



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Спеціальність 192

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту «Водозливна гребля на нескельній основі» з дисципліни «Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд»

Харків 2022

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Спеціальність 192

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту «Водозливна гребля на нескельній основі» з дисципліни «Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд»

Рекомендовано кафедрою ГПГС.
Протокол № 1 від 15.09.2022 р.

Харків
ХНУБА
2022

Методичні вказівки до курсового проекту «Водозливна гребля на нескельній основі» з дисципліни «Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» другого (магістерського) рівня / уклад.: О.Л. Пальченко. – Харків: ХНУБА, 2022. 81 с.

Укладач: О.Л. Пальченко
Рецензент Ю.О. Гаєвой

Кафедра геотехніки, підземних та гідротехнічних споруд

ВСТУП

Програму вивчення нормативної навчальної дисципліни «Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» складено відповідно до освітньої професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» другого (магістерського) рівня вищої освіти зі спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

Дисципліна «Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» відноситься до циклу варіативних дисциплін професійної підготовки.

Метою викладання навчальної дисципліни «Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» є розгляд питань системної методології проектування гідротехнічних споруд, теоретичні основи розрахунків гідротехнічних споруд, методи механіки суцільного середовища в розрахунках гідротехнічних споруд, методи розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд, навантаження і впливи на гідротехнічні споруди, включаючи температурні та сейсмічні впливи, ознайомлення студентів зі структурою та задачами служби експлуатації водогосподарських об'єктів, з умовами роботи гідротехнічних споруд і факторами, що впливають на їх надійність та довговічність.

Основними завданнями вивчення дисципліни «Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» є ознайомлення та поглиблення знань і уявлень студентів в області системної методології проектування гідротехнічних споруд, методів розрахунку надійності та безпеки гідротехнічних споруд, експлуатації та ремонту гідротехнічних споруд.

Згідно з вимогами освітньо-професійної програми студенти повинні володіти наступними компетентностями: здатність щодо оцінки конкурентоспроможності інноваційної продукції; планування дослідно-конструкторських робіт; здатність до узагальнення, аналізу, критичного осмислення, систематизації, прогнозування при постановці цілей в сфері професійної діяльності з вибором шляхів їх досягнення; володіння культурою мислення, здатність до узагальнення, аналізу, сприйняття інформації, постановки мети і вибору шляхів її досягнення; вміння використовувати фундаментальні закони природи, закони природничо-наукових дисциплін в процесі професійної діяльності; здатність отримувати і обробляти інформацію з різних джерел з використанням сучасних інформаційних технологій, вміти застосовувати прикладні програмні засоби при вирішенні практичних питань з використанням персональних комп'ютерів із застосуванням програмних засобів загального і спеціального призначення, в тому числі в режимі віддаленого доступу; здатність оцінювати техніко-економічну ефективність проектування, зведення будівель і споруд, виробництва будівельних матеріалів і виробів, систем, технологічних процесів, брати участь у створенні системи менеджменту якості на підприємстві; здатність вибирати оптимальні рішення при створенні продукції з урахуванням вимог якості, надійності і вартості, а також термінів виконання, безпеки життєдіяльності та екологічної чистоти

виробництва; здатність виконувати розрахунково-експериментальні роботи і вирішувати науково-технічні завдання в галузі будівництва на основі досягнень техніки і технологій, класичних і сучасних теорій і методів, фізичних, математичних і комп'ютерних моделей, забезпечення високих ступенів адекватності до реальних будівель і конструкцій; здатність описувати виконані розрахунково-експериментальні роботи та проекти, обробляти і аналізувати отримані результати, готувати дані для складання звітів і презентацій, написання доповідей та іншої науково-технічної документації; здатність знаходити оптимальні рішення при створенні окремих видів будівельної продукції з урахуванням вимог міцності, довговічності, безпеки життєдіяльності, якості, вартості, термінів виконання і конкурентоспроможності; здатність обґрунтовувати варіанти проектних рішень, методів організації та впровадження робіт на різних стадіях проектування, зведення і експлуатації об'єктів будівництва та цивільної інженерії; здатність до аналізу організаційно-технологічних особливостей інноваційних методів зведення монолітних конструкцій будівель та споруд; до впровадження в проектуванні основних засобів механізації та автоматизації монтажу будівельних конструкцій будівель та споруд інноваційними методами; здатність проектувати конструкції будівель і споруд з метою забезпечення їх міцності, стійкості, довговічності і безпеки, забезпечення надійності; здатність використання фізико-математичного апарату, теоретичних і експериментальних методів досліджень, математичного та комп'ютерного моделювання; здатність проектувати будівлі і споруди з використанням програмних систем комп'ютерного проектування на основі ефективного поєднання передових технологій і виконання багатоваріантних розрахунків; здатність виконувати техніко-економічні обґрунтування будівель і споруд, що проектуються; здатність організовувати розвиток творчої ініціативи, винахідництва, впровадження досягнень науки і техніки, що забезпечує ефективну роботу підприємства; здатність підготовлювати технічні завдання на розробку проектних рішень; розробляти ескізи, технічні і робочі проекти з використанням засобів автоматизації проектування, досвіду розробки конкуренто-спроможних виробів; брати участь у розробці технічної документації; здатність самостійно виконувати розрахунки при проектуванні будівель, споруд, систем водо-, тепло-, газо-постачання, вентиляції, технологічних ліній із виготовлення будівельних матеріалів і виробів; володіння методологією теоретичного та експериментального дослідження в галузі професійної діяльності; здатність використовувати методи математичного аналізу і моделювання, теоретичного та експериментального дослідження; здатність використовувати сучасне програмне забезпечення для вирішення інженерних завдань; методів математичного моделювання, чисельних методів і розроблення програмного забезпечення; здатність представляти адекватну наукову картину світу основних законів, положень і методів природничих наук і математики; здатність застосовувати технічні методи і комп'ютерне програмне забезпечення для вирішення інженерних завдань.

1 Мета проекту

Курсовий проект виконується з метою закріплення отриманих здобувачем вищої освіти теоретичних знань з курсу «Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» шляхом розв'язання конкретних задач, пов'язаних із проектуванням 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 (ЄСКД).

2 Завдання та вихідні матеріали

Проект водозливної греблі виконується за індивідуальним завданням, в якому наводяться основні вихідні дані для проектування, 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 проекту 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 проектні 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 ускладнюється).

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 Компоновка 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.

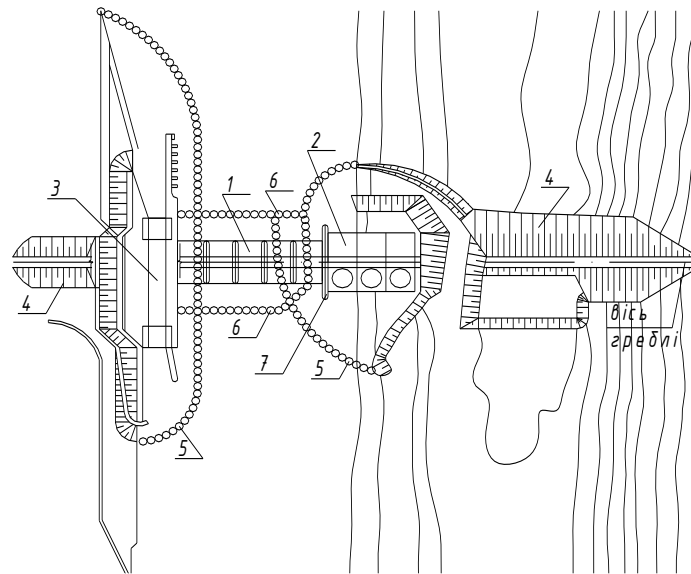
Після цього розробляється схема компоновки гідровузла, тобто схема розміщення кожної споруди в створі. При цьому необхідно виходити з того, що в теперішній час на крупних річкових гідровузлах на нескельній основі застосовуються дві основні схеми компоновки водопропускних споруд: руслова та заплавна, вибір між якими в реальних умовах проектування 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 ріках 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.

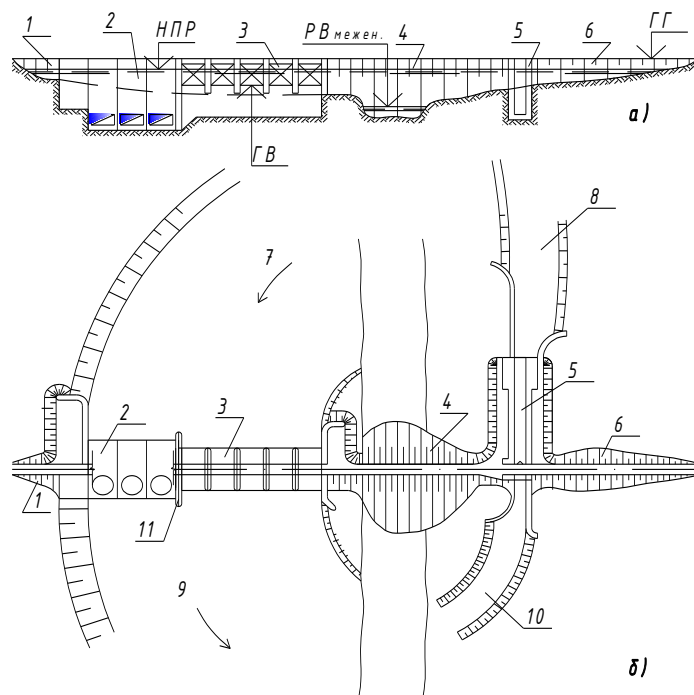
Різновидом такої компоновки є *напівзаплавна компоновка*.

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



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 1 – Схема руслової компоновки низьконапірного гідровузла

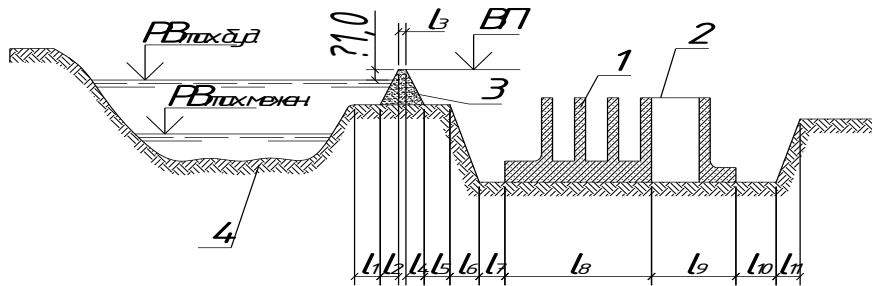


а) профіль по осі гідровузла; б) план;

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

Рисунок 2 – Схема заплавної компоновки середньонапірного гідровузла

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



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

Рисунок 3 – Схема розташування водоскидних споруд гідровузла на заплаві 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:

$$\downarrow ВП = В_{\max} \quad (1)$$

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 проекті 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 рис.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 таб.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 проекту $Q_{sp}^{осн}$ визначається за наступною формулою:

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

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 м²/с;
- для глинистих основ – 50–70 м²/с.

Значення питомої витрати на водозливні (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) (таб.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):

$$\downarrow \text{ГВНННН}_{e2}. \quad (6)$$

Уточнена питома витрата:

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

Загальна попередня ширина всіх отворів водозливного фронту греблі:

$$B_{нп} = \frac{Q_{сн}}{q_{62}}. \quad (8)$$

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

Отвори греблі повинні мати стандартні розміри (таб.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, $b_{нп}$

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:

$$B_{нп} = nb_{нп} \geq B_{нп}. \quad (9)$$

Загальна ширина отворів повинна забезпечувати пропуск максимальної розрахункової витрати.

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

$$Q_{факт} = \sigma_c \sigma_n B_{нп} \sqrt{H_{60}}, \quad (10)$$

де σ_n – коефіцієнт повноти напору;

σ_c – коефіцієнт стиснення потоку;

σ_n – коефіцієнт підтоплення;

H_{60} – повний напір на водозливі 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 ω – площа живого перерізу перед гідровузлом, м².

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

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

$$m = 0,49 \sqrt{\frac{\delta H_2}{H_{\sigma 2}}}, \quad (13)$$

де δ – ширина гребня водозливу від вертикальної напірної грані до початку криволінійної поверхні (рис.17,б). Дана формула дійсна в межах $P_{\sigma 0}/H_{\sigma 2} \geq 2$ та $0,5 \leq \delta H_2 < 2,5$, де $P_{\sigma 0} = \sqrt{g} B \sqrt{\delta r}$ – висота водозливу з боку верхнього б'єфу.

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

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

$$\sigma_c = 0,9 \sqrt{\frac{H_2}{H_{np}}}, \quad (14)$$

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

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

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{b_{np}}{B}}, \quad (15)$$

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

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

d_{σ} – товщина бика, приймається за рекомендаціями п.4.4.

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

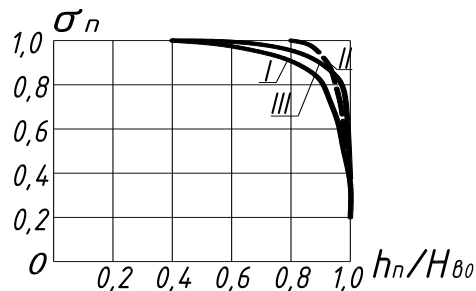
Якщо в результаті розрахунків пропускна спроможність, знайдена за формулою (10), задовольняє умові $Q_{факт}^{сн} \geq Q_{сп}^{сн}$, розміри водозливних отворів призначені правильно. В протилежному випадку їх необхідно відкоригувати.

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 $h_n/H_{\infty} > 0,3$, 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 σ_n визначається за графіками рис.5 в залежності від співвідношення h_n/H_{∞} . Крива обирається в залежності від співвідношення δ/H (рис. 5.1 а,б).



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

Рисунок 5 – Графік для визначення коефіцієнта підтоплення

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

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

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

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

$$B_{\infty} = n h_p (1 - \alpha), \quad (19)$$

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

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

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 проекті 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 НПР. В умовах реального проектування виконуються також перевірочні 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 проекті 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

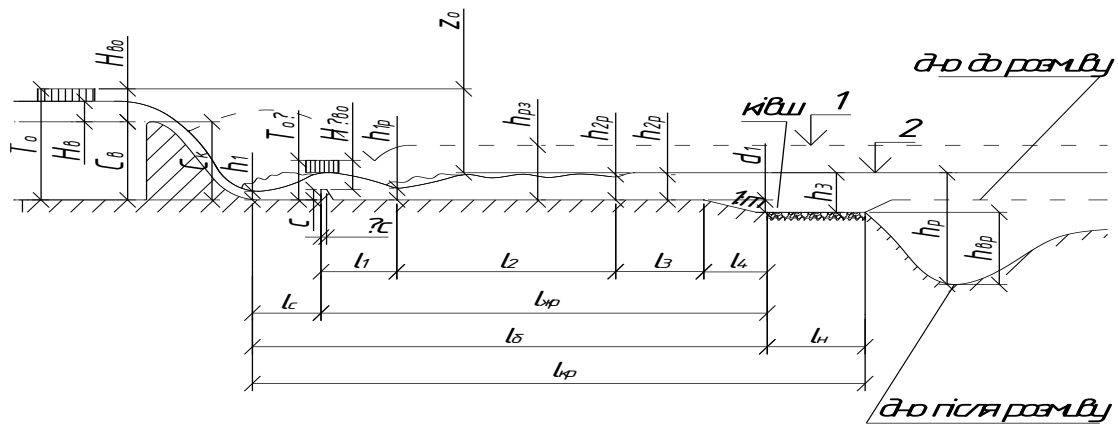
Мінімальна глибина води на рисбермі h_{ps} (рис. 6), необхідна для затоплення гідравлічного стрибка, що відповідає утворенню стрибка зі ступенем

затоплення $D = \frac{h_{p3}}{h_p} = \frac{h_{b3}}{h_2} = 1$ при коефіцієнті швидкості для водозливу $\varphi = 0,95$ визначається в залежності від наступного значення:

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

де 

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



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

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

для $\xi_0 = 2 \dots 10$

$$\frac{h_{p3}}{h_{kp}} = 0,28316 \frac{\xi_0}{\xi_0 + 1}, \quad (22)$$

для $\xi_0 > 10$

$$\frac{h_{p3}}{h_{kp}} = 1,9, \quad (23)$$

де $h_{kp} = 3 \sqrt{\frac{Q_{600}^2}{g}}$ – критична глибина потоку;

$$\Delta h = \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g}$$

– 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.1):

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 ~~$\downarrow B_0 = \downarrow H_0 \pm \Delta h$~~ . 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:

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

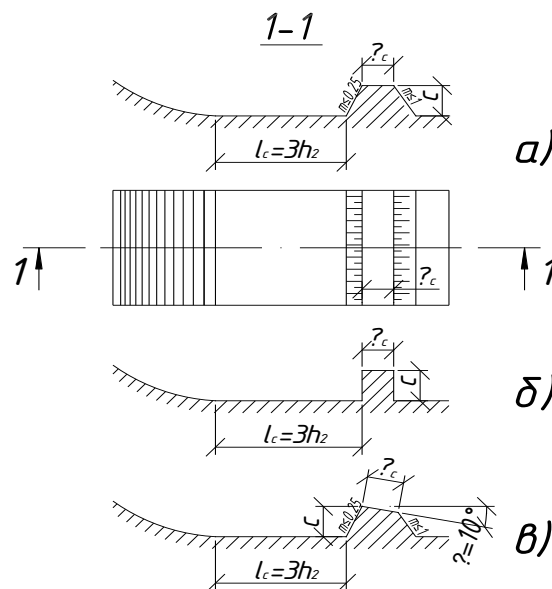


Рисунок 7 – Суцільна водобійна стінка

Для цього:

- за значенням ξ_0 з графіків рис. 8 для $\varphi = 0,95$ знаходиться значення ξ_2 ;
- за значенням ξ_2 з графіків рис. 9 (графіка Чертоусова для призматичного русла) знаходиться значення ξ_1 ;

– з вищевказаних співвідношень обчислюються значення h_1 і h_2 .

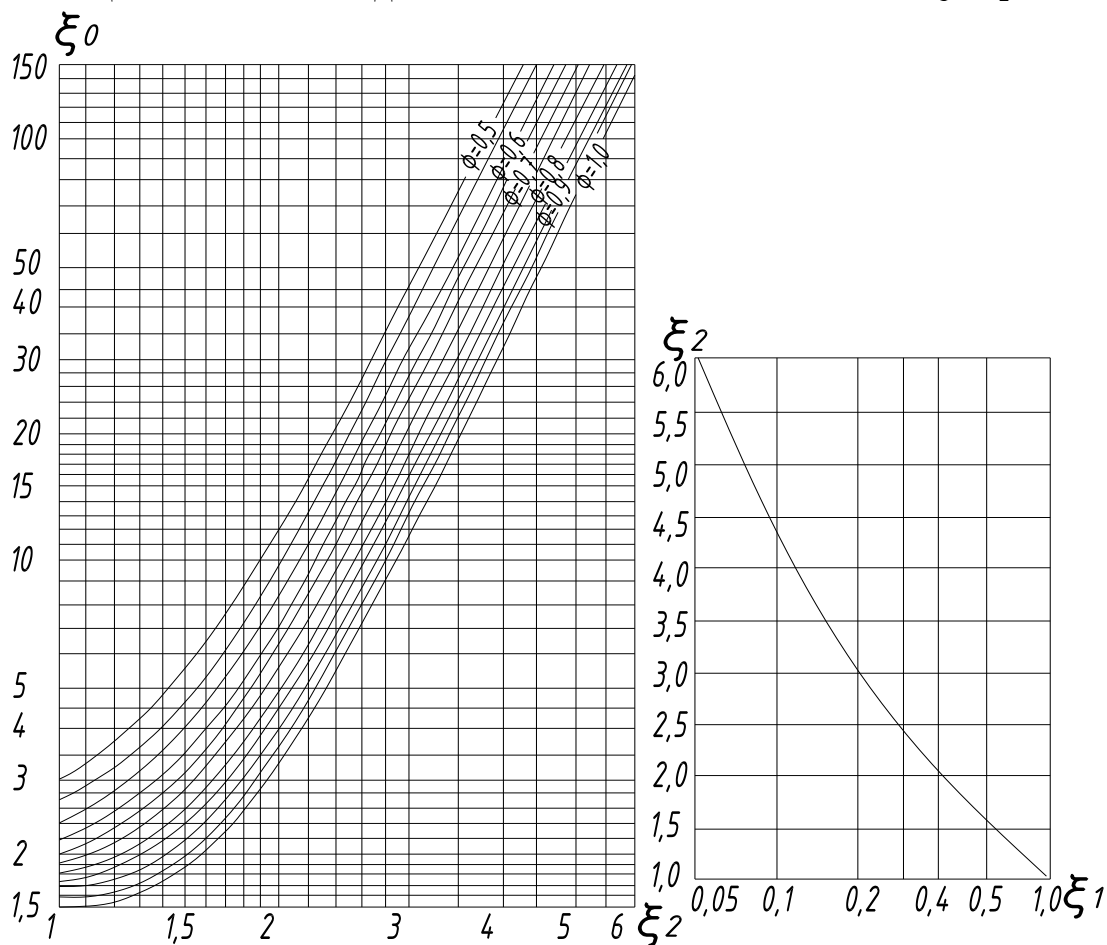


Рисунок 8 – Графіки залежності $\xi_2 = f(\xi_0)$

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.ІІІ,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

$$H_0 = h_{b3} - c = 1,1h_2 - c, \quad (27)$$

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

– глибина підтоплення водобійної стінки:

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

– коефіцієнт підтоплення $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_0}\right)$ по графікам рис.5;

– питома витрата:

$$q_{cm} = m \sqrt{2gH_0^3}, \quad (30)$$

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 $q_{cm} = q_{вод}$.

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):

$$(T_0)_{дон} = \frac{A_c \cdot h_2^*}{(A_2 - 3)h_2}, \quad (32)$$

(залежність справедлива для $20 \leq q_{вод} \leq 8$ (м²/с і $1 \leq c/h_1 \leq 25$),

де $h_2^* = 0,8508 h_2$;

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

$$(T_0)_{дон} = \frac{1,5 h_2^*}{(A_2 - 3)h_2}, \quad (33)$$

У випадку, якщо фактичне значення $T_0 > (T_0)_{доп}$, в проекті 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 наведено в дод.2.

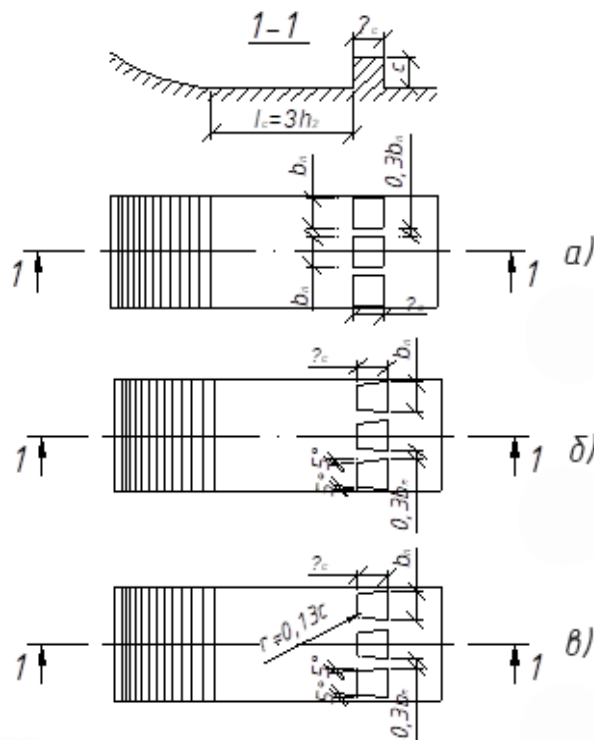


Рисунок 10 – Прорізна водобійна стінка

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

$$\text{для } \xi_0 = 2 \dots 5 \quad h_{ps} = 0,835 \xi_0, \quad (34)$$

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

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 водобією і рисберми заглиблюється на величину Δh 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:

$$\frac{c}{R_{cp}} = 0,65 \sqrt{\xi}, \quad (36)$$

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

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

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

а) Якщо $h_{ps} < h_2$,

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

$$R_r = \frac{\gamma \cdot b_n \cdot q \cdot (1,6h_2)}{2 \cdot g \cdot h_2}, \quad (38)$$

де $\gamma = 98 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води;

– визначається коефіцієнт лобового опору стінки k_c за графіками рис. 11 за

числом Фруда $Fr = \frac{V_2^2}{gh_1}$, де $V_2 = \frac{q_{вод}}{h_1}$ – швидкість в стисненому перерізі;

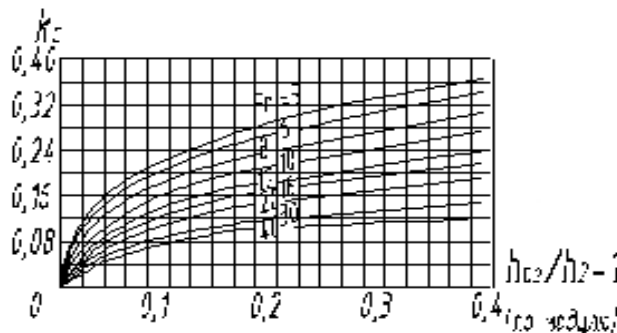


Рисунок 11 – Графіки для визначення коефіцієнта опору k прорізної стінки

– визначається необхідний коефіцієнт наскрізності ω :

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

– визначається висота стінки:

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

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

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

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

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

$$(T_0)_{oon} = \frac{2c/h_2 - 8}{1 - 2c/h_2} h_2^* \quad (41)$$

де $h_2^* \approx 0,88h_2$;

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

$$(T_0)_{oon} = \frac{1,5c/h_2 - 8}{1 - 2c/h_2} h_2^* \quad (42)$$

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

$$(T_0)_{oon} = \frac{2c/h_2 - 8}{1 - 2c/h_2} h_2^* \quad (43)$$

Формули дійсні для наступних діапазонів значень:

$$13 \leq c/h_2 \leq 35; \quad 28h_2 \leq c \leq 34h_2; \quad 20 \leq q \leq 80 \text{ м}^2/\text{с}.$$

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

У випадку, якщо фактичне значення $T_0 > (T_0)_{oon}$, 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 водобіі гасителя-розтікача Куміна розмірів і форми, вказаних на рис.12:

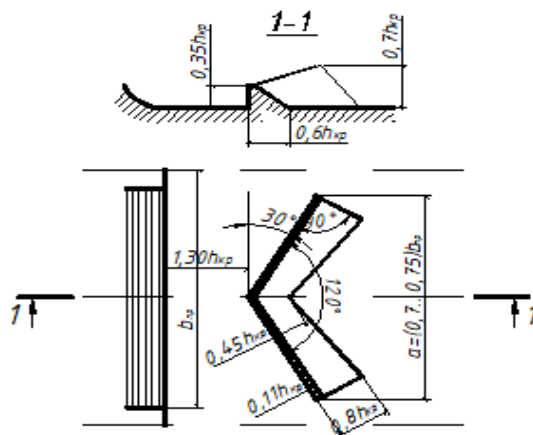


Рисунок 12 – Гаситель-розтікач Куміна

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

$$\text{для } \xi_0 = 30..45 \quad h_p = h_{kp} \left(\frac{\xi_0}{h_{kp}} + 15 \right), \quad (44)$$

$$\text{для } \xi_0 = 45..120 \quad h_p = h_{kp} \left(\frac{\xi_0}{h_{kp}} + 17 \right). \quad (45)$$

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 ξ_0 струмина фонтанує і в кінці водозливної поверхні греблі необхідно влаштовувати спеціальні розціплювачі.

III. Найбільший допустимий гідродинамічний напір за умовами кавітації становить:

$$(T_0)_{\text{дон}} = 1,3 \text{ м} - \text{при співвідношенні розмірів } a/b_{np} = 0,75;$$

$$(T_0)_{\text{дон}} = 2,5 \text{ м} - \text{при } a/b_{np} = 0,7.$$

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:

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

$$\text{де } T_0 = 1,1 V_2 + \frac{V_2^2}{2g}; \quad V_2 = \frac{q_{\text{вод}}}{1,1 h_2}$$

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

де h_p – глибина в стисненому перерізі за стінкою (на рисбермі) знаходиться з

граф. 9 за співвідношенням $\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{kp}}$,

h_{2p} – спряжена глибина гідравлічного стрибка на рисбермі, знаходиться з

виразу $D = h_{p3}/h_{2p} = 11$.

$$3. l_3 \approx 0,5l_2.$$

(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 водобойі суцільної або прорізної стінки, визначається з графіків рис. 13, для гасителя-розтікача – з графіків рис. 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).

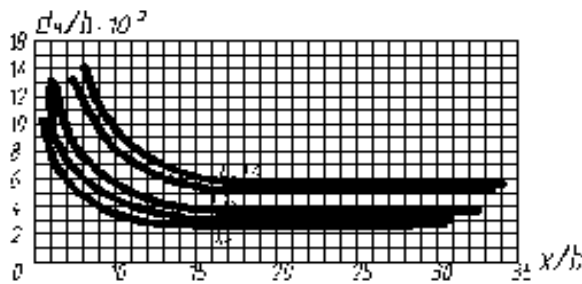


Рисунок 13 – Графіки для визначення d_n при наявності на водобойі суцільної або прорізної стінки

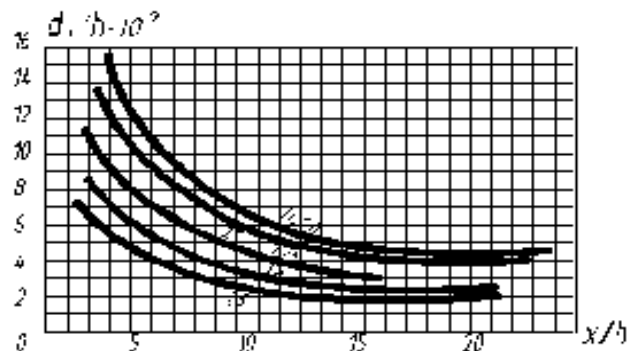


Рисунок 14 – Графіки для визначення d_n при наявності на водобойі гасителя-розтікача

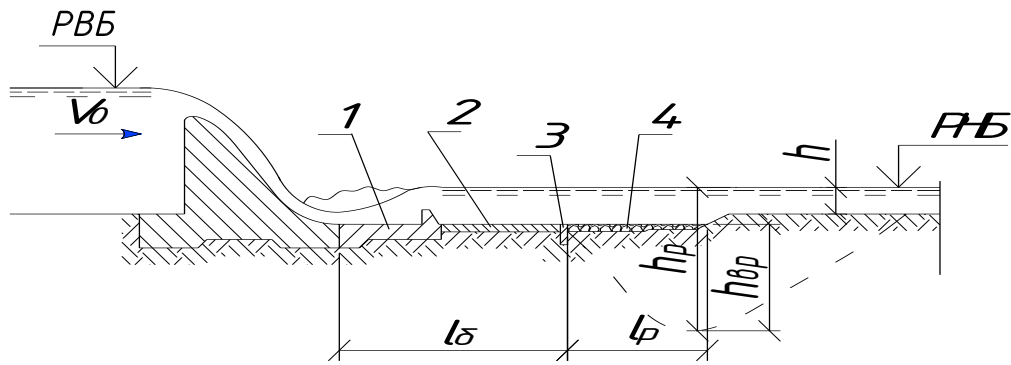
Знайдений діаметр каменя, помножений на коефіцієнт запасу 1,3, не повинен перевищувати 0,5 м:

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

(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).



1 – водобій; 2 – рисберма; 3 – зуб; 4 – кінцеве кріплення у вигляді гнучкого покриття укосу (гнучка рисберма)

Рисунок 15 – Схема до розрахунку глибини розмиву русла в нижньому б'єфі

1. Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву h_p :

$$h_p = k_p \cdot \lambda \cdot \sqrt{\varphi} V_0, \quad (50)$$

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

λ – 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 укосу воронки розмиву. З цієї умови l_n дорівнює закладанню укосу, 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 таб.4 з співвідношення $l_p / h_{ер}$ в залежності від співвідношення $u'_{max} / V_{кр}$,

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

$V_{кр} = \frac{q_p}{h_{кр}}$ – швидкість, що відповідає критичній глибині в кінці жорсткого кріплення рисберми (з урахуванням її розширення);

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

$$q_p = \frac{q_e}{12 \cdot 13}.$$

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:

$$M_p = \frac{55}{\frac{x}{h} \left(8 \frac{55}{236} \right)}, \quad (52)$$

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 укусу воронки розмиву двома шарами каменю. Обчислюється довжина укусу, що захищається $l_{отк}$, як гіпотенуза прямокутного трикутника з катетами h_{ep} і l_n .

Об'єм каменю на погонний метр ширини кріплення становить:

$$V_{кам} = 2 l_{отк} l_n, \quad (53)$$

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:

$$l_0 = l_c + l_1 + l_2 + l_3. \quad (54)$$

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:



$$M_k = \frac{u'_{\max}}{V}, \quad (55)$$

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

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

5. Визначається коефіцієнт спроможності потоку до розмиву в ківші:

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

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

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

де $V = \frac{Q}{l_3} = \frac{q}{l_3}$ – середня швидкість потоку в ківші,

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

$$d_n = \frac{(0,56)^{0,8}}{l_3^{2/3}}. \quad (58)$$

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

$$d_{HP} = 0,52 h_3 \quad (59)$$

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

При улаштуванні на водобой прорізної стінки з параметрами:

– закладання верхового укосу стінки 4:1;

– висота $c = 0,7525 h$;

при глибині потоку на рисбермі $h = 0,6512 h_2$ і співвідношенні $B/h_{KP} = 16,4$ допускається визначати d_n підбором безпосередньо за наступною залежністю:

$$d_n = \frac{11,6 \sqrt{(B/h) h_2}}{\sqrt[3]{\lambda h_{KP}}} \quad (60)$$

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 проекції 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 $Q_{max}^{CH} = 5000 \text{ м}^3/\text{с}$, при перевірочному – $Q_{max}^{per} = 6500 \text{ м}^3/\text{с}$;

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

– допустима відмітка $\downarrow ФГПР = 0,5 \text{ м}$;

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

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

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

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

– льодоходу немає.

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

$$Q_p = 5000 \text{ м}^3/\text{с};$$

Питому витрату на водозливі – за формулою (3):

$$q = 12566 \text{ (л/с)}$$

Напір на гребні водозливу – за формулою (4):

$$H_g = \left(\frac{60}{0,125} \right)^2 = 916$$

Отриманий напір округлюється до найближчого стандартного значення $H_g = H_{gm} = 90$ за табл. 2.

Відмітка гребня водозливу $\sqrt{17000000} = 41$.

Уточнена питома витрата обчислюється за формулою (7):

$$q = 12566 \sqrt{1 - 0,5 \cdot 90} = 5147$$

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

$$B_{np} = \frac{4000}{5,89} = 687$$

Загальну ширину отворів водозливного фронту B_{np1} з урахуванням стандартної ширини отворів (табл.3) ділимо на 5 окремих отворів шириною $b_{np} = 140 \text{ м}$, що відповідає уточненому значенню загальної ширини отворів $B_{np} = 5147 \text{ (л)}$. 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 $H_0 = H_g = 90 \text{ (л)}$, оскільки $V_0 < 0,5 \text{ м/с}$;

– коефіцієнт повноти напору за формулою (14) $\sigma = 0,938 \approx 1$;

– коефіцієнт стиснення потоку за формулою (15) при

$$B = 144 \text{ (л)}$$

$$P_{сб} = 91603 \text{ (л)}$$

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{18} \left(\frac{1}{1} \right)^2}} = 0,938$$

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 $Q_{\text{факт}}^{\text{осн}} = 4061 \text{ м}^3/\text{с}$ перевищує максимальну витрату $Q_p^{\text{осн}} = 4000 \text{ м}^3/\text{с}$, отже, водозливна гребля при основному розрахунковому випадку забезпечує пропуск максимальної витрати води з деяким запасом.

Прийняті розміри водозливних отворів перевіряємо щодо пропускання максимальної перевіркової витрати:

– розрахункова перевірна витрата $Q_p^{\text{пер}} = 5200 \text{ м}^3/\text{с}$;

– геометричний напір на водозливі $H = 1,69 \text{ м}$;

– коефіцієнт повноти напору $\sigma = 0,98$;

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

$$Q_{\text{факт}}^{\text{пер}} = 1 \cdot 0,99 \cdot 1 \cdot 0,49 \cdot 70 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 1,69^{3/2} = 5200 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Отримане значення фактичної пропускної спроможності $Q_{\text{факт}}^{\text{пер}} = 5200 \text{ м}^3/\text{с}$ перевищує максимальну витрату $Q_p^{\text{пер}} = 4000 \text{ м}^3/\text{с}$, 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):

$$B_{\text{фр}} = 51,6 \text{ м}.$$

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

– при НПР $q_{\text{вод}} = \frac{4000}{86} = 46,5 \text{ м}^3/\text{с}$;

– при ФПР $q_{\text{вод}} = \frac{5000}{86} = 58,1 \text{ м}^3/\text{с}$.

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 водобойі $q_{вод} = 40 \text{ м}^3/\text{с}$;
- швидкість потоку на підході до греблі $V_0 = 0,4 \text{ м/с}$;
- відмітка $\downarrow НПН = 1,6 \text{ м}$;
- відмітка рівня води в нижньому б'єфі при розрахунковій максимальній питомій витраті $\downarrow РНН = 0,3 \text{ м}$;
- відмітка дна річки у верхньому б'єфі $\downarrow дн\# = 19,0 \text{ м}$;
- відмітка гребня водозливу $\downarrow ГВ = 20,0 \text{ м}$;
- ґрунт основи – суглинок;
- розрахункові схеми на рис. 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:

$$z_0 = 21,303 \text{ (2)}$$

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

$$G = z_0 = 20,710 \text{ (3)}$$

Питома енергія потоку перед греблею складе:

$$T = 21,590 \text{ (5)}$$

Критична глибина $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{40}{98,1}} = 0,54 \text{ (6)}$, $\xi_0 = \frac{25}{546} = 4,58$;

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

$$h_2 = 5,10 \left(\frac{1,3}{546} \right)^{0,1} = 4,94 \text{ (7)}$$

Глибину $h_{пз}$ порівнюємо з побутовою глибиною $h = 20,390 \text{ (8)}$ води в нижньому б'єфі $h > h_{пз}$, тому висота водобійної стінки визначиться за наступною методикою.

За значенням $\xi_0 = 4,58$ по граф. 8 для $\varphi = 0,95$ знаходимо значення $\xi_2 = \frac{h_2}{h_{кр}} = 21,8$, звідки $h_2 = 21,846 \text{ (9)}$. За значенням ξ_2 по граф. 9 знаходимо

значення $\xi = \frac{h_1}{h_{кр}} = 0,3$, звідки $h = 0,5469(1)$.

~~$h_3 = 2,0$~~ $h_2 = 1,9$, отже висота стінки знаходиться підбором за умовою

утворення стрибка перед стінкою з коефіцієнтом затоплення $D = \frac{h_{в3}}{h_2} = 1,1$. Для

цього приймаємо декілька значень висоти водобійної стінки c , для яких обчислюємо напір на водобійній стінці з урахуванням швидкості підходу H''_{e0} за

формулою (26) (~~$\frac{V_{вод}^2}{2g} + H''_{e0}$~~), глибину підтоплення водобійної

стінки за формулою (29), коефіцієнт підтоплення $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H''_{e0}}\right)$ по графікам рис.5,

питому витрату за формулою (30). Результати обчислень зводимо в таблицю 5.

Таблиця 5 – Результати обчислень

c	$H''_{e0} = 1,1h_2 - c$	$H''_{e0} = H''_{e0} + \frac{V_1^2}{2g}$	$h_n = h - c$	$\frac{h_n}{H''_{e0}}$	σ_n	$q_{cm} = \sigma_n \sqrt{2g(H''_{e0})^3}$
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 $q_{cm} = q_{вод}$.

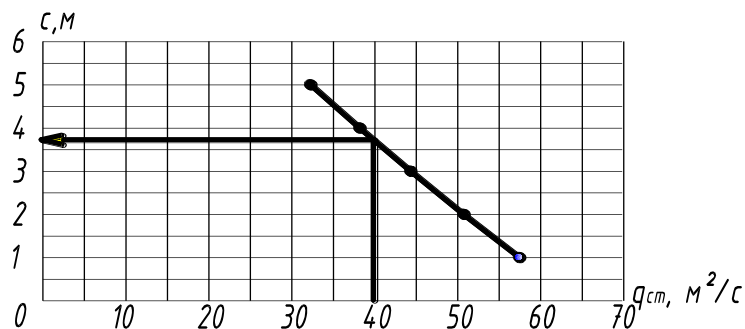


Рисунок 16 – Графік залежності $q_{cm} = f(c)$.

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

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

Приймаємо $l_c = 2,493(5)$.

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

$$Q = \frac{9.81 \cdot 10^2 \cdot 1.02}{4.16 \cdot 1.02},$$

$$h_2^* = 0.59 \cdot 1.02.$$

Допустимий гідродинамічний напір $(T_0)_{доп} = 1.895$ в цьому випадку більше фактичного $T_0 = 25m$ 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 водобіі $q_{вод} = 3.3 m^3/c$;
- швидкість потоку на підході до греблі $V_0 = 0.4 m/c$;
- відмітка $\downarrow НП = 0.0$;
- відмітка рівня води в нижньому б'єфі при розрахунковій максимальній питомій витраті $\downarrow РН = 8.0 m$;
- відмітка дна річки у верхньому б'єфі $\downarrow дн = 7.0 m$;
- відмітка гребня водозливу $\downarrow ГВ = 9.5 m$;
- ґрунт основи – середній пісок;
- розрахункові схеми рис. 7 та 15.

Оскільки $V_0 < 0.5 m/c$, та різниця відміток рівнів верхнього і нижнього б'єфів без урахування швидкості підходу складе:

$$z_0 = 1.084 (m).$$

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

$$k_{z_0} = 0.957 (m).$$

Питома енергія потоку перед греблею складе:

$$T_0 = 1.0062 (m).$$

Критична глибина $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{3.3}{9.81}} = 0.7 (m)$, $\xi = \frac{2.4}{0.7} = 3.43$.

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

$$h_{z_0} = \left(0.1 \frac{3.3}{9.81} \right)^{0.25} = 0.1 (m).$$

Глибину h_{pz} порівнюємо з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі h . Оскільки $h=847,68\text{м}$ менша за $h_{pz}=839\text{м}$, то для затоплення гідравлічного стрибка з коефіцієнтом затоплення $D=1,1$ поверхню водобою і рисберми необхідно заглибити на величину, яка визначається за формулою (24):

$$h=839,03\text{м}$$

Уточнена відмітка водобою і рисберми $\downarrow B=566,91\text{м}$; побутова глибина $h=h_{pz}=839\text{м}$.

Питома енергія потоку перед греблею складе ~~$6712,03\text{кДж}$~~ , тоді $\xi = \frac{249}{484} = 50$.

Висота водобійної стінки обчислюється за формулою (25):

$$h_2 = 2,34 \sqrt{839,03} = 5,04\text{м}$$

За значенням $\xi_0 = 5,04$ по граф. 8 для $\varphi = 0,95$ знаходимо значення $\xi_2 = \frac{h_2}{h_{\delta}} = 22$; звідки $h_2 = 22 \cdot 4,09 = 90,0\text{м}$. За значенням ξ_2 по граф.9

знаходимо значення $\xi_1 = \frac{h_1}{h_{кр}} = 0,3$, звідки $h_1 = 0,3 \cdot 484,6 = 145,4\text{м}$.

За відомим значенням другої спряженої глибини визначаємо відстань від початку водобою до водобійної стінки $l_c = 31,09\text{м}$.

Ширина гребня водобійної стінки $\xi = 1,509\text{м}$. Верхову грань стінки приймаємо вертикальною, низовій надаємо похил 1:1.

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

$$h_2^* = 0,609 \cdot 22 = 13,4\text{м}$$

$$T_0 = \frac{9,81 \cdot 8}{1,2 \cdot 0,95} = 86,9\text{м}$$

Фактична величина гідродинамічного напору $T_0 = 2439\text{м}$ більша його допустимого значення, тому приймаємо іншу конфігурацію водобійної стінки – з похилом верхової грані вниз на 10° відносно верхового ребра. В цьому випадку $(T_0)_{дон}$ визначається за формулою (33):

$$Q = \frac{13928}{42300} = 0,33$$

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

Для встановлення розмірів горизонтального кріплення визначимо спряжені глибини за водобійною стінкою (на рисбермі) $h_p = \frac{839}{11} = 76,3$,

$$\xi = \frac{763}{484} = 1,58$$

По граф. 9 знаходимо значення $\xi_1 = \frac{h_p}{h_{кр}} = 0,58$, звідки $h = 0,58 \cdot 484 = 281$.

Швидкість потоку перед водобійною стінкою $v = \frac{40033}{11 \cdot 11,09} = 324$.

Гідродинамічний напір перед водобійною стінкою

$$h_{гд} = \frac{324^2}{2 \cdot 9,81} = 5312$$

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

$$L_1 = 431,22$$

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

$$L_2 = 5638,14$$

Довжина перехідної ділянки $L_3 = 5241,2$.

Загальна довжина жорсткої рисберми від початку водобою складе:

$$L = 33204,28$$

Крупність стійкого каменю гнучкої рисберми визначаємо згідно графіків рис. 13 при $\frac{x}{h} = \frac{89}{839} = 0,106$ та коефіцієнті затоплення стрибка $D = 1,1$. Знайдений на

графіку величині $\frac{d_n}{h} \cdot 1,1 = 7,4$ відповідає діаметр каменю накиду

$$d_n = \frac{7489}{10} = 748,9$$

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

$$d_{нр} = 305,98$$

що суттєво перевищує допустиме значення 0,5м.

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:

$$\eta = \frac{h_p}{h} = \frac{763}{281} = 2,71$$

$$\chi = 2,41236$$

$$M = \frac{45}{30} = 1,5$$

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

$$\eta = \frac{h_3}{h} = \frac{11}{839} = 0,013$$



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

$$k = 0,81494512$$

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

$$q = \frac{33}{22} = 1,5$$

визначаємо середню швидкість в ківші:

$$V = \frac{q}{h_3} = \frac{275}{11} = 25 \text{ м/с}$$

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

$$16,4 \text{ м/с}$$

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

$$d_h = \frac{(0.5)^3}{14} = 0.0125 \text{ м}$$

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

$$d_{hp} = 2 \cdot 0.0125 = 0.025 \text{ м}$$

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

Глибина ківша при цьому $d_h = 0.025 \text{ м}$

Глибину води в воронці в місці максимального розмиву нижче гнучкого кріплення визначаємо за формулою (50) при $k_p = 1.1$, $\chi = 1.2$, $V_{01} = 0.4 \text{ м/с}$:

$$h_p = 1.1 \cdot 1.2 \cdot \sqrt{\frac{2715}{84}} = 3.91 \text{ м}$$

Глибина вирви розмиву $h_p = 3.91 \text{ м}$

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

$$v_{max} = 4 \cdot \sqrt{0.15} = 1.55 \text{ м/с}$$

Швидкість в ківші, що відповідає критичній глибині складе:

$$V_p = \frac{9 \cdot 2715}{h_p \cdot 84} = 5.1 \text{ м/с}$$

При $\frac{v_{max}}{V_p} = \frac{1.55}{5.1} = 0.3$ відносна відстань від кінця жорсткого кріплення в ківші до створу з максимальним розмивом у відповідності до табл. 4 $l_p / h_{ep} = 3.8$, звідки отримаємо:

$$l_p = 3.8 \cdot h_p = 14.96 \text{ м}$$

Довжина верхового укусу вирви розмиву складе:

$$l_n = \sqrt{\frac{2 \cdot l_p^2}{3}} = 3.1 \text{ м}$$

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

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

$$V_{кам} = 21.0024 \text{ м}^3$$

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 $V_{\text{кам}}$ 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 $\alpha_g = 90^\circ$ (рис. 17,а). Основним елементом профілю є крива CD , яка будується за координатами Крігера-Офіцєрова (табл. 6).

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

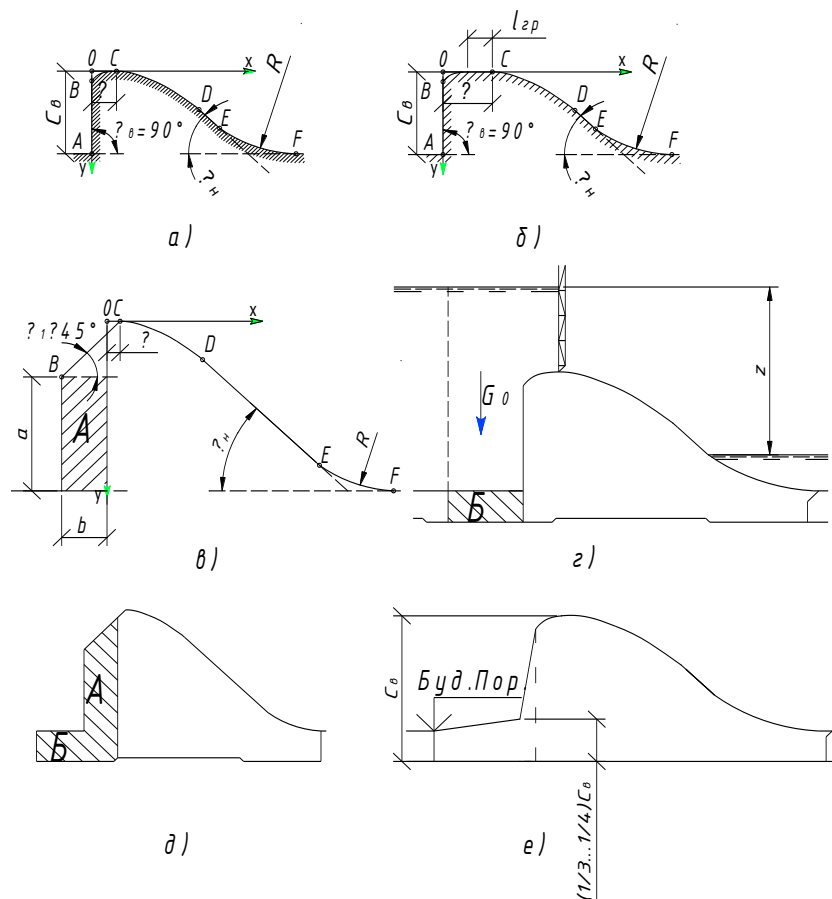
З низової сторони проводиться дотична із закладанням $m=0.60.08$ (точка дотику D , яка також має бути дотичною до дуги EF , що спряжує водозливну поверхню з водоб'ємом. Для гребель на нескельній основі при великих напорах дуга повинна мати наступний радіус:

$$R = 0.5 H_{\text{проф}}^2 \quad (61)$$

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 $l_{\text{зр}}$ (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 рис.17, в, г штриховкою.



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

Рисунок 17 – Практичні профілі безвакуумної водозливної стінки

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

x	y	x	y
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
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 рис.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 рис.17,е [5].

У відповідності до завдання деякі студенти проектують 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 рис.18. В даній греблі порожнини зроблені двохярусними у зв'язку з пропуском повені в період будівництва по перекриттю нижньої порожнини.

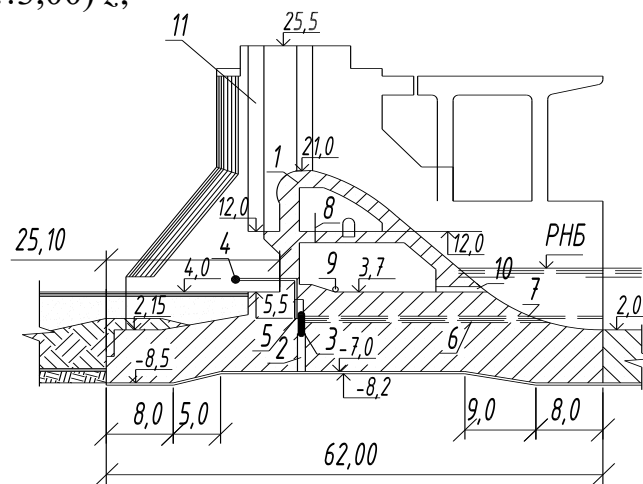
В першому наближенні ширина греблі по підшві b_{zp} може бути прийнята в залежності від різниці напорів на греблі z та типу ґрунтів основи:

галькові та гравійні – (2,0...2,25) z ;

супіщані та піщані – (2,25...2,50) z ;

суглинисті – (2,50...2,75) z ;

глинисті – (2,75...3,00) z ;



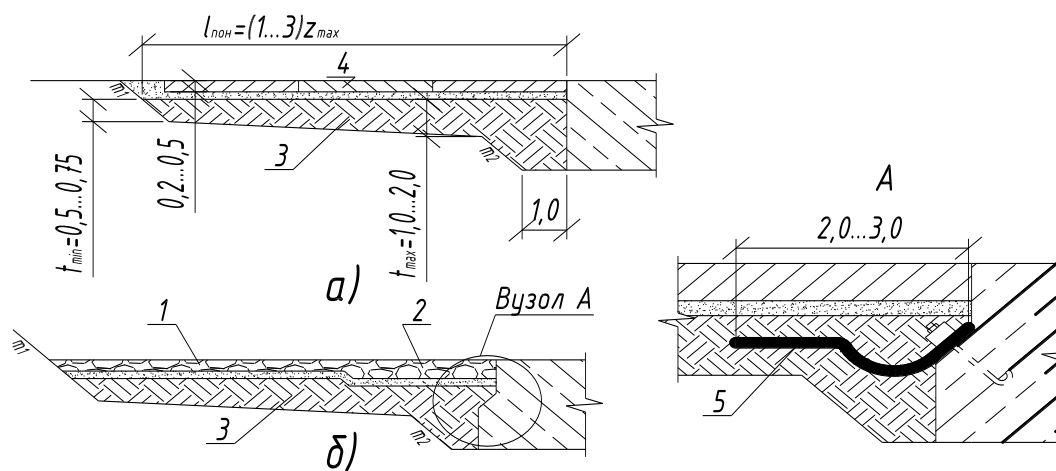
- 1 – водозливна гребля; 2 – дренажний колодязь; 3 – труба $\varnothing 219$ мм;
 4 – водозабір ежектора; 5 – ежектор; 6 – відвідний трубопровід ежектора;
 7 – водоскидна труба дренажу; 8 – труба $\varnothing 100$ мм; 9 – а/цем. труба $\varnothing 300$ мм;
 10 – а/цем. труба $\varnothing 600$ мм; 11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

Рисунок 18 – Поперечний переріз по водозливу

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.



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 3,0х3,0х0,5 м на гравійній підготовці товщиною 0,15 м; 5 – бітумний мат

Рисунок 19 – Приклади гнучких глинистих понурів

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] $t_{\min} = 0,5 \cdot Q^{0,7} \cdot m$;
- 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:

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

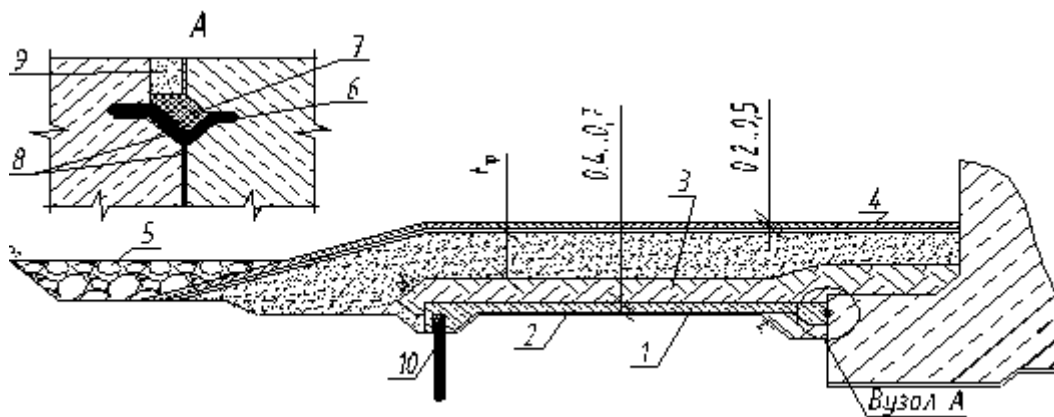
де h_n – втрата напору від початку підземного контуру до вертикального перерізу, що розглядається.

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 $l_{\text{понуру}} = 10 \dots 30 \text{ м}$.

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).



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

Рисунок 20 – Анкерний понур

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 понуrom 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.

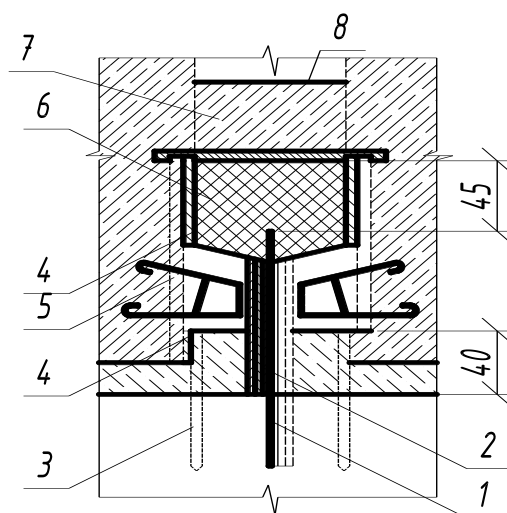
Довжину анкерного понуру попередньо можна призначити за аналогією з понуром з глинистих матеріалів. Довжина може бути уточнена на основі фільтраційних та статичних розрахунків. Розміри інших елементів таких понурів в проекті можна приймати за аналогами побудованих споруд.

5.2.2 Шпунти

В якості вертикальних протифільтраційних пристроїв в проекті 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).



- 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

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

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 водобієюю може бути визначена за залежністю:

$$\delta_s \geq \left(\frac{1}{10} \cdot \frac{1}{2} \right)^{1/3}, \quad (63)$$

де l_s – довжина водобієюю, може бути прийнята $l_s = 5(h_2 - h_1)$,

h_2, h_1 – спряжені глибини гідравлічного стрибка.

Остаточна товщина водобійних плит обґрунтовується статичним розрахунком.

Плити водобієюю відокремлюються деформаційними швами від тіла греблі по ширині водобієюю. В напрямку течії вони робляться зазвичай цільними, але в деяких випадках (при значній довжині водобієюю) 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 водобієюю 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 x 0,25 м до 1,0 x 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:

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

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

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].

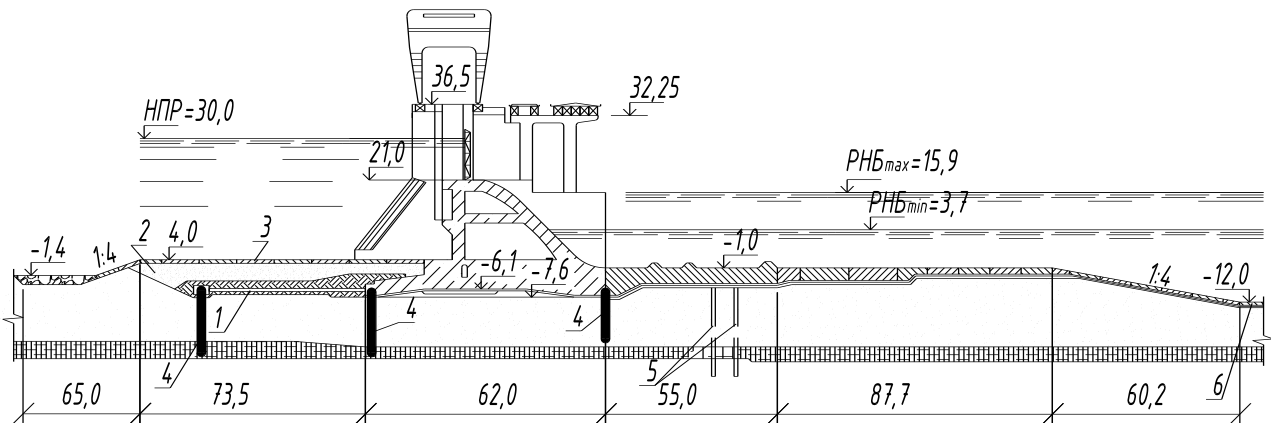
З метою зменшення питомих витрат в кінці кріплення дна в нижньому б'єфі русло рекомендується розширювати в плані під кутом β , величина якого

приймається з наступної умови:

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

Розміри ковшового кінцевого кріплення рисберми встановлюються розрахунком.

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



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

Рисунок 22 – Гребля. Поперечний переріз

5.4 Бики

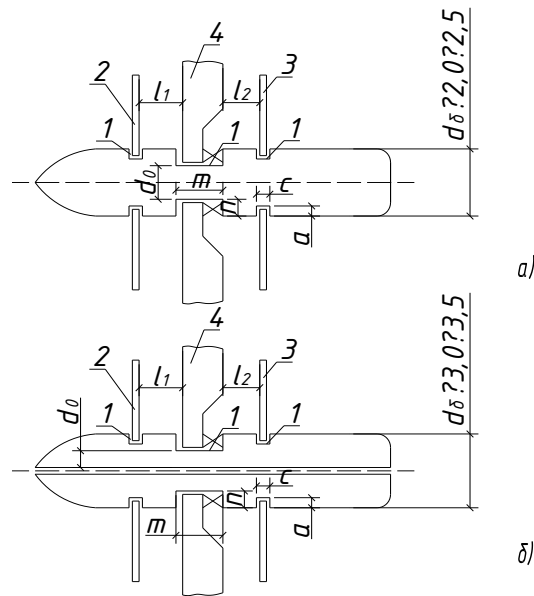
Форму оголовків биків в плані в курсовому проекті рекомендується приймати напівциркульною або криволінійною загостреною.

При можливості льодоходу оголовок бика необхідно приймати загостреної форми.

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

при $b_{np} = 10\text{м}$	$d_b = (0,02) \cdot h_{n1}$
при $b_{np} = 14\text{м}$	$d_b = (0,1) \cdot h_{n1}$
при $b_{np} = 20\text{м}$	$d_b = (0,1) \cdot h_{n1}$
при $b_{np} = 30\text{м}$	$d_b = (0,1) \cdot h_{n1}$

Тут нижні значення відносяться для напорів $H < 3,0\text{м}$.



а) нерозрізного; б) розрізного

Рисунок 23 – Схема бика в плані при влаштуванні плоского затвора

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 рис.23. Їх розміри наближено можуть бути прийняті наступними [5]:

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

$$n = \frac{m}{2} \approx 0,7 \dots 0,8 \text{ м};$$

$$m \left(\frac{1}{7} \cdot \frac{1}{1} \right) \approx 1 \text{ м},$$

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 $d = d_0 + 2a \approx 2,0$ 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 проекті 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;



При зведенні греблі методом гребінки в биках з боку верхнього б'єфу необхідно також влаштувати 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 проекті необхідно відобразити на кресленнях биків та стоянів відповідними штриховками.

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).

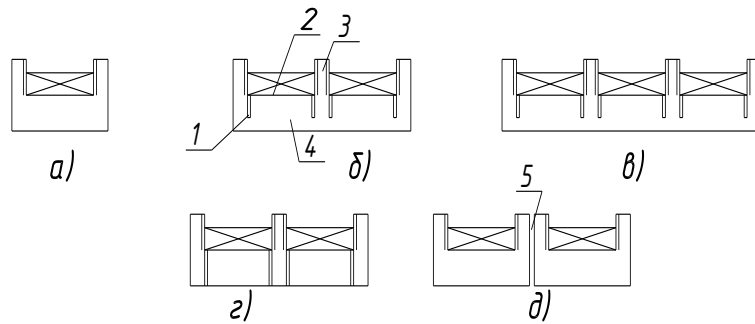
Дренаж тіла греблі суцільного профілю включає ряд вертикальних дрен, що розташовуються на відстані 2,0...4,0 м від напірної грані. Дрени мають діаметр 15...20 см та розташовуються в ряду через 2,0...3,0 м. Вони виконуються із збірних блоків пористого бетону і інших конструкцій, що забезпечують безперешкодний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



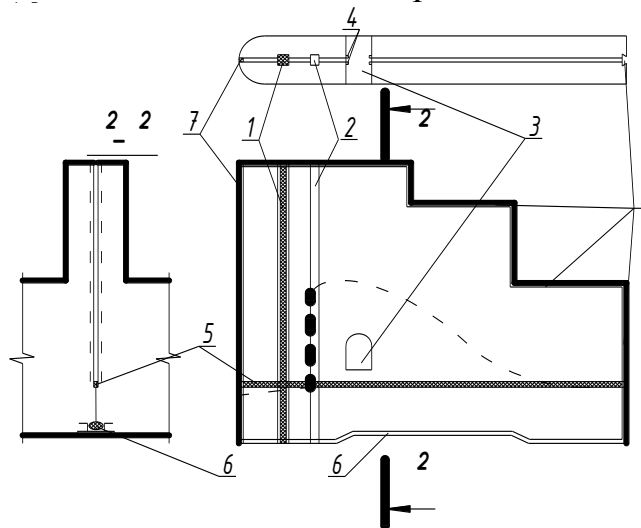
а) однопрогінна; б) двопрогінна; в) трьохпрогінна; г) бики відрізані від водозлива;

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

Рисунок 24 – Розрізка греблі на секції

Противільтраційні 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.



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

Рисунок 25 – Влаштування шва в бичку водозливної греблі

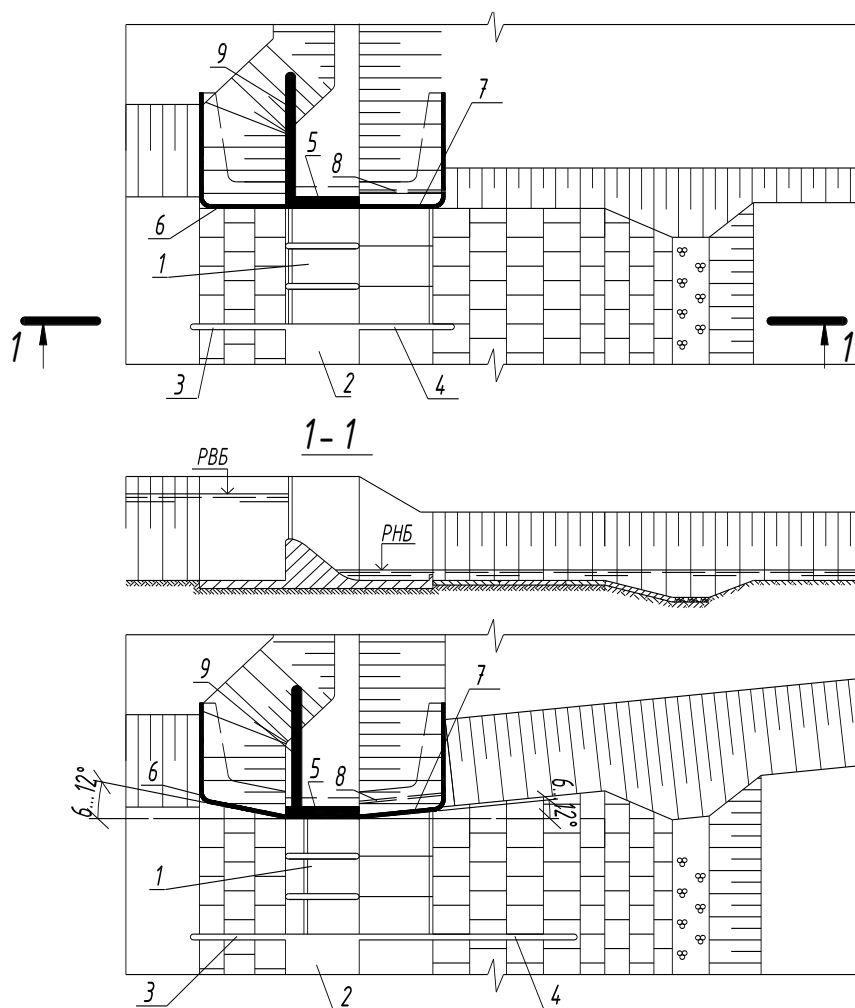
Контурні ущільнення можуть бути зовнішніми і внутрішніми. Зовнішні влаштовують для недопущення проникнення в шов напірних ґрунтових вод, сміття, криги. Внутрішні захищають галереї від затоплення водою.

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 напівбиком. Верхня грань стінки повинна бути вище рівня води не менше, ніж на 1,0...1,5 м.



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

Рисунок 26 – Приклади компоновки спряжуючих споруд

Спряження водозливної греблі із земляною або берегом виконується за допомогою берегових стоянів і відкрилків, що мають форму підпірних стінок. В греблях на нескільких 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 $(15..25)h_{н.}$ 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 $6...12^\circ$, 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 випору 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.

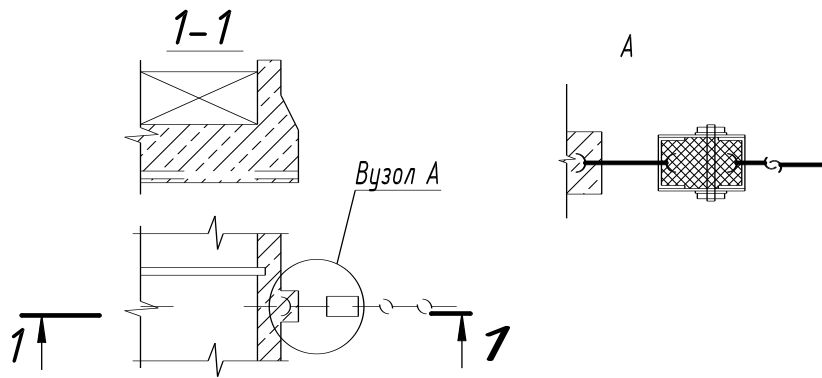


Рисунок 27 – Спряження діафрагми (шпори) із стояном

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:

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

де H_n – висота стінки.

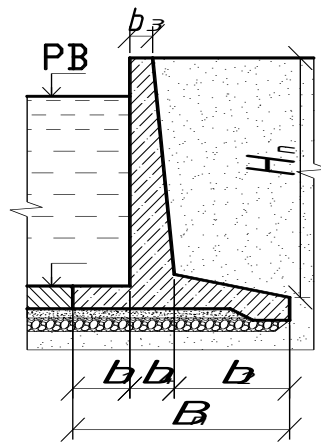


Рисунок 28 – Переріз підпірної стінки спряжуючих споруд

Довжину передньої консольної частини фундаментної плити призначають в межах:

$$l_1 = (0,25 - 0,3) B_n, \quad (68)$$

довжину задньої консольної частини:

$$l_2 = (0,7 - 0,75) B_n, \quad (69)$$

товщину вертикальної плити по низу:

$$b_4 = (0.7 \div 0.7) b_n, \quad (70)$$

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 проекті:

- при визначенні *сил фільтраційного протитиску* розглядається **основний розрахунковий випадок** пропуску максимальної розрахункової витрати $Q_{\max}^{осн}$ при НІР 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 – НІР, 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:

$$d_g = \delta_g + t_{op} + \delta_{eu}, \quad (72)$$

де δ_g – товщина плити водобою;

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

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

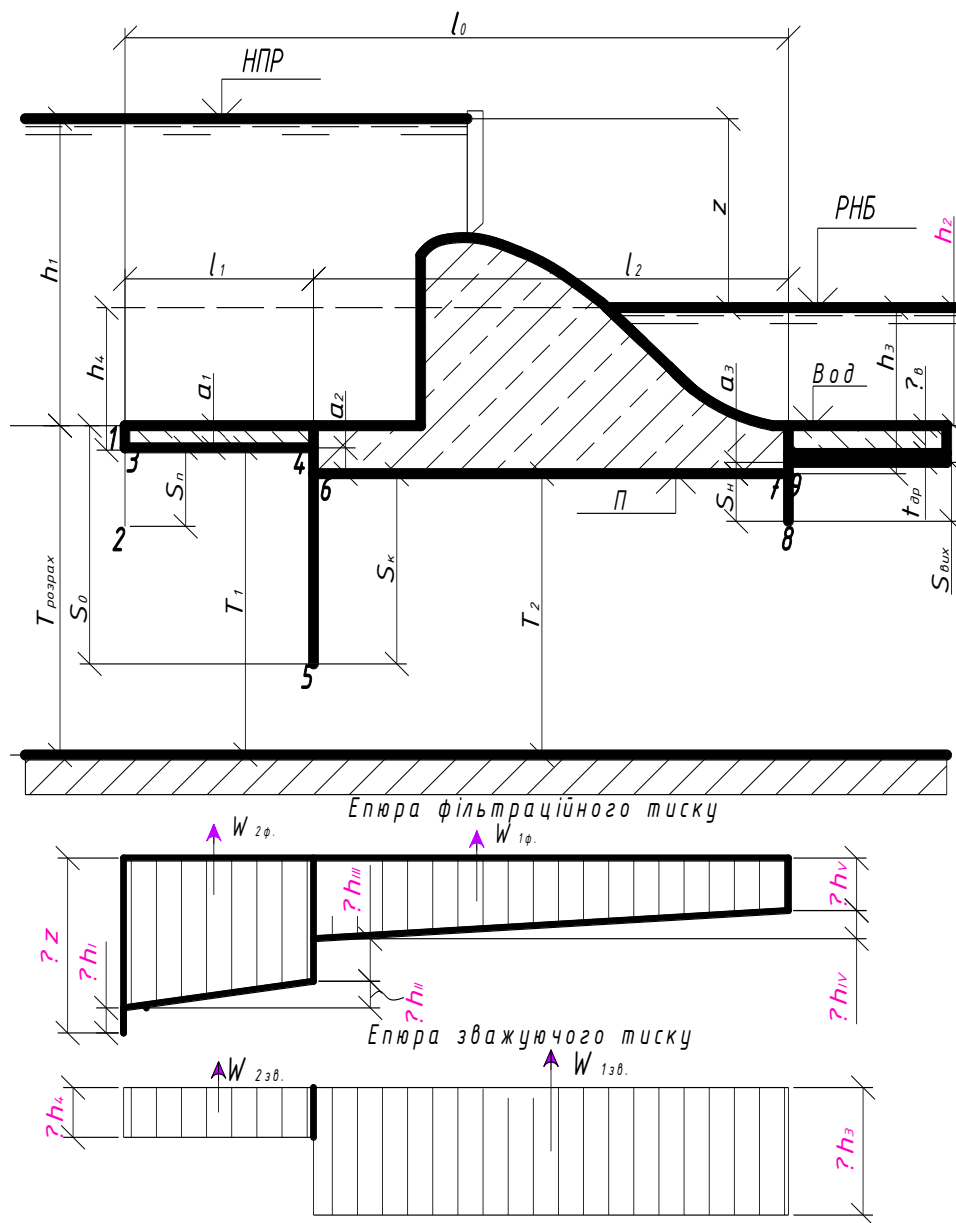


Рисунок 29 – Схема до фільтраційного розрахунку

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

$$S_{вих} = \frac{Q_{ф}}{v_{ф}} \quad (73)$$

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:

$$\downarrow H = B \cdot \sigma \cdot S_n + S_n, \quad (74)$$

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 рис. 29.

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

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

– 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 табл.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	≥ 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 $T_{\text{д}}$:

$$- \text{при } T_{\text{д}} < T_{\text{ак}} T_{\text{ак}}' \quad T_{\text{розрах}} = T_{\text{розрах}}'; \quad (75)$$

$$- \text{при } T_{\text{д}} > T_{\text{ак}} T_{\text{ак}}' \quad T_{\text{розрах}} = T_{\text{ак}} \quad T_{\text{розрах}}'' = T_{\text{ак}}'. \quad (76)$$

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 $\xi_{\text{вн}}$).

- 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:

$$\xi_{\text{вх}} = \xi_{\text{вих}} = \xi_{\text{вн}} + 0,4, \quad (77)$$

де

$$\xi_{\text{вн}} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 S}{1,07 T_2}, \quad (78)$$

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 ($S = 0$):

$$\xi_{\text{вх}} = \xi_{\text{вих}} = \frac{a}{T_1} + 0,4. \quad (80)$$

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

$$\xi_{\text{вх}} = \xi_{\text{вих}} = 0,4. \quad (81)$$

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:

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

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:

$$I_k \leq (I_k)_{\text{дон}}, \quad (83)$$

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

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

$$I_k = \frac{z}{T_{\text{розр}} \sum \xi'}, \quad (84)$$

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

$$\sum \xi' = \xi_{\text{оп}} + \xi_{\text{дн}} + \xi_{\text{греб}} + \xi_{\text{вн}} + \xi_{\text{вн}} + \xi_{\text{дн}} + \xi_{\text{оп}}. \quad (85)$$

При розпластаній схемі підземного контуру:

$$I_k \cong I_{\text{г.к.}}, \quad (86)$$

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

Згідно [11] допустиме значення контролюючого градієнту становить:

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

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:

$$I_{вих} \leq I_{кр}^M, \quad (88)$$

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

$I_{кр}^M$ – допустиме значення градієнту напору (для несупозійних 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:

$$I_{вих} = \frac{z}{T_{розр} \sum \zeta''}, \quad (89)$$

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

$$\zeta'' = \sqrt{\frac{\pi(S T_2)}{2(T_1 T_2 + 1)}}, \quad (90)$$

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

Формула (89) рекомендується для $0,7 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,4$. Методика визначення $I_{вих}$ в інших випадках викладена в [5].

Якщо дійсний водоупор розташований на значній глибині (наприклад $T_d = \infty$), то вихідний градієнт $I_{вих}$ 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.

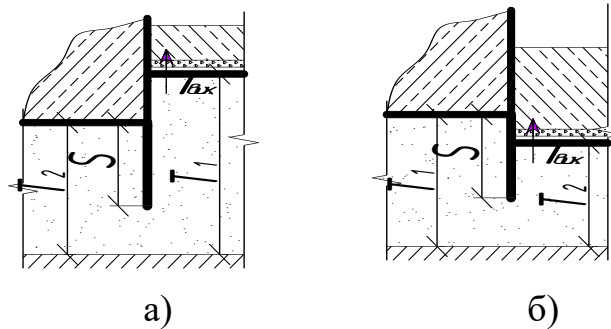


Рисунок 30 – Схеми виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф

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 $T'_{розрах}$;

$$z = h_1 + h_2 + \dots + h_n. \quad (92)$$

По втратах напору фільтраційного потоку на окремих елементах підземного контуру h_i , будується еюра сили фільтраційного тиску W_2 рис.29. Для цього визначаються її ординати по величинах h_1, h_2, h_3 і т.д. Точки еюри з'єднуються відрізками.

Еюра зважуючого тиску W_1 отримується шляхом відкладання від основи еюри ординат h_3, 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 еюра зважуючого тиску залишається незмінною, а еюра 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 $T'_{розрах} = T_0$;

K – коефіцієнт фільтрації.

У випадку глибокого залягання водоупору ($T_0 \gg T'_{ак}$) 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 проекції підземного контуру на горизонтальну і вертикальну площини та їх співвідношення: ~~$l/S = \frac{72}{19} = 3,8$~~ , ~~$l/S = \frac{72}{19} = 3,8$~~ . 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 ~~$T_{\text{розрах}} = 9,5\text{ м}$~~ , для визначення вихідного градієнту ~~$T_{\text{розрах}} = 9,5\text{ м}$~~ .

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):

$$I_k = \frac{16}{4,3313} = 3,7.$$

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:

$$I_{k\text{доп}} = \frac{0,38}{1,2} = 0,32.$$

Оскільки $I_k < I_{k\text{доп}}$, 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 $T''_{\text{розрах}} = 9,5\text{ м}$ визначаємо нові значення коефіцієнтів опору та їх суму, яка в результаті розрахунків (обчислення опускаються) виявилася рівною $\sum \zeta'' = 20,5$. Визначаємо коефіцієнт α за формулою (90):

$$\xi_{\text{вх}} = \frac{3 \cdot 0,45 + 1}{2 \cdot 4,7} = 0,0446$$

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_ϕ , кПа
1) ВХІД $a_1 = 1,5\text{ м}$; $S_n = 5\text{ м}$; $T_1 = 47,5\text{ м}$; $T_2 = 43,15 - 4,6$.	(77) (78)	$\xi_{\text{вх}} = \frac{1,5 + 5 \cdot 0,45}{2 \cdot 47,5} = 0,0446$	$h_I = \frac{0,68}{326} \cdot 16 = 0,334$	$h_I = 9,81 - 3,34 = 6,47$
2) I-й горизонтальний елемент $l_1 = 32\text{ м}$, $S_1 = 5\text{ м}$, $S_2 = S_k + a_2 = 16 + 1,5 = 17,5\text{ м}$, $T_2 = 46\text{ м}$	(82)	$\xi_{\text{гор}} = \frac{32 + 17,5 \cdot 0,45}{46} = 0,91$	$h_{II} = \frac{0,45}{326} \cdot 16 = 0,221$	$h_{II} = 9,81 - 2,21 = 7,6$
3) корольовий шпунт $a_2 = 1,5\text{ м}$, $S_k = 16\text{ м}$, $T_1 = 46\text{ м}$, $T_2 = 44,5\text{ м}$	(78)	$\xi_{\text{вх}} = \frac{1,5 + 16 \cdot 0,45}{46 + 16} = 0,98$	$h_{III} = \frac{0,82}{326} \cdot 16 = 0,402$	$h_{III} = 9,81 - 0,402 = 9,408$
4) II-й горизонтальний елемент $l_2 = 40\text{ м}$, $S_1 = 16\text{ м}$, $S_2 = 0$, $T = 44,5\text{ м}$	(82)	$\xi_{\text{гор}} = \frac{40 + 16}{44,5} = 0,9$	$h_{IV} = \frac{0,69}{326} \cdot 16 = 0,339$	$h_{IV} = 9,81 - 0,339 = 9,471$
5) ВИХІД $a_3 = 2,5\text{ м}$, $S_3 = 3\text{ м}$, $T_1 = 47\text{ м}$, $T_2 = 44,5\text{ м}$	(80)	$\xi_{\text{вих}} = \frac{2,5 + 3 \cdot 0,45}{47} = 0,0446$	$h_V = \frac{0,62}{326} \cdot 16 = 0,304$	$h_V = 9,81 - 0,304 = 9,506$
		$\sum \xi = 3,26$	$\sum h_i = 16\text{ м}$	

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

$$I_{вих} = \frac{16}{40,95} = 0,39$$

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 $W_{зв}$ визначаються наступні величини:

$$h = 1,51 \text{ м},$$

$$h = 10,81 \text{ м}.$$

7 Статичний розрахунок

7.1 Визначення розрахункових навантажень на греблю

В курсовому проекті 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 рис. 7.1.

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

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

де γ_1 – питома вага матеріалу; (для бетону $\gamma_1 = 25 \text{ кН/м}^3$; для залізобетону $\gamma_1 = 24 \text{ кН/м}^3$);

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

z_c – довжина секції греблі

$$z_c = n_1 \cdot h_p + d,$$

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

S – площа поперечного перерізу елемента споруди, м^2 .

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

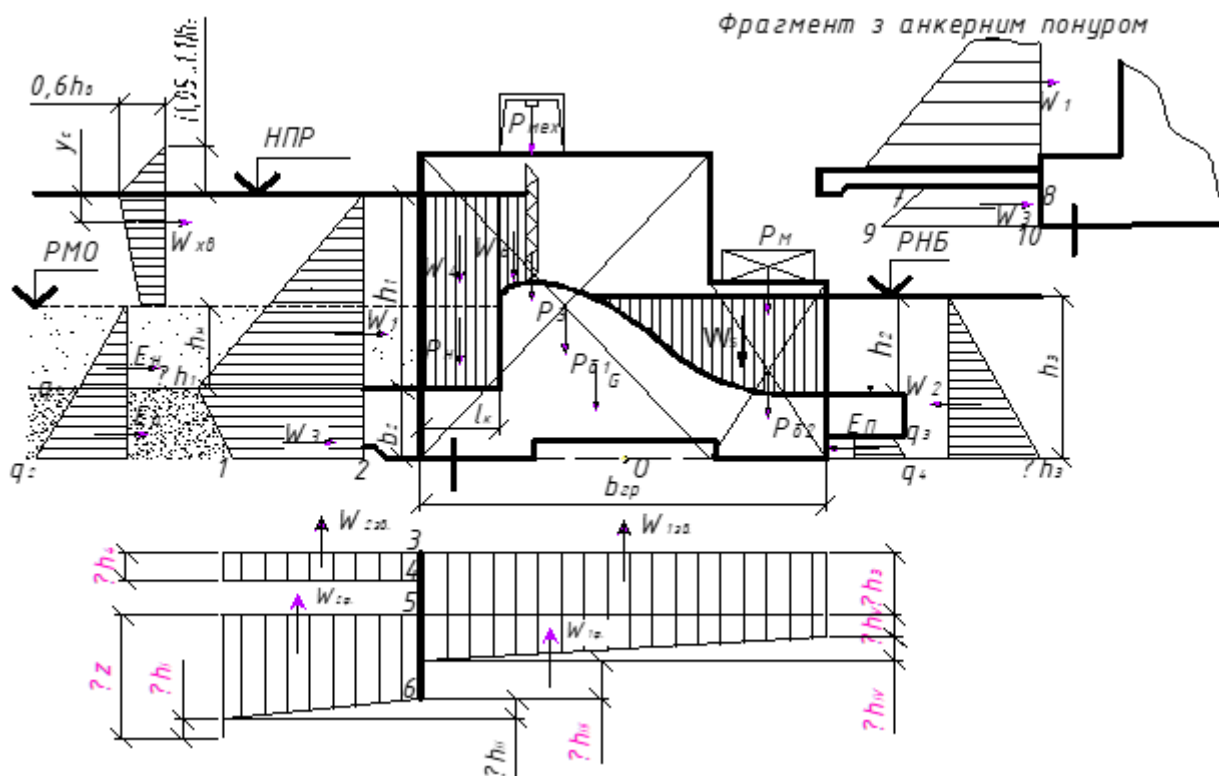


Рисунок 31 – Схема до розрахунку стійкості

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'єфів, 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_{x6} при заданих розрахункових значеннях висоти h_{x6} і довжини λ хвилі для глибоководної зони (при глибині води в верхньому б'єфі $h_1 > \lambda/2$) може бути наближено знайдена за формулою [2]:

$$W_{x6} \approx \rho g h_{x6} \left(\frac{\lambda h_{x6}}{\pi} + \frac{3}{2} \right) z_e, \quad (96)$$

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

$$h_0 \approx \frac{\pi h_{x6}^2}{\lambda}. \quad (97)$$

Плече сили W_{x6} відносно рівня спокійної води верхнього б'єфу в цьому випадку визначається за формулою:

$$y_c \approx \frac{\lambda}{2\pi} - \frac{3}{8} h_{x6}. \quad (98)$$

Сили тиску наносів і ґрунту.

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

$$F_{H36} \approx \gamma_{H36} \frac{W_{x6}^2}{2}, \quad (99)$$

де $\gamma_{H36} \approx \gamma_{HM}^3$ – 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:

$$q_{\text{нвб}} = \frac{\gamma_{\text{нв}} \cdot h_n^2 \cdot \sin^2 \varphi_n}{2} \quad (100)$$

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

$$P_{\text{н}} = \gamma_{\text{нв}} \cdot l_k \cdot h_n \cdot b_n, \quad (101)$$

де l_k – довжина верхової консолі фундаментної плити.

Сила активного тиску E_a ґрунту товщиною $h_{\text{сп}}^{\text{ББ}}$ 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:

$$q_{\text{а}} = \frac{\gamma_{\text{г}} \cdot h_{\text{сп}}^2 \cdot \sin^2 \varphi_{\text{гр}}}{2} \quad (102)$$

де $\varphi_{\text{гр}}$ – кут внутрішнього тертя ґрунту в насиченому водою стані;
 $\gamma_{\text{гв}} = \gamma_{\text{нас}} - \gamma$ – питома вага ґрунту у зваженому стані;
 $\gamma_{\text{нас}}$ – питома вага ґрунту в насиченому водою стані.

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

$$E_a = \frac{q_{\text{а}} \cdot l_{\text{с}}}{2} \cdot h_{\text{сп}}^{\text{ББ}} \quad (103)$$

Верхня ордината сили пасивного тиску E_n ґрунту товщиною $h_{\text{сп}}^{\text{НБ}}$ на низову грань греблі обчислюється за формулою:

$$q_{\text{в}} = \gamma_{\text{бзв}} \cdot \delta_e, \quad (104)$$

де $\gamma_{\text{бзв}} = 1 \text{ т/м}^3$ – питома вага бетону водою у зваженому стані.

Нижня ордината визначається за формулою:

$$a = \frac{P_3}{\rho g H_e^2 b} \quad (105)$$

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:

$$P_3 = g H_e^2 a^1 b \quad (106)$$

де H_e – напір на гребені водозливу при НПР.

a , b – коефіцієнти, що визначаються за табл.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 табл.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	
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

16,0	8,0	11,5	11,5	2158,2
	9,0	12,0	12,0	2158,2
	10,0-11,0	12,5	12,5	2746,8
	12,0	13,0	13,0	2746,8
	13,0	14,0	14,0	2943,0
18,0	8,0	11,5	11,5	2943,0
	9,0	12,0	12,0	2943,0
	10,0	12,5	12,5	3727,8
	11,0	12,5	12,5	3727,8
	12,0	13,0	13,0	3727,8
	13,0	14,0	14,0	3727,8
20,0	8,0-9,0	12,0	12,0	3924,0
	10,0	13,0	13,0	3924,0
	11,0	13,0	13,0	4905,0
	12,0-13,0	14,5	14,5	4905,0

Вага мостів P_m визначається за специфікаціями до проекту. В курсовому проекті 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 $h_b = \frac{1}{12} b_{np}$;
- ширина головних балок $b_b = \frac{1}{2} h_b$;
- 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 $0,8r$ 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/м².

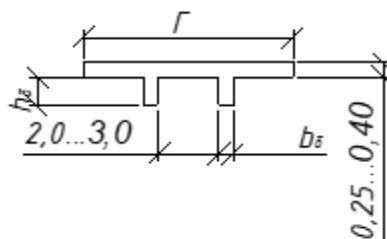


Рисунок 32 – Конструювання мосту

7.2 Визначення контактних напружень

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

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

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

F – площа подошви секції греблі;

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

$W = \frac{z_c b_{ep}^2}{6}$ – момент опору подошви 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 σ_{\max} і σ_{\min} – максимальне та мінімальне нормальні напруження по подошві греблі.

Нормативне значення коефіцієнту нерівномірності $[k_{н.р.}] < 15.20$ для глинистих основ; $[k_{н.р.}] < 20.30$ – 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]:

$$n_c N_p \leq R_{ep} \frac{m}{k_H}, \quad (110)$$

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 нескельних основах – 1,0 [11].

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

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

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:

$$R_{zp} = P \cdot \frac{c_1 + m_1 \cdot \tan \varphi_1}{\gamma_{zpv}}, \quad (112)$$

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

де P – сума вертикальних складових розрахункових сил (включаючи протитиск);

φ_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:

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

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_{cp} визначається за формулою:

$$R_{cp} = \frac{Q_a + W_n + W_{\phi n} + G_{an}}{k_s}, \quad (116)$$

де Q_a – сила зсуву, що сприймається анкерним понуром:

$$Q_a = \frac{G_{an} + W_n + W_{\phi n}}{k_s}, \quad (117)$$

де $W_n, W_{\phi n}$ – 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;

$f_{пон}$ – 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_s – 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:

$$n_c N_s \leq R_s \frac{m}{k_n}, \quad (118)$$

де N_s – розрахункова узагальнена сила зважування;

R_s – 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 рис.33 мінімальна товщина

водобійної плити за умовами стійкості проти спливання наближено визначається за формулою:

$$\delta_g = \frac{k_{f1} \cdot \Delta W_{\phi}}{m_{\phi} \cdot l_g}, \quad (119)$$

де ΔW – сила дефіциту тиску;

ΔW_{ϕ} – остаточна сила фільтраційного тиску на водобійну плиту, яка при наявності дренажу під тілом греблі дорівнює нулю.

Сила дефіциту тиску визначається за формулою:

$$\Delta W = Q_5 \cdot \gamma \cdot \Delta h \cdot l, \quad (120)$$

де Δh , l – сторони трикутника епюри дефіциту тиску:

$$\Delta h = (0,5 Q) / (k_2 - k_1), \quad (121)$$

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.

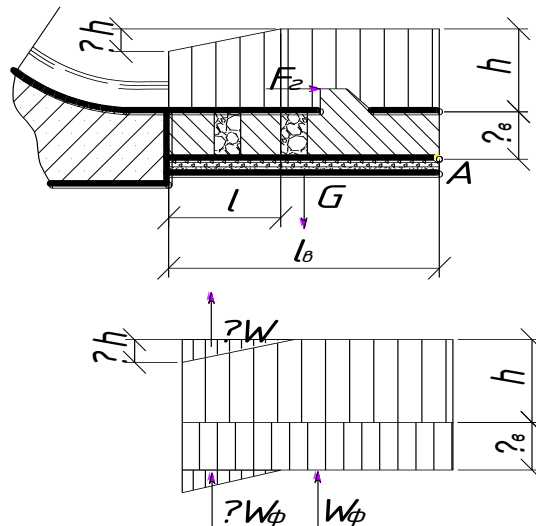


Рисунок 33 – Розрахункова схема визначення товщини водобою

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

$$\delta_g = \frac{k_{f1} \cdot \Delta W_{\phi}}{Q \cdot m_{\phi} \cdot l_g}, \quad (122)$$

де ΔM – перекидаючий момент сили дефіциту тиску;

ΔM_ϕ – перекидаючий момент сили залишкового фільтраційного тиску;

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

Моменти сил визначаються за формулами:

$$\Delta M = \Delta W \left(l_2 - \frac{1}{3} l_1 \right), \quad (123)$$

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

де l_1 – плече сили W_ϕ ;

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

F_2 – гідродинамічна сила, визначається за залежністю:

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

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

ω – площа проєкції гасителя на нормаль до потоку на 1 п.м. ширини водобною;

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

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

$$\delta = \frac{k_n \cdot n_c \cdot F_2}{m \gamma_{вс} \cdot l_2 \cdot f}. \quad (127)$$

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 $\rho_{gp} = 1,8 \text{ т/м}^3$, кутом внутрішнього тертя $\varphi_{gp} = 25^\circ$, та питомим зчепленням $c = 28,8 \text{ Н/м}^2$ в

водонасиченому стані. Коефіцієнт тертя бетону по глині $f = 0,26$. Ширина греблі по підосві $b_{zp} = 338\text{м}$, ширина прогону $b_{np} = 100\text{м}$, кількість прогонів в секції греблі $n_1 = 2$, товщина нерозрізного бичка $d_o = 2,5\text{м}$, розрізного – $d_{po} = 3,0\text{м}$. Довжина секції греблі $l_g = 210251325$. Напір на гребні греблі $H_g = 110\text{м}$. Тип затвору – плоский поверхневий з колісними опорами. Глибина води в верхньому б'єфі $h_1 = 225\text{м}$, в нижньому $h_2 = 9,0\text{м}$, заглиблення підосви греблі під рівень нижнього б'єфу $h_3 = 128\text{м}$. Товщина фундаментної плити $b_1 = 3,8\text{м}$, довжина консолі фундаментної плити $l_k = 8,0\text{м}$. Тип понуру – анкерний. Довжина понуру $l_{non} = 300\text{м}$. Товщина бетонних плит понуру $t = 0,5\text{м}$, захисний шар – пісок з питомою вагою у зваженому стані $\gamma_{сах} = 19\text{кН/м}^3$ товщиною $t_{сах} = 1,1\text{м}$. Товщина водобійної плити $\delta_g = 3,0\text{м}$. Товщина шарів ґрунту під понуrom $h_{zp}^{BB} = 3,4\text{м}$, під водобійною плитою – $h_{zp}^{HB} = 1,3\text{м}$.

Гребля класу СС2-2. Поєднання навантажень – основне.

Розрахункова висота хвилі $h_g = 216\text{м}$, довжина хвилі $\lambda = 1537\text{м}$.

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:



Власна вага биків:



Горизонтальні складові сил гідростатичного тиску:



Ордината 7-8 епюри горизонтальної сили гідростатичного тиску:

$$921105191$$

Ордината 9-10 епюри горизонтальної сили гідростатичного тиску:

$$126105230$$

$$\frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \text{ (9)}$$

Вертикальні складові сили гідростатичного тиску:

$$\begin{aligned} & \frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \cdot 1.0 \text{ (10)} \\ & \frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \cdot 1.0 \text{ (11)} \\ & \frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \cdot 1.0 \text{ (12)} \end{aligned}$$

Сила фільтраційного тиску:

$$\frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \cdot 1.0 \text{ (13)}$$

Сила зважуючого тиску:

$$\frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \cdot 1.0 \text{ (14)}$$

Сила хвильового тиску за формулою (96):

$$\frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \cdot 1.0 \text{ (15)}$$

де $\frac{3.34^2}{1.37} = 9.6$ (16)

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

$$y = \frac{1.37}{2.18} \cdot 1.0 \text{ (17)}$$

Горизонтальна складова сили тиску наносів за формулою (99):

$$\frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \cdot 1.0 \text{ (18)}$$

Максимальна ордината епюри

$$\frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \cdot 1.0 \text{ (19)}$$

Вертикальна складова сили тиску наносів за формулою (101):

$$\frac{1.970}{2} \cdot 3.34 \cdot 1.0 \text{ (20)}$$

Сила активного тиску ґрунту

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

$$q = 1,334 \text{ т/м}^2;$$

$$F_H = \frac{q \cdot a \cdot b^2}{2} = 1,334 \cdot 20 \cdot \frac{0,71^2}{2} = 6,751 \text{ кН};$$

$$M_H = \frac{q \cdot a \cdot b^3}{6} = \frac{1,334 \cdot 20 \cdot 0,71^3}{6} = 1,091 \text{ кНм};$$

Сила пасивного тиску ґрунту.

Ординати епюри сили пасивного тиску шару ґрунту:

$$q = 1,334 \text{ т/м}^2;$$

$$q = 4,4815 \text{ т/м}^2;$$

$$F_H = \frac{q \cdot b^2}{2} = \frac{4,4815 \cdot 0,71^2}{2} = 1,1251 \text{ кН};$$

$$M_H = \frac{q \cdot b^3}{6} = \frac{4,4815 \cdot 0,71^3}{6} = 0,2581 \text{ кНм};$$

Вага затвора $P_{зат} = 1,3705 \text{ т}$ (для плоского поверхневого затвору з колісними опорами $a = 20$, $b = 0,71$).

Вага козлового крану з табл.10. для $b_{кр} = 100 \text{ м}$, $H_с = 110 \text{ м}$, плоского поверхневого затвору з колісними опорами $P_{мех} = 13,731 \text{ т}$.

Вага мосту $P_{мост} = 2,3424 \text{ т}$.

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

$$P_{кор} = 6,0251 \text{ т};$$

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

Визначаємо нормальні контактні напруження, які діють по підосві греблі:

$$F = 1,52740139 \text{ т};$$

$$M = 1,286 \text{ тм};$$

$$M_{кор} = 2,3424 \text{ тм};$$

$$\sigma_{max} = 2,3978 \text{ т}; \quad \sigma_{min} = 1,26 \text{ т};$$

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

$$k_{нр} = \frac{2,3978}{1,26} = 1,89,$$

що є прийнятним, оскільки для глин його допустиме значення досягає

$$[k_{np}] < 15.20.$$

Перевіримо виконання умови (111):

$$\frac{298}{3885} = 0.076.$$

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



$$T_1 = V_2 = 2049.$$



$$k_c = \frac{83857}{68867} = 1.217.$$

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

$$[k_c] = 1.5 \frac{10}{10} = 1.5.$$

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, κH		Плече, м	Момент сили, $\kappa H \cdot м$
		верти- кальної	горизон- тальної		
Власна вага	G_1	-77550		0,91	-70570,5
	G_2	-54520		0,0	0
	$P_{\delta 1}$	-89609		5,0	-448045
	$P_{\delta 2}$	-2641		11,92	+31480,7
Гідростатичний тиск	W		+63321	11,3	+715527,3
	W_1		+19086	1,85	+35309,1
	W_2		-20493	4,26	-87300,2
	W_3	-25898		12,9	-334084
	W_4	-16167		11,43	+184789
	W_5	-6475		7,4	-47915
Тиск фільтраційного потоку	W_{ze}	+108227		0,0	0
	W_{ϕ}	+20338		5,63	+114502,9
Хвильовий тиск	W_{xe}		+1451	24,6	+35694,6
Тиск наносів і ґрунту	E_n		+2346	5,8	+13606,8
	P_n	-8640		12,9	-111456
	E_a		+3156	1,77	-5586,1
	E_n		-1774	0,62	-1100
Вага затворів, підйомних механізмів та мостів	P_z	-169		5,75	-971,75
	P_{mex}	-1373		5,75	-7894,75
	P_m	-1571		11,92	+18726,3
	P_{kop}	-1071		11,92	+12766,3
		-157119	64402		270391,5

Приклад 2. Визначити товщину водобійної плити при наступних вихідних даних: питома витрата на водобіі $q_{вод} = 50 \text{ л}^2/\text{с}$; спряжені глибини гідравлічного стрибка $h_1 = 2,5 \text{ м}$, $h_2 = 127 \text{ м}$; довжина водобію $l_s = 440 \text{ м}$; глибина води перед водобійною стінкою – $h_{вз} = 1 \text{ м}$.

Другий ряд розвантажувальних колодязів розташований від початку водобію на відстані $l = 15,0 \text{ м}$. Гаситель – водобійна стінка висотою $c = 4,4 \text{ м}$. Основа складена пісками середніми.

За умовами стійкості проти спливання мінімальну товщину водобійної плити визначаємо за формулою (119):

$$h_{вз} = 1 \text{ м};$$

$$h_1 = 2,5 \text{ м};$$

$$h_2 = 127 \text{ м};$$

$$l_s = 440 \text{ м};$$

За умовами стійкості проти перекидання навколо низової грані мінімальну товщину водобію визначаємо за формулою (122):

$$h_{вз} = 1 \text{ м};$$

$$V = \frac{50}{11,2} = 4,46 \text{ л}^2/\text{с};$$

$$h_1 = 2,5 \text{ м};$$

$$h_2 = 127 \text{ м};$$

$$l_s = 440 \text{ м};$$

За умовами стійкості проти зсуву мінімальна товщина водобію визначається за формулою (127):

$$\delta_s = \frac{201,92}{11,7145} = 17,23 \text{ м}.$$

Остаточно приймається $\delta_s = 15 \text{ м}$.

8 Об'єм і склад проектних документів

Проект 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 ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ

1. Вошинин А.П. и др. Проектирование речных гидроузлов на не скальных основаниях. – Москва: Энергия, 1967. 263 с.
2. Гидротехнические сооружения. Под ред. Гришина М.М. – Москва: Высшая школа, 1979. 614 с.
3. Гунько Ф.Г. Материалы по гидравлическим расчетам нижних бьефов водосливных бетонных и железобетонных гравитационных плотин, возводимых на не скальных основаниях. – Москва – Ленинград: Энергия, 1966. 109 с.
4. Кох П.И. и др. Козловые краны для гидроэлектростанций. – Москва, Машиностроение, 1972.
5. Чугаев Р.Р. Гидротехнические сооружения. ч.2. Водосливные плотины. – Москва, Агропромиздат, 1985. 300 с.
6. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. Справочное пособие. – Москва: Энергоатомиздат, 1988. 624 с.
7. Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения. – Москва: Стройиздат, 1983. 534 с.
8. Рекомендации по определению гидродинамических нагрузок, воздействующих на плиты водобоев и рисберм водосливных плотин. – Москва: Стройиздат, 1978. 36 с.
9. Рекомендации по расчету местных размывов русел, сложенных из не скальных грунтов. – Ленинград: ВНИИГ, 1981. 37 с.
10. ДБН В.2.4–3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. / Мінрегіонбуд України. Київ, 2010. 37 с.
11. СНиП 2.02.02-85 Основания гидротехнических сооружений. – М.: Стройиздат, 1986. – 45с.
12. СНиП 2.06.04-82* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). – Москва: Стройиздат, 1984. 83 с.
13. СНиП 2.06.06-85 Плотины бетонные и железобетонные. – Москва: Стройиздат, 1986. 75 с.

ЗМІСТ

1 Мета проекту	4
2 Завдання та вихідні матеріали	4
3 Компоновка споруд гідровузла	5
4 Гідравлічний розрахунок	8
4.1 Визначення розмірів водозливних отворів	8
4.2 Розрахунок гасителів енергії	13
4.2.1 Загальні положення	13
4.2.2 Суцільна водобійна стінка	13
4.2.3 Прорізна водобійна стінка	18
4.2.4 Гаситель-розтікач	20
4.3. Визначення розмірів горизонтального кріплення дна в нижньому б'єфі	21
4.4 Визначення розмірів кріплення з ківшом	25
4.5 Приклади гідравлічних розрахунків	26
5 Конструювання греблі	36
5.1 Побудова профілю водозливної стінки	36
5.2 Елементи підземного контуру греблі	39
5.2.1 Понури	39
5.2.1.1 Глинистий понур	39
5.2.1.2 Анкерний понур	40
5.2.2 Шпунти	41
5.2.3 Бетонні зуб'я	42
5.2.4 Дренаж основи	42
5.3 Пристрої нижнього б'єфу	42
5.4 Бики	44
5.5 Оглядові галереї та дренаж тіла греблі	46
5.6 Шви греблі і їх ущільнення	46
5.7 Спряжуючі споруди	48
6 Фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі	51
6.1 Загальні положення	51
6.2 Встановлення положення розрахункового водоупору	53
6.3 Визначення числових значень коефіцієнтів опору	54
6.4 Фільтраційні розрахунки за методом коефіцієнтів опору	55
6.5 Приклад фільтраційного розрахунку	58
7 Статичний розрахунок	60
7.1 Визначення розрахункових навантажень на греблю	60
7.2 Визначення контактних напружень	66
7.3 Розрахунок стійкості греблі за схемою плоского зсуву	66
7.4 Визначення товщини водобійної плити	68
7.5 Приклади статичних розрахунків	70
8 Об'єм і склад проектних документів	77
СПИСОК ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ	78

Навчальне видання

Методичні вказівки до курсового проекту «Водозливна гребля на нескельній основі» з дисципліни «Теорія проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» другого (магістерського) рівня

Укладач: ПАЛЬЧЕНКО Олег Леонідович

Відповідальний за випуск О.В. Самородов

За редакцією автора

План 2022 р., поз. 366.22

Підп. до друку 02.11.2022. Формат 60×84 1/16. Папір офсетний.

Riso-друк. Гарнітура Times New Roman. Ум.-друк. арк. 4,0.

Тираж 50 прим. Зам. № 7115. Безкоштовно.

ХНУБА, 61002, Харків, вул. Сумська, 40

Підготовлено та надруковано РВВ Харківського національного університету
будівництва та архітектури