{кр}} + 1{,}64;$ (14)

для $\xi_0 > 10$ $\qquad \frac{h_{рз}}{h_{кр}} = 1{,}9.$ (15)

II. Глибину $h_{рз}$ порівнюють з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі h:

1. *Якщо* $h < h_{рз}$:

а) необхідно створити умови затоплення стрибка на водобої. Для цього поверхню водобою і рисберми необхідно заглибити під рівень нижнього б'єфу на величину

$$\Delta h = h_{рз} - h. \qquad (16)$$

При цьому побутова глибина води в нижньому б'єфі h стає рівною

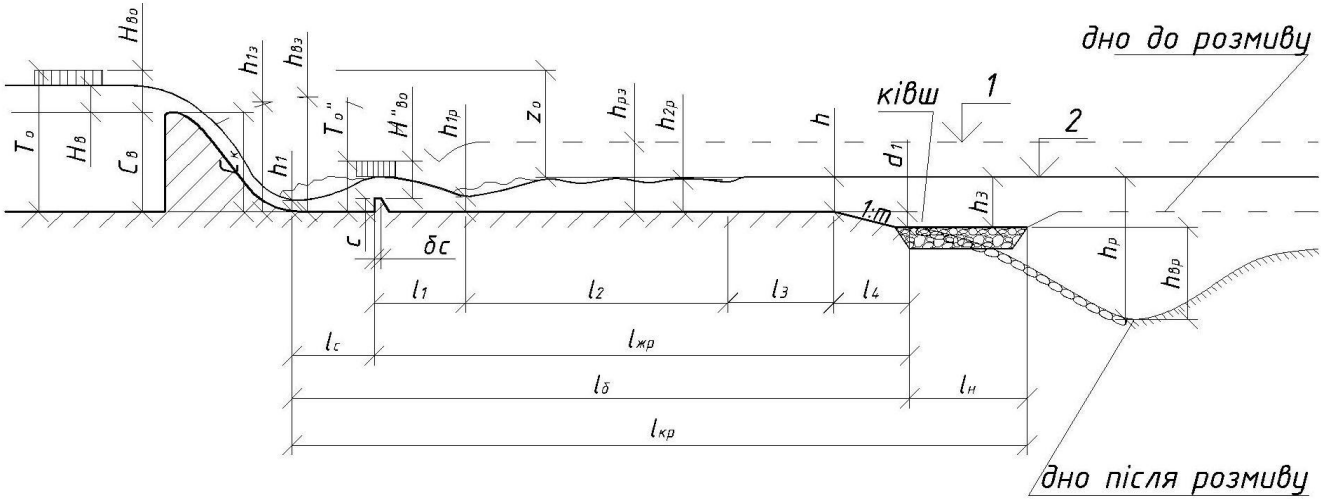


Рис. 17. Розрахункова схема поздовжнього профілю ділянки спряження б'єфів ↓1 – рівень нижнього б'єфу при затопленій формі спряження; ↓2 – рівень нижнього б'єфу при критичній формі спряження

глибині $h_{рз}$, а уточнена відмітка водобою і рисберми – $\downarrow Вод = \downarrow дна - \Delta h$.

Уточнені значення для нової відмітки водобою

$$T_0' = T_0 + \Delta h; \qquad \xi_0' = \frac{T_0'}{h_{кр}}. \qquad (17)$$

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

$$\frac{c}{h_{кр}} = 0{,}12\sqrt{8\xi_0' + 2}\,. \qquad (18)$$

Дана залежність може бути застосована для водобійних стінок прямокутного і трапецеїдального перерізів (рис. 18).

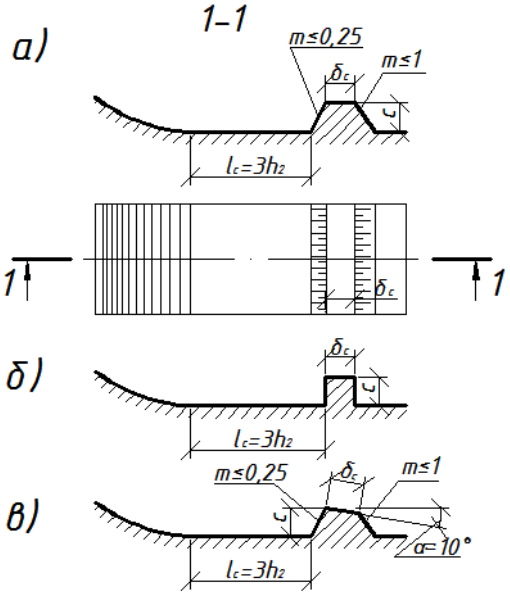


Рис. 18. Суцільна водобійна стінка
а) трапецеїдального поперечного перерізу із горизонтальною верхньою гранню;
б) прямокутного поперечного перерізу із горизонтальною верхньою гранню;
в) із похилою верхньою гранню

Ширина гребеня суцільної водобійної стінки приймається

$$\delta_c = (0{,}1...0{,}2)h_2\,, \qquad (19)$$

де h_2 – друга спряжена глибина гідравлічного стрибка на водобої (п.II.1,в).

Для трапецеїдальної стінки приймається уклон верхової грані ≤ 4:1, низової ≤1:1.

в) знаходять спряжені глибини h_1 і h_2 гідравлічного стрибка на водобої із співвідношень

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}}; \qquad \xi_2 = \frac{h_2}{h_{кр}}; \qquad \xi_1 = \frac{h_1}{h_{кр}}. \qquad (20)$$

Для цього:

- за значенням ξ_0 з граф. 19 для φ=0,95 знаходять значення ξ_2;
- за значенням ξ_2 з граф. 20 (графік Чертоусова для призматичного русла) знаходять значення ξ_1;
- із співвідношень (20) обчислюють значення h_1 і h_2.

2. *Якщо* $h > h_{рз}$:

Спряжені глибини гідравлічного стрибка h_1 і h_2 знаходять аналогічно попередньому випадку (п.II.1, в). Методика визначення висоти водобійної стінки залежить від співвідношення глибини на рисбермі $h_{рз}$, необхідної для затоплення стрибка, та другої спряженої глибини h_2.

а) при $h_{рз} < h_2$

висоту стінки знаходять підбором з умови утворення стрибка перед стінкою з коефіцієнтом затоплення D=1,1. Для цього 1) задають декілька значень висоти водобійної стінки c, для яких обчислюють наступні величини:

- напір на водобійній стінці з урахуванням швидкості підходу

$$H''_{в0} = H''_в + \frac{V_1^2}{2g}; \qquad (21)$$

$$H''_в = h_{вз} - c = 1{,}1 \cdot h_2 - c; \qquad (22)$$

$$V_1 = \frac{q_{вод}}{1{,}1 \cdot h_2}; \qquad (23)$$

- глибину підтоплення водобійної стінки

$$h_n = h - c; \qquad (24)$$

- коефіцієнт підтоплення $\sigma_n = f\left(h_n / H''_{в0}\right)$ за граф. 3.14 [1];

- питому витрату

$$q_{ст} = \sigma_n m \sqrt{2g} (H''_{в0})^{3/2}, \qquad (25)$$

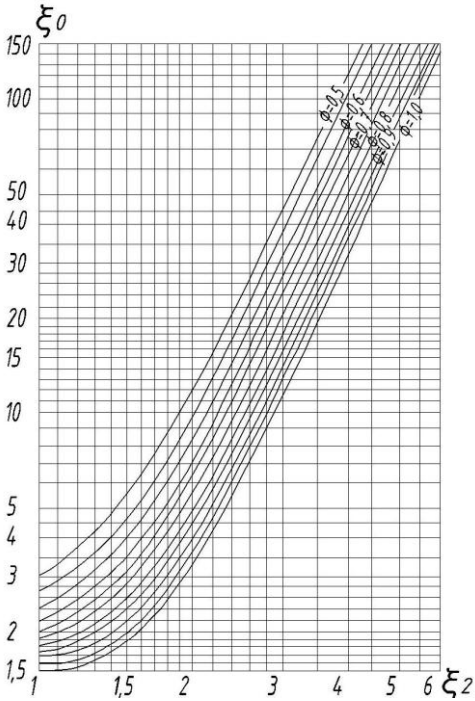


Рис. 19. Графіки залежності $\xi_2 = f(\xi_0)$

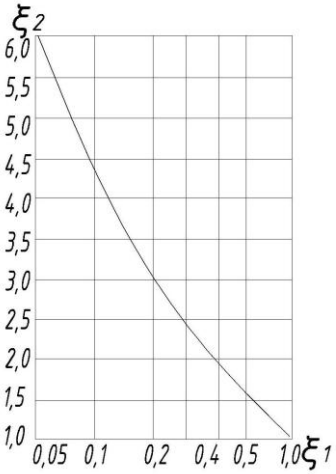


Рис. 20 Графік залежності $\xi_1 = f(\xi_2)$

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

2) за отриманими значеннями будують графік $q_{ст} = f(c)$, з якого визначають висоту водобійної стінки для $q_{ст} = q_{вод}$.

б) при $h_{рз} > h_2$

висота стінки приймається в межах

$$c = (1...2)h_1. \qquad (26)$$

III. Гаситель енергії - суцільну водобійну стінку, рекомендується встановлювати на відстані $l_c = 3h_2$ від початку водобою (рис. 17).

IV. Найбільший допустимий гідродинамічний напір $(T_0)_{доп}$, при якому забезпечується безкавітаційна робота водобійної стінки,

- із горизонтальною верхньою гранню (рис. 18, *а, б*)

$$(T_0)_{доп} = \frac{9{,}4 l_c \cdot h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2}, \qquad (27)$$

(залежність справедлива для $20 \le q_{вод} \le 80$ м^2/с і $1{,}0 \le c/h_1 \le 2{,}5$), де $h_2^* = (0{,}85...0{,}88)h_2$;

- із похилою верхньою гранню при уклоні 10° (рис. 18, *в*)

$$(T_0)_{доп} = \frac{15 l_c h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2}. \qquad (28)$$

При $T_0 \le (T_0)_{доп}$ розміри і відповідне окреслення водобійної стінки приймаються остаточними. У випадку, якщо фактичне значення $T_0 > (T_0)_{доп}$, розміри і окреслення стінки за умовами кавітації необхідно обґрунтовувати спеціальними лабораторними дослідженнями.

6.2. Прорізна водобійна стінка

Блок-схему алгоритму гідравлічного розрахунку прорізної водобійної стінки наведено на рис. 22 та 25.

Порядок розрахунку.

I. Мінімальна глибина води на рисбермі $h_{рз}$, необхідна для затоплення стрибка, визначається за залежностями

для $\xi_0 = 2...5$ $\qquad h_{рз} = 0{,}083 z_0 + 1{,}567 h_{кр}$; (29)

для $\xi_0 = 5...10$ $\qquad h_{рз} = 1{,}82 h_{кр}$. (30)

II. Глибина hрз порівнюється із побутовою глибиною води в нижньому б'єфі *h:*

1. Якщо $h < h_{рз}$:

а) поверхня водобою і рисберми заглиблюється на величину Δh відносно попередньої його відмітки (аналогічно 6.1, п.II.1.а);

б) знаходять спряжені глибини гідравлічного стрибка (аналогічно 6.1, п.II.1.в);

в) визначають висоту водобійної стінки (для $\xi_0 = 2...10$) із співвідношення

$$\frac{c}{h_{кр}} = 0{,}26 + 0{,}53\sqrt{\xi_0 - 2}. \qquad (31)$$

2. Якщо $h > h_{рз}$, знаходять спряжені глибини гідравлічного стрибка (аналогічно 6.1. п.II.1.в);

а) при $h_{рз} < h_2$ обчислюють:

- середньозважену реакцію одного погонного метру стінки, кН

$$R_r = \gamma \cdot \left[\frac{h_1^2 - h_{рз}^2}{2} + \frac{q^2{}_{вод}}{g} \left(\frac{h_{рз} - h_1}{h_{рз} h_1} \right) \right], \qquad (32)$$

де γ=9,81кН/м^3 – питома вага води;

- за числом Фруда $Fr = \frac{V_2^2}{g h_1}$ визначають коефіцієнт лобового опору стінки k_c (граф. рис. 24), де $V_2 = q_{вод} / h_1$ – швидкість в стисненому перерізі;
- необхідний коефіцієнт наскрізності ω

$$\omega = \frac{g \cdot R_r}{\gamma \cdot k_c \cdot V_1^2}; \qquad (33)$$

- висота стінки

$$c = 1{,}3\omega. \qquad (34)$$

б) при $h_{рз} > h_2$ висота стінки розраховується за формулою (26).

III. За значенням величини c визначається решта розмірів прорізної водобійної стінки (рис. 21) із співвідношень

$$\frac{c}{b_n} = 1...2{,}4; \qquad \frac{b_n}{\delta_c} = 1{,}0; \qquad \frac{b_n}{b_{пр}} = 3{,}4; \qquad l_c = 3h_2. \qquad (35)$$

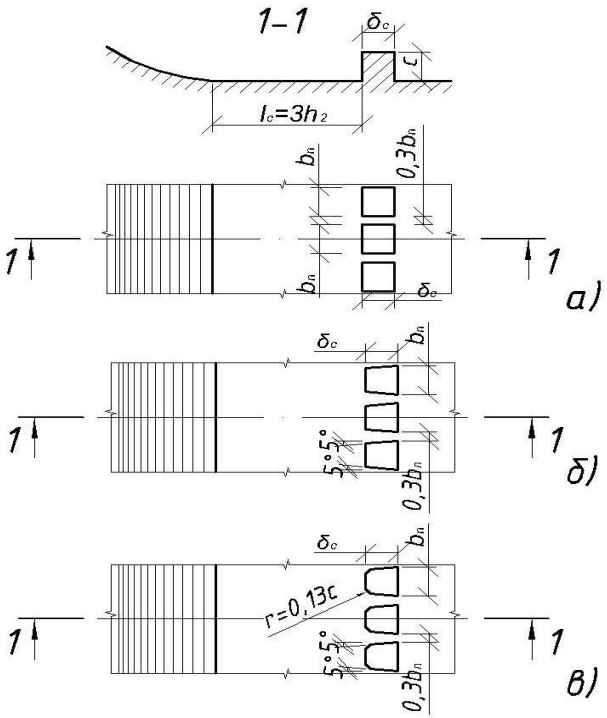


Рис. 21. Прорізна водобійна стінка

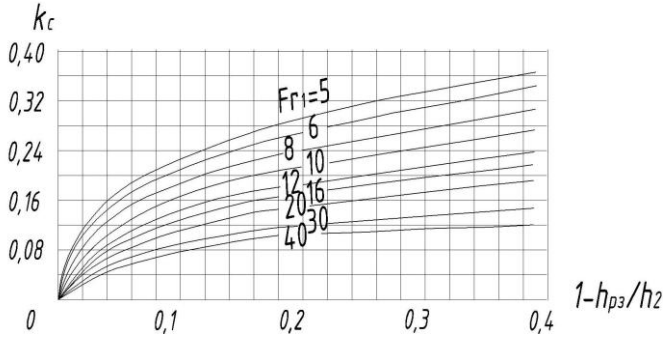


Рис. 22. Графік для визначення коефіцієнта лобового опору k_c прорізної стінки

IV. Найбільший допустимий гідродинамічний напір $(T_0)_{доп}$ за умовами кавітації:

- для профілю прорізної стінки (рис. 23, *а*)

$$\left(T_0\right)_{доп} = \frac{8(l_c / h_2 - 1)}{1 - 1{,}5(h - h_2^*) / h_2^*}; \qquad (36)$$

де $h_2^* \approx 0{,}88h_2$;

- для профілю прорізної стінки (рис. 21, *б*)

$$\left(T_0\right)_{доп} = \frac{18{,}4(l_c / h_2 - 1{,}8)}{1 - 2{,}5(h - h_2^*) / h_2^*}; \qquad (37)$$

- для профілю прорізної стінки (рис. 21, *в*)

$$\left(T_0\right)_{доп} = \frac{24(l_c / h_2 - 1{,}8)}{1 - 2{,}5(h - h_2^*) / h_2^*}. \qquad (38)$$

Формули дійсні для діапазонів значень

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

При невиконанні цих умов формули дають лише наближені результати, тому для уточнення необхідні лабораторні дослідження.

При $T_0 \le \left(T_0\right)_{доп}$ розміри і відповідне окреслення водобійної стінки приймаються остаточними. У випадку $T_0 > \left(T_0\right)_{доп}$ розміри і окреслення стінки за умовами кавітації необхідно обґрунтовувати спеціальними лабораторними дослідженнями.

6.3. Гаситель-розтікач

Порядок розрахунку.

I. визначають глибину на рисбермі $h_{рз}$, необхідну для затоплення стрибка,

при $\xi_0 = 3{,}0...4{,}5$

$$h_{рз} = h_{кр}(0{,}12\frac{z_0}{h_{кр}} + 1{,}55); \qquad (39)$$

при $\xi_0 = 4{,}5...12{,}0$

$$h_{рз} = h_{кр}(0{,}05\frac{z_0}{h_{кр}} + 1{,}7). \qquad (40)$$

Найкращий ефект роботи гасителя-розтікача досягається при $\xi_0 \le 4{,}5$. При більших значеннях ξ_0 струмина фонтанує і в кінці водозливної поверхні греблі необхідно влаштовувати спеціальні розщіплювачі.

II. 1) глибину $h_{рз}$ порівнюють з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі h. Якщо $h < h_{рз}$, поверхня водобою і рисберми заглиблюється на величину Δh відносно попередньої його відмітки (аналогічно 6.1, п.II.1.а);

2) знаходять спряжені глибини гідравлічного стрибка (аналогічно 6.1, п.II.1.в);

3) приймають розміри гасителя-розтікача Куміна та відстань від початку водобою за рис. 23.

III. Найбільший допустимий гідродинамічний напір за умовами кавітації становить:

$(T_0)_{доп} = 13{,}0 м$ - при співвідношенні розмірів $a / b_{пр} = 0{,}75$;

$(T_0)_{доп} = 25{,}0 м$ - при $a / b_{пр} = 0{,}7$.

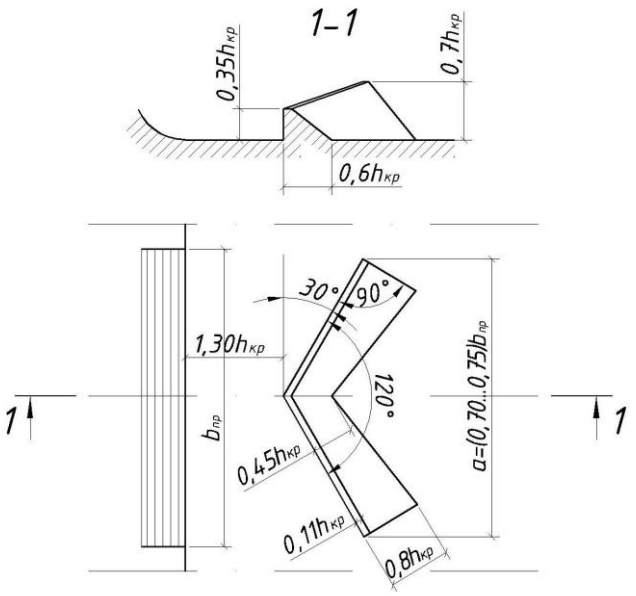


Рис. 23. Гаситель-розтікач Куміна

При $T_0 \le (T_0)_{доп}$ розміри і відстань від початку водобою приймаються остаточними. У випадку, якщо фактичне значення $T_0 > (T_0)_{доп}$, розміри і відстань від початку водобою за умовами

кавітації необхідно обґрунтовувати спеціальними лабораторними дослідженнями.

6.4. Визначення розмірів горизонтального кріплення дна в нижньому б'єфі

Жорстка рисберма. Довжина ділянки жорсткого кріплення призначається в залежності від допустимої за умовами виконання робіт крупності каменя гнучкого (здатного до деформацій) кріплення. Ділянка жорсткого кріплення $l_{жр}$ включає (рис. 17):

- водобій до гасителів енергії довжиною l_c;
- 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.

Для суцільної водобійної стінки:

$$l_1 = h_{кр} + 1{,}3T_0'', \tag{41}$$

де T_0'' – питома енергія потоку перед гасителем,

$$T_0'' = 1{,}1h_2 + \frac{(V_0')^2}{2g}; \tag{42}$$

$V_0' = \frac{q_{вод}}{1{,}1h_2}$ – швидкість потоку.

Довжина стрибка

$$l_2 = 5(h_{2p} - h_{1p}), \tag{43}$$

де h_{2p} – друга спряжена глибина гідравлічного стрибка на рисбермі; знаходиться із виразу $D = h_{рз} / h_{2p} = 1{,}1$;

h_{1p} - глибина в стисненому перерізі за стінкою (на рисбермі), розраховується із співвідношення $\xi_1 = \frac{h_{1p}}{h_{кр}}$, значення якого знаходять за граф. 20 за співвідношенням $\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{кр}}$.

Довжина післястрибкової ділянки

$$l_3 \approx 0{,}5 l_2 . \qquad (44)$$

Для прорізної водобійної стінки і гасителя-розтікача при попередніх розрахунках відстань до кінця стрибка за ними $l_1 + l_2$ 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} і за ними величини l_1, l_2 та l_c для суцільної водобійної стінки.

Гнучка рисберма. Крупність $d_н$ стійкого каменя гнучкої рисберми, розташованої на відмітці водобою, визначається за графіком залежності $\frac{d_н}{h} \cdot 10^2 = f\left(D; \frac{x}{h}\right)$ для суцільної або прорізної стінки – на рис. 24, для гасителя-розтікача – на рис. 25, де $D = \frac{h}{h_{2p}}$ – коефіцієнт затоплення стрибка; x - загальна довжина жорсткої рисберми від початку водобою, $x = l_c + l_1 + l_2 + l_3$; h – глибина води в кінці жорсткої частини кріплення (побутова).

Значення розрахункового діаметру каменя гнучкого кріплення із врахуванням коефіцієнту запасу не повинно перевищувати 0,5м,

$$d_{нр} = 1{,}3 d_н \le 0{,}5 м . \qquad (45)$$

При невиконанні умови необхідно влаштовувати кінцеве кріплення у вигляді захисного (запобіжного) ковша (див. Кінцеве кріплення з ковшем).

Довжина перехідного (гнучкого) кріплення з кам'яного накиду визначається в залежності від очікуваної глибини ями розмиву за кріпленням (рис. 26).

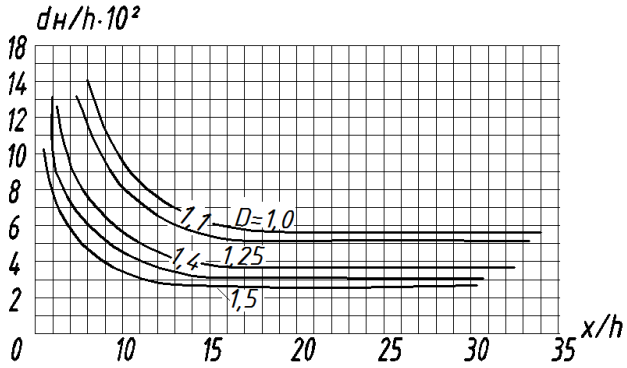


Рис. 24. Графіки для визначення крупності каменя гнучкої рисберми у випадку суцільної або прорізної водобійної стінки

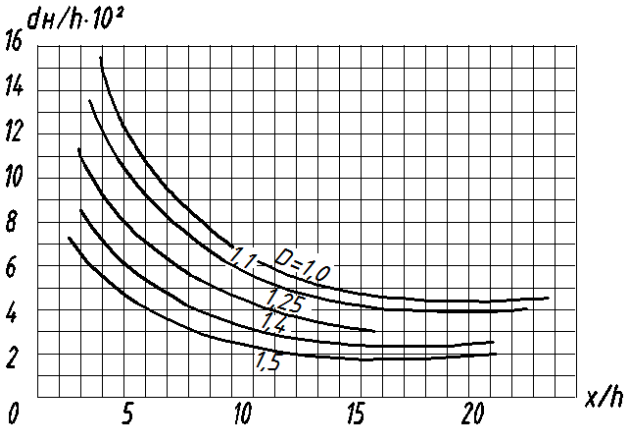


Рис. 25. Графіки для визначення крупності каменя гнучкої рисберми у випадку гасителя-розтікача

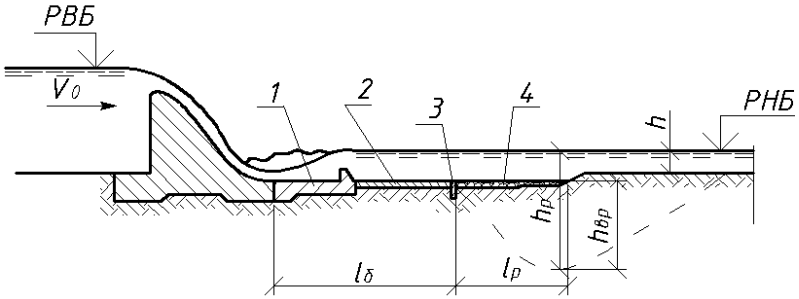


Рис. 26. Схема до розрахунку глибини розмиву русла в нижньому б'єфі
1 – водобій; 2 – рисберма; 3 – зуб; 4 – кінцеве кріплення у вигляді гнучкої рисберми

Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву

$$h_p = k_p \cdot \chi^{0,8} \cdot \sqrt[1,25]{q_p / V_{01}}, \qquad (46)$$

де k_p – коефіцієнт спроможності потоку до розмиву, приймається k_p=1,05…1,1;

χ – коефіцієнт нерівномірності розподілу питомої витрати, приймається χ =(1,1…1,3);

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

$$q_p = \frac{q_{вод}}{1,2...1,3}; \qquad (47)$$

V_{01} – середня швидкість, що не спричинює розмиву, рівномірного потоку при глибині 1м; може бути прийнята в залежності від ґрунту основи наступною:

пісок дрібний – 0,26м/с; глина – 0,85м/с;
пісок середній – 0,45м/с; суглинок – 0,7м/с;
пісок крупний – 0,61м/с; супісок – 0,2м/с.
пісок гравелистий – 0,78м/с;

Глибина ями розмиву

$$h_{вр} = h_p - h. \qquad (48)$$

Довжина гнучкого кріплення $l_н$ визначається з умови покриття камінням рисберми верхового укосу воронки розмиву. З цієї умови $l_н$ дорівнює відстані від кінця жорсткого кріплення до створу з максимальною глибиною розмиву l_p (тобто $l_н = l_p$).

Величина l_p визначається за табл.2 із співвідношення $l_p / h_{вр}$ в залежності від співвідношення $u'_{\max} / V_{kp}$,

Таблиця 2

Відносні відстані $l_p / h_{вр}$ від кінця жорсткого кріплення до створу максимального розмиву

$\frac{u'_{\max}}{V_{kp}}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30…0,80
$l_p / h_{вр}$	5,5	5,0	4,5	3,8	3,5

де $V_{kp} = \frac{q_p}{h_{кр}}$- швидкість, що відповідає критичній глибині в кінці

жорсткого кріплення рисберми з урахуванням її розширення (критична глибина h_{kp} розраховується за формулою (2.25) при питомій витраті в кінці жорсткої рисберми q_p);

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

$$u'_{\max} = M_p V_p; \qquad (49)$$

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

M_p - параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення,

$$M_p = \frac{4{,}55}{\dfrac{x_1}{h} - \left(8 - \dfrac{4{,}55}{0{,}235 \cdot \eta - 0{,}37}\right)}; \qquad (50)$$

η - співвідношення спряжених глибин, $\eta = \dfrac{h_{2p}}{h_{1p}}$;

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

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

При довжині жорсткого кріплення $x < 25h_2$ приймається $l_p = 3{,}5h_{вр}$.

У випадку, коли $h_{вр}$ > 20,0 м, значення $l_н$ виявляється надто великим і його зменшують до 50…55 м.

Об'єм призми накиду обчислюють з умови покриття укосу ями розмиву двома шарами каменю розрахункового діаметру.

Довжину укосу $l_{ук}$, який захищено кам'яним накидом, обчислюють як гіпотенузу прямокутного трикутника з катетами $h_{вр}$ і $l_н$.

Об'єм каменю на погонний метр ширини кріплення

$$V_{кам} = 2 \cdot l_{ук} \cdot d_{нр}. \qquad (51)$$

Камінь вкладається на довжині $l_н$ нерівномірно. Всього може бути три ділянки з різною товщиною шарів. На кінцевій ділянці довжиною $0{,}33l_í$ товщина шару каменю найменша, з наближенням до жорсткого кріплення товщина накиду збільшується. Товщина

шару на кожній ділянці призначається таким чином, щоб сумарний об'єм каменю був рівний $V_{кам}$. За об'ємом каменю на 1погонний метр ширини кріплення обчислюється об'єм каменю гнучкого кріплення по всій його ширині.

Кінцеве кріплення з ковшем. При влаштуванні кріплення дна в нижньому б'єфі з захисним ковшем глибина ковша d_1 визначається підбором за заданою крупністю кам'яного накиду $d_{нр}$=0,5 м. При цьому задаються значенням глибини води в ковші h_3 (рис. 17).

Порядок розрахунку.

1. Задається значення глибини води в ковші h_3.
2. Обчислюється повна довжина жорсткого кріплення

$$l_б = l_c + l_1 + l_2 + l_3. \qquad (52)$$

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

4. Визначається параметр турбулентності $M_k = \frac{u'_{\max}}{V}$ потоку в самому ковші

$$M_k = \left(0{,}3 + \frac{0{,}7}{\eta_k}\right) M_p + \left(1 - \frac{1}{\eta_k}\right) \cdot 0{,}02 m^{1{,}5} M_p + 0{,}7\left(\eta_k - 1\right) \frac{1}{1 + 0{,}02m^2}, \quad (53)$$

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

$m = 4...5$ – коефіцієнт закладання верхового укосу ковша.

5. Визначається коефіцієнт спроможності потоку до розмиву в ковші

$$k_r = 0{,}87(1 + M_k). \qquad (54)$$

6. Визначається швидкість потоку з нормальною турбулентністю, яка не спричиняє розмиву,

$$u_0 = k_r \cdot V, \qquad (55)$$

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

7. Крупність каменю в ковші, стійкого проти розмиву,

$$d_н = \frac{(0{,}255u_0)^{10/3}}{h_3^{2/3}}. \qquad (56)$$

8. Значення розрахункового діаметру каменя кінцевого кріплення із врахуванням коефіцієнту запасу не повинно перевищувати 0,5 м,

$$d_{нр} = (1{,}5...2)d_н \le 0{,}5м. \qquad (57)$$

9. Необхідна глибина ковша при цьому

$$d_1 = h_3 - h. \qquad (58)$$

<u>При улаштуванні на водобої прорізної стінки</u> з параметрами

- закладання верхового укосу стінки 4:1;
- висота $c = (0{,}75...2{,}5)h_1$,

та 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 проводити підбір $d_н$ безпосередньо за залежністю

$$d_н = \frac{1{,}16 \cdot h_{кр}^3 \sqrt[3]{(T_0 - h_1)/h_{кр}}}{h_3^2 \sqrt{x_1/h_{кр}}}. \qquad (59)$$

Верховий укіс ковша покривається бетонними плитами. Загальна довжина жорсткого кріплення збільшується на величину проекції укосу l_4 (рис. 17).

Після визначення глибини захисного ковша визначається довжина перехідного кріплення l_p з кам'яного накиду аналогічно випадку горизонтального кріплення без ковша (формули (46)-(51)).

7. Фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі

Задачі фільтраційного розрахунку, розрахункові випадки та методику розрахунку за методом коефіцієнтів опору Р.Р. Чугаєва описано у Фільтраційному розрахунку флютбету(розділ 2.1.2).

Приклад розрахункової схеми греблі на нескельній основі для випадку рівності відміток дна верхнього і нижнього б'єфів наведено на рис. 27.

Заглиблення фундаменту греблі в ґрунт необхідно визначати із врахуванням впливу фільтраційного потоку. Заглиблення низового зуба в основу (з урахуванням глибини шпунта) відносно поверхні водобою знаходять за формулою

$$d_в = \delta_в + t_{др} + S_{вих}, \qquad (60)$$

де $\delta_в$ – товщина плити водобою;

$t_{др}$ – товщина дренажу під водобоєм, призначається згідно рекомендацій п.5;

$S_{вих}$ – заглиблення низового зуба та шпунта відносно початку дренажу (рис. 27), за умовою зменшення вихідних швидкостей фільтраційного потоку

$$S_{вих} = (0{,}05 \div 0{,}1)T \le (0{,}05 \div 0{,}1)l_0; \qquad (61)$$

T – заглиблення розрахункового водоупору під дно ВБ;

l_0 – горизонтальна проекція підземного контуру.

Відмітка підошви греблі з урахуванням затоплення гідравлічного стрибка і впливу фільтраційного потоку

$$\downarrow П = \downarrow Вод - d_в + S_н, \qquad (62)$$

де $S_н$ – довжина низового шпунта.

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

Прийняті розміри підземного контуру греблі необхідно перевірити за умовами загальної і місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи (формули (2.27) і (2.32)). При визначенні вихідного градієнта в формулах (2.33), (2.34) величини S, T_1, T_2 відносяться

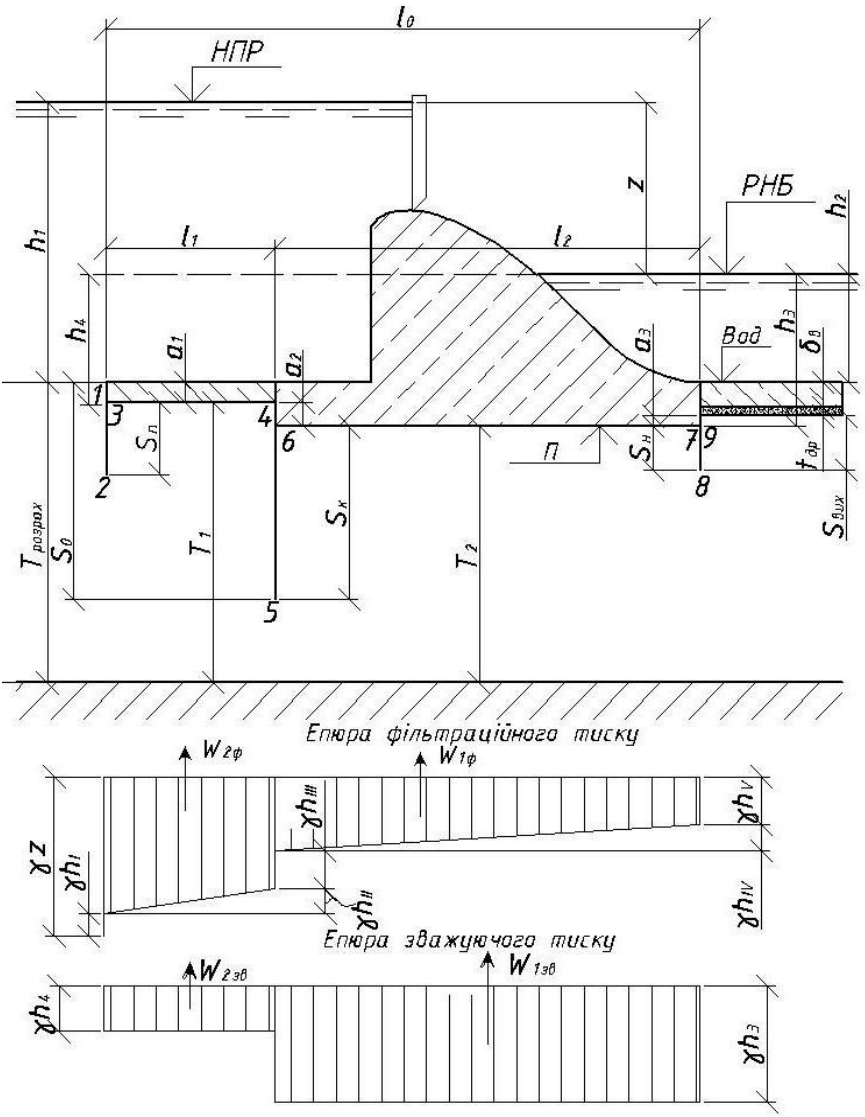


Рис. 27. Схема до фільтраційного розрахунку

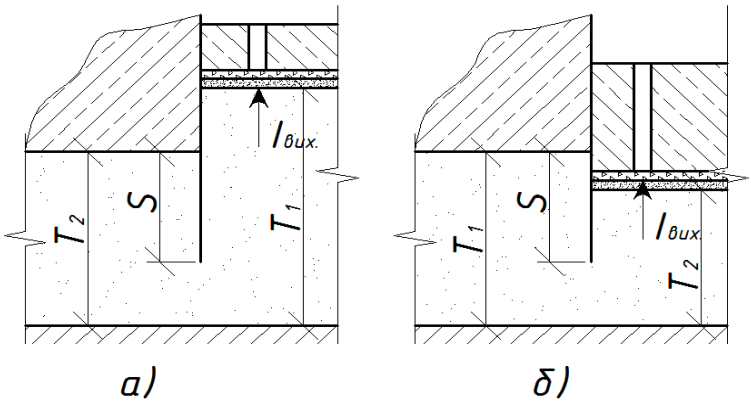


Рис. 28. Схеми виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф

до вихідного елементу підземного контуру. Можливі варіанти вихідного елементу показано на рис. 28.

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

Припускаючи, що зміна втрат напору по довжині кожного елементу підземного контуру відбувається за лінійним законом, будують епюру фільтраційного тиску на флютбет (рис.27) з ординатами γh_i, де h_i - втрати напору на кожному із виділених елементів підземного контуру, які визначають за формулою (2.26).

Ординати епюри зважуючого тиску (рис. 27) обчислюють за формулою $p_{зв} = \rho_0 g \cdot y \cdot \alpha_2$.

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.

8. Розрахунок греблі на міцність і стійкість

Загальні положення розрахунків греблі на міцність і стійкість аналогічні випадку греблі на скельній основі [1].

8.1. Визначення навантажень, що діють на греблю

Розрахункова схема для визначення діючих навантажень представлена на рис. 29.

Власна вага споруди, вага постійного технологічного обладнання, гідростатичний тиск води зі сторони верхнього і нижнього б'єфів, вертикальний і горизонтальний тиск наносів, зважуючий тиск води, тиск вітрових хвиль, навантаження від підйомних і транспортних засобів визначаються за формулами, наведеними в п.3.7.1 [1].

Фільтраційний тиск на підошву споруди визначається як об'єм епюри фільтраційного тиску, яку отримують в ході фільтраційного розрахунку (п.7).

Сили фільтраційного і зважуючого тисків $W_{1ф}, W_{1зв}$, що діють на підошву греблі, та $W_{2ф}, W_{2зв}$, що діють на понур (враховуються у випадку анкерного понуру), розглядають окремо.

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

У випадку *глиняного понуру*
нижня ордината епюри (1-2) (рис. 29), що відповідає низовому ребру напірної грані греблі, дорівнює сумі ординат епюр сил зважуючого і фільтраційного тисків в цій точці (3-5 та 5-6);

у випадку *анкерного понуру* (рис. 30)

– 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).

В проміжних перерізах ординати приймають з припущення лінійного закону розподілу сили.

Сили тиску ґрунту. *Сила активного тиску* $E_{a,hw}$ *ґрунту* товщиною $h_{гр}^{ВБ}$ на верхову грань греблі

− у випадку *глиняного понуру* це - сила тиску ґрунту захисного шару і самого понуру;

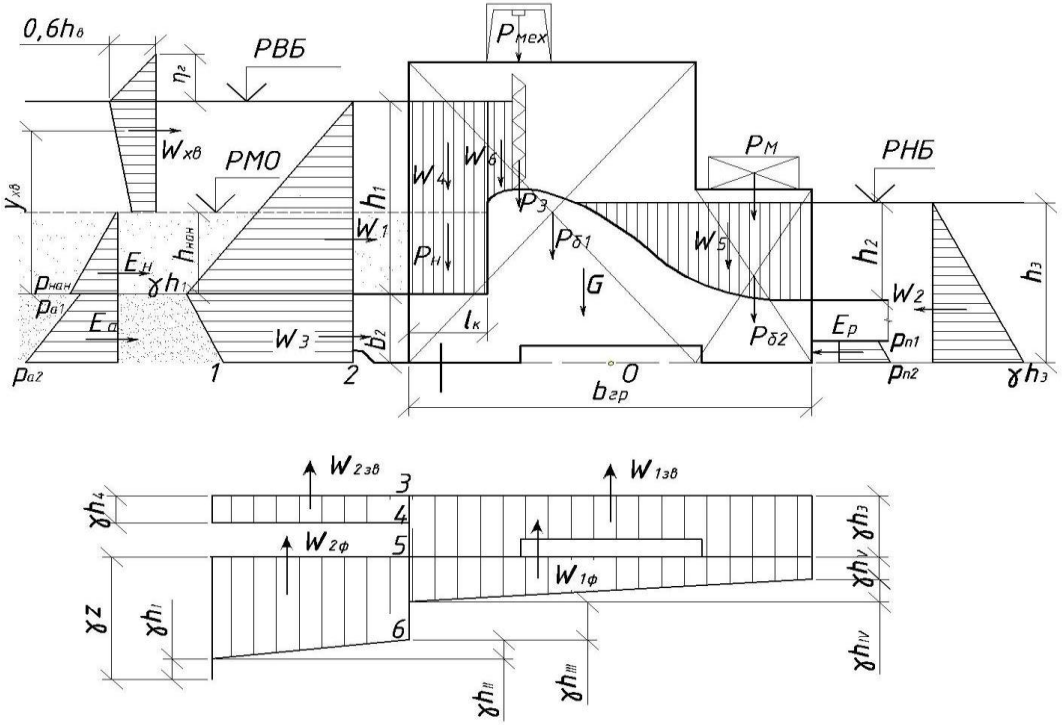


Рис. 29. Схема силових дій на греблю з ґрунтовим понуром

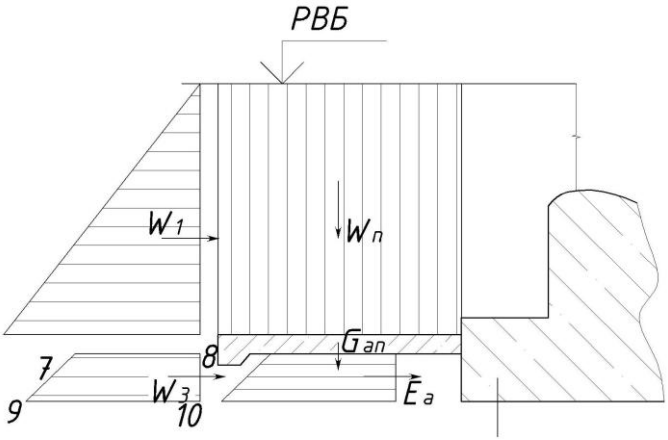


Рис. 30. Фрагмент греблі із анкерним понуром

– у випадку *анкерного понуру* це – сила тиску ґрунту під понуром.

Епюри цих сил мають вигляд трапецій.

Верхня ордината епюри

$$p_{a1} = \gamma_{н.зв} \cdot h_{нан} \cdot tg^2\left(45° - \frac{\varphi_{гр}}{2}\right); \qquad (63)$$

нижня ордината епюри

$$p_{a2} = \left(\gamma_{гр.зв} \cdot h_{гр}^{ВБ} + \gamma_{н.зв} \cdot h_{нан}\right) \cdot tg^2\left(45° - \frac{\varphi_{гр}}{2}\right), \qquad (64)$$

де $h_{нан}$ – товщина шару наносів;

$\rho_{н}^{нас}$ – щільність наносів в насиченому водою стані.

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

$\gamma_{н.зв} = \left(\rho_{н}^{нас} - \rho_0\right) \cdot g$ – питома вага наносів у зваженому стані;

$\gamma_{гр}^{нас} = \left(\rho_{гр}^{нас} - \rho_0\right) \cdot g$ – питома вага ґрунту у зваженому стані;

$\rho_{гр}^{нас}$ – щільність ґрунту в насиченому водою стані.

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

$$E_{a,hw} = \frac{p_{a1} + p_{a2}}{2} \cdot h_{гр}^{ВБ} \cdot z_c . \qquad (65)$$

Верхня ордината *сили пасивного тиску* $E_{p,tw}$ ґрунту товщиною $h_{гр}^{НБ}$ на низову грань греблі обчислюється за формулою

$$p_{п1} = \gamma_{б.зв} \cdot \delta_в \cdot tg^2(45° + \frac{\varphi_{гр}}{2}), \qquad (66)$$

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

Нижня ордината епюри пасивного тиску ґрунту

$$p_{п2} = p_{п1} + \gamma_{гр.зв} \cdot h_{гр}^{ВБ} \cdot tg^2(45° + \frac{\varphi_{гр}}{2}). \qquad (67)$$

Значення пасивної сили тиску ґрунту $E_{p,tw}$, що діє на секцію греблі, знаходиться за формулою, аналогічною (65).

8.2. Визначення контактних напружень

Нормальні крайові контактні напруження, що діють по підошві греблі, у відповідності до [1], визначають за формулами позацентрового стиснення (3.82), (3.87), в яких приймається:

N – сума вертикальних сил, що діють по підошві секції греблі;

$b_d = b_{гр}$ – ширина греблі по підошві, м;

M – сума моментів всіх сил відносно центру ваги проекції підошви греблі (точка О).

Розподіл навантажень, які діють на фундаментну плиту зверху, вважається прийнятним, якщо коефіцієнт нерівномірності навантажень на основу $k_{н.р.}$ знаходиться в допустимих межах

$$k_{н.р.} = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} < [k_{н.р.}], \qquad (68)$$

де $[k_{н.р.}]$ – допустиме значення коефіцієнту нерівномірності, для глинистих основ $[k_{н.р.}]$=1,5…2,0; для піщаних основ $[k_{н.р.}]$=2,0…3,0;

$\sigma_{\max} = \sigma_y^u$; $\sigma_{\min} = \sigma_y^t$.

8.3. Розрахунок стійкості греблі

Розрахунок стійкості виконується для секції греблі за методом граничних станів [1]. Критерієм забезпечення стійкості споруди є умова (3.95).

При розрахунках стійкості споруд на нескельних основах розглядають можливості втрати стійкості за схемами плоского, змішаного або глибинного зсувів.

Розрахунок тільки за схемою плоского зсуву проводять при виконанні умови

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{\max}}{b_{гр} \cdot \gamma_{гр.зв.}} \le N_0, \qquad (69)$$

де N_σ – число моделювання;

N_0 – безрозмірний критерій; для щільних пісків N_0=1, для решти ґрунтів N_0=3.

При розрахунку стійкості споруд за схемою плоского зсуву при горизонтальній площині зсуву розрахункові значення узагальненої зсуваючої сили F і узагальненої сили граничного опору $R = R_{pl}$ в формулі

$$F = T_{hw} + E_{a,hw} - T_{tw}; \qquad (70)$$

$$R_{pl} = N \cdot tg\varphi_{гр} + \gamma_c^1 \cdot E_{p,tw} + A_g \cdot c_{гр}, \qquad (71)$$

де R_{pl} – розрахункове значення граничного зсуву;

N – сума вертикальних складових розрахункових сил (включаючи протитиск);

$\varphi_{гр}$ – кут внутрішнього тертя ґрунту основи у водонасиченому стані;

γ_c^1 – коефіцієнт умов роботи, приймається рівним 0,7;

$c_{гр}$ – питоме зчеплення бетону з ґрунтом основи (для зв'язних ґрунтів);

$E_{p,tw}$, $E_{a,hw}$ – відповідно, розрахункові значення горизонтальних сил пасивного та активного тиску ґрунту, які діють відповідно з боку верхової і низової граней секції греблі, за виключенням активного тиску ґрунту;

T_{hw} ,T_{tw} – суми горизонтальних складових розрахункових активних сил, які діють відповідно з боку верхової і низової граней споруди, за виключенням активного тиску ґрунту;

A_g – площа горизонтальної проекції підошви споруди, в межах якої враховується зчеплення.

Стійкість греблі на зсув забезпечується, якщо виконується умова $\gamma_{lc}F \le \frac{\gamma_c}{\gamma_n}R$, яка також може бути записана у вигляді

$$k_s \ge [k_s], \tag{72}$$

де k_s – коефіцієнт стійкості,

$$k_s = \frac{R}{F}; \tag{73}$$

$[k_s]$ – допустиме значення коефіцієнта стійкості

$$[k_s] = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc}}{\gamma_c}; \tag{74}$$

γ_{lc}, γ_c, γ_n – коефіцієнти, значення яких наведено в п. 3.7.2.

Якщо значення коефіцієнта стійкості менше за допустиме, забезпечити стійкість греблі можна за допомогою наступних заходів або сумісного їх застосування:

- влаштування плоского дренажу під греблею (що дозволяє зменшити фільтраційний протитиск);
- збільшення ширини греблі по підошві (що дозволяє збільшити вагу греблі та значення сили зчеплення з ґрунтом основи);
- влаштування анкерного понуру.

У випадку, якщо умова (69), не виконується, має місце змішаний або глибинний зсув, при яких розрахунок стійкості греблі виконується за спеціальними методиками [1].

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

$$R_{гр} = N \cdot tg\varphi_{гр} + \gamma_c^1 \cdot E_{p,tw} + A_g \cdot c_{гр} + Q_a, \tag{75}$$

де Q_a – сила зсуву, що сприймається анкерним понуром,

$$Q_a = \frac{(G_{an} + W_n - W_{nm}) \cdot f + A_n \cdot c_1}{k_з}; \tag{76}$$

W_n, W_{nm} – відповідно, сили вертикального гідростатичного тиску на понур зверху (рис. 33) і повного протитиску (рис. 32) знизу в межах площі понуру перед секцією греблі,

$$W_{nm} = W_{2зв} + W_{2ф}; \qquad (77)$$

G_{an} – вага анкерного понура перед секцією греблі і його ґрунтового привантаження (рис. 33);

$f_{пон}$ – коефіцієнт тертя понуру по основі (для гравійно-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);

A_n – площа підошви понуру в межах секції греблі;

$k_з$ – коефіцієнт запасу, рівний 1,1…1,25.

9. Визначення товщини водобійної плити

Товщина водобійної плити для плоскої задачі визначається за умовами стійкості проти сплівання, зсуву і перекидання [1].

Умови стійкості проти сплівання, у відповідності до методу граничних станів, виражається формулою, в якій

$$\gamma_{lc} F \le \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R$$

$F = N_в$ – розрахункова узагальнена сила зважування;

$R = R_в$ – розрахунковий узагальнений опір зважуванню.

У відповідності до розрахункової схеми на рис. 34, мінімальна товщина водобійної плити *за умовами стійкості проти сплівання* наближено визначається за формулою

$$\delta'_в = \frac{\gamma_н \cdot \gamma_{lc} \cdot (\Delta W_ф + \Delta W)}{\gamma_c \cdot \gamma_{б.зв} \cdot l_в}, \qquad (79)$$

де ΔW – сила дефіциту тиску,

$$\Delta W = 0{,}5 \cdot \gamma_0 \cdot \Delta h \cdot l; \qquad (80)$$

γ_0 – питома вага води;

Δh, l – сторони трикутника епюри дефіциту тиску;

$$\Delta h \approx (0{,}6...0{,}7)(h_2 - h_1); \qquad (81)$$

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 відстані від початку водобою до другого ряду розвантажувальних отворів (рис. 34);

$\Delta W_ф$ – залишкова сила фільтраційного тиску на водобійну плиту, при наявності дренажу під тілом греблі дорівнює нулю;

$l_в$ – довжина водобою.

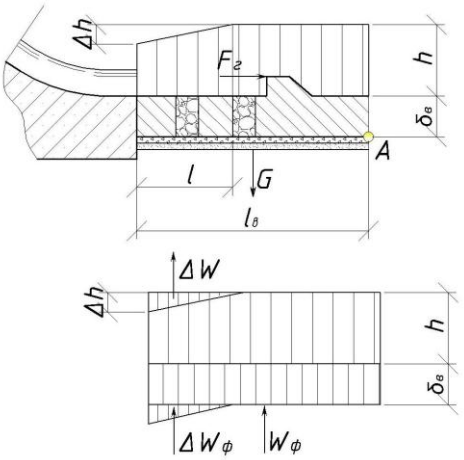


Рис. 3 Схема до визначення товщини водобійної плити

За умовами стійкості проти перекидання навколо точки *A* низової грані водобою його мінімальна товщина визначається наближено за формулою

$$\delta_в'' = \frac{\gamma_н \cdot \gamma_{lc}(\Delta M_ф + \Delta M + M)}{0{,}5 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{б.зв} \cdot l_в^2}, \qquad (82)$$

де ΔM – перекидаючий момент сили дефіциту тиску;

$\Delta M_ф$ – перекидаючий момент сили залишкового фільтраційного тиску;

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

Моменти сил визначаються за формулами

$$\Delta M = \Delta W \cdot \left(l_в - \frac{1}{3} l \right); \quad (83)$$

$$\Delta M_ф = \Delta W_ф \cdot l_1, \quad (84)$$

де l_1 – плече сили $\Delta W_ф$;

$$M = F_г \cdot (0{,}5 \cdot c + \delta'_в); \quad (85)$$

$F_г$ – гідродинамічна сила, визначається за залежністю

$$F_г = \xi \cdot \gamma_0 \cdot \omega \cdot \frac{V^2}{2g}; \quad (86)$$

ξ – коефіцієнт опору, при обтіканні гасителя ξ =0,6…0,8;

ω – площа проекції гасителя на нормаль до потоку на 1погонний метр ширини водобою;

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

За умовами стійкості *проти зсуву* мінімальна товщина водобою визначається наближено за формулою

$$\delta'''_в = \frac{\gamma_н \cdot \gamma_{lc} \cdot F_г}{\gamma_c \cdot \gamma_{1зв} \cdot l_в \cdot f}, \quad (87)$$

де f – коефіцієнт тертя бетону по ґрунту основи.

Остаточно приймається більше із трьох обчислених значень товщини водобійної плити.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Гідротехнічні споруди : навч. посіб. / М. М. Хлапук, Л. А. Шинкарук, А. В. Дем'янюк, О. А. Дмитрієва. Рівне : НУВГП, 2013. 241 с. URL: https://ep3.nuwm.edu.ua/1758/
2. Методичні вказівки для виконання курсового проекту «Водозливна гребля на нескельній основі» з навчальної дисципліни «Гідротехнічні споруди» / Кірієнко І. І. 1987. 89 с. 041-19
3. Гідротехнічні водозабірні споруди : навчальний посібник / С. В. Величко, О. В. Дупляк та ін. К., 2023. 256 с.
4. Силабус навчальної дисципліни «Гідротехнічні споруди» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня, які навчаються за освітньо-професійною програмою

«Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології», спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології». Рівне : НУВГП, 2024. 14 с. 01-04-52S.