

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

О. Л. Пальченко

СПЕЦКУРС. ПРОЄКТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ
ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

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

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2025

УДК 626/627

Пальченко О. Л. Спецкурс. Проектування та експлуатація гідротехнічних споруд : конспект лекцій для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології / О. Л. Пальченко ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 152 с.

Автор:

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

Рецензенти:

О. І. Вайнберг, д-р техн. наук, проф., акад., ПРАТ «УКРГІДРОПРОЄКТ», м. Харків;

А. О. Мозговий, д-р техн. наук, доц., проф. кафедри геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва (Харківський національний університет міського господарства ім. О. М. Бекетова)

Рекомендовано кафедрою геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва, протокол № 1 від 20.08.2024.

Конспект складений з метою допомогти студентам будівельних спеціальностей вишів під час підготовки до занять, заліків та іспитів з дисципліни «Спецкурс. Проектування та експлуатація гідротехнічних споруд»

© О. Л. Пальченко, 2025

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025

ЗМІСТ

ВСТУП	5
1 ОСНОВИ ПРОЄКТУВАННЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД	6
1.1 Загальні положення.	6
1.2 Стадії проєктування.	6
1.3 Склад проєкту.	7
2 СИСТЕМНА МЕТОДОЛОГІЯ ПРОЄКТУВАННЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД	10
2.1 Системний підхід в проєктуванні складних технічних систем	10
2.2 Узагальнені властивості гідротехнічних споруд.	12
3 МЕТОДИ МЕХАНІКИ СУЦІЛЬНОГО СЕРЕДОВИЩА В РОЗРАХУНКАХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД	19
3.1 Загальні положення.	19
3.2 Гідромеханіка.	19
3.3 Теорія фільтрації.	20
3.4 Теорія теплопровідності.	21
3.5 Механіка твердого деформованого тіла.	21
3.6 Врахування послідовності зведення під час виконання розрахунків гідротехнічних споруд	24
3.7 Зауваження про методи вирішення задач механіки суцільного середовища	26
4 МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ НАДІЙНОСТІ ТА БЕЗПЕКИ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД.	29
4.1 Загальні відомості про методи розрахунку надійності та безпеки гідротехнічних споруд.	29
4.2 Основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд за методом граничних станів	31
4.3 Основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд імовірнісним методом.	36
5 НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ	46
5.1 Класифікація навантажень і впливів на гідротехнічні споруди.	46
5.2 Розрахункові поєднання навантажень і впливів. Розрахункові випадки	48
6 ОСНОВНІ НАВАНТАЖЕННЯ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ	53
6.1 Навантаження від власної ваги споруди та обладнання.	53
6.2 Гідростатичний тиск.	53
6.3 Зважувальний та фільтраційний тиск на підошву споруди	55
6.4 Уточнена методика визначення силового впливу води.	57
6.5 Гідродинамічний тиск потоку води.	59
6.6 Тиск вітрових хвиль.	61
6.7 Тиск льоду.	67
6.8 Тиск наносів.	68

7	ТЕМПЕРАТУРНІ ВПЛИВИ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ	72
7.1	Загальні відомості про температурні впливи на гідротехнічні споруди	72
7.2	Основні фактори, що впливають на термічний режим гідротехнічних споруд	73
7.3	Основні теплофізичні характеристики гідротехнічного бетону і ґрунтів основи, які враховуються під час виконання розрахунків температурного режиму бетонних гідротехнічних споруд	84
7.4	Основні положення теорії теплопровідності	87
7.5	Деякі аналітичні рішення задач теорії теплопровідності	95
7.6	Особливості розв'язання задач теорії теплопровідності під час виконання розрахунків термічного режиму бетонних споруд	104
7.7	Відомості про методи вирішення задач по визначенню термонапруженого стану бетонних споруд	111
8	СЕЙСМІЧНІ ВПЛИВИ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ	115
8.1	Загальні відомості про землетруси	115
8.2	Характеристики землетрусів	116
8.3	Акселерограми землетрусів	120
8.4	Сейсмічне районування та мікрорайонування. Нормативна, вихідна та розрахункова сейсмічність	122
8.5	Розрахункові сейсмічні впливи.	125
8.6	Короткі відомості про теорії сейсмостійкості.	129
9	ЕКСПЛУАТАЦІЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД	133
9.1	Структура і задачі служби експлуатації	133
9.2	Введення в експлуатацію гідроенергетичних агрегатів	133
9.3	Експлуатація споруд та обладнання ГЕС	135
9.4	Експлуатація ґрунтових гідротехнічних споруд	137
9.5	Експлуатація бетонних гідротехнічних споруд	140
9.6	Забезпечення надійності роботи механічного устаткування гідротехнічних споруд та експлуатація енергетичного обладнання	144
9.7	Експлуатація водосховищ і басейнів добового регулювання	145
9.8	Ремонт споруд та обладнання	145
9.9	Пропуск паводків, повеней та льоду	147
9.10	Техніка безпеки та охорона праці	148
	СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ	150

ВСТУП

Програму вивчення обов'язкової навчальної дисципліни «Спецкурс. Проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» складено відповідно до освітньої професійної програми «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» другого (магістерського) рівня вищої освіти зі спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології».

Дисципліна «Спецкурс. Проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» відноситься до циклу обов'язкових дисциплін професійної підготовки.

Метою викладання навчальної дисципліни «Спецкурс. 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.

Згідно з вимогами освітньо-професійної програми студенти повинні володіти певними компетентностями, серед яких: знаходити рішення інноваційних та наукових завдань гідротехніки, застосовуючи інтеграцію отриманих й нових знань; виконувати дослідження, аналізуючи та порівнюючи результати, застосовуючи надбані знання для обґрунтування висновків; проектувати гідротехнічні споруди, використовуючи відповідне обладнання, матеріали, інструменти та методи; експлуатувати гідротехнічні споруди, з урахуванням факторів, що впливають на їх надійність та довговічність; виконувати дослідження напружено-деформованого стану гідротехнічних споруд за допомогою контрольно-вимірювальної апаратури та спеціалізованого програмного забезпечення; виконувати дослідження та модифікувати технологічні процеси під час проектування та експлуатації гідротехнічних споруд та об'єктів водної інженерії.

1 ОСНОВИ ПРОЄКТУВАННЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

1.1 Загальні положення

Процес створення і використання гідротехнічних споруд складається з чотирьох основних етапів:

1) отримання даних про природні умови району і місця розташування споруд: про рельєф місцевості, геологічну будову, гідрологічні умови водотоку, кліматичні особливості району, економіко-виробничі, соціальні та інші умови;

2) проєктування на основі даних вишукувань і поставленої водогосподарської задачі, а саме: встановлення майбутнього водного режиму об'єкта, основних типів і розмірів споруд, необхідних будівельних матеріалів, методів будівництва, необхідного обладнання; складання схем і конструктивних креслень, визначення економічних показників об'єкта будівництва, прогноз соціальних і екологічних наслідків будівництва;

3) будівництво, організація і виробництво будівельних робіт зі зведення споруд, а саме: підготовка території, закупівля будівельних машин, механізмів та устаткування, проведення всіх необхідних робіт, монтаж обладнання, демонтаж будівельного обладнання та тимчасових пристроїв і здача об'єкта в експлуатацію;

4) експлуатація об'єкта, що будується, та зданого в експлуатацію об'єкта, управління його роботою з урахуванням вимог, закладених в проєкті, нагляд за станом споруд і устаткування, поточний і капітальний ремонт споруд.

1.2 Стадії проєктування

Стадія обґрунтувань інвестицій (ОІ). На етапі ОІ відповідно до завдань і вимог соціального замовлення визначають господарську доцільність і економічну ефективність будівництва об'єкта, його основні конструктивні параметри, екологічну прийнятність порушень у навколишньому природному середовищі, соціальні аспекти будівництва і експлуатації об'єкта, встановлюють вартість будівництва, виконують розробку схеми комплексного використання водотоку або його ділянки. Обґрунтування інвестицій проходять державну (і суспільну) екологічну експертизу і державну будівельну експертизу.

При наявності позитивних висновків будівельних та екологічних експертиз на Обґрунтування інвестицій, приступають до розробки основного проєктного документа *техніко-економічного обґрунтування (ТЕО) або проєкту будівництва*. На стадії ТЕО уточнюють параметри проєктованого водогосподарського об'єкта і його основних споруд, їх конструкції, обсяги робіт, необхідні будівельні матеріали і обладнання, необхідні матеріальні і соціальні ресурси.

На підставі затвердженого в установленому порядку ТЕО (проєкту) будівництва розробляється *робоча документація*. Проєктна організація на даній стадії виконує детальні креслення споруд та їх елементів з урахуванням

можливих змін в проєкті. Дані зміни можуть вноситися, наприклад, після підготовки котловану під фундамент споруди та уточнення геологічної будови основи.

Для технічно та екологічно складних об'єктів і за особливих природних умов будівництва, за рішенням замовника (інвестора) або за висновком державної експертизи з даного проєкту, одночасно із розробкою робочої документації та будівництвом виконуються додаткові поглиблені опрацювання проєктних рішень, експериментальні дослідження окремих об'єктів та конструкцій.

Вищевказані стадії проєктування застосовують для всіх значних і відповідальних споруд. Для об'єктів менш значущих число стадій може бути зменшено, тоді друга і третя стадії об'єднуються в так званий робочий проєкт, або після затвердження Обґрунтування інвестицій розробляється тільки робоча документація.

На стадії виконання робочої документації проєктна організація розробляє «Основні положення правил використання водних ресурсів водосховища», які регламентують управління режимом водосховищ і «Правила експлуатації основних споруд гідровузла», які регламентують режими експлуатації, види та періодичність натурних спостережень за станом споруд, критерії їх безпеки, а також обсяги і терміни поточних і капітальних ремонтів споруд.

1.3 Склад проєкту

Після затвердження Обґрунтувань інвестицій на будівництво об'єкта на основі даних вишукувань і досліджень та відповідно до цілей водогосподарського об'єкта розробляється його проєкт. Проєкт на будівництво підприємств, будівель і споруд виробничого призначення складається з наступних розділів:

- загальна пояснювальна записка;
- генеральний план і транспорт;
- технологічні рішення;
- організація і умови праці працівників. Управління виробництвом та підприємством;
- архітектурно-будівельні рішення;
- інженерне обладнання, мережі і системи;
- організація будівництва;
- охорона навколишнього середовища;
- інженерно-технічні заходи цивільного захисту. Заходи щодо попередження надзвичайних ситуацій;
- кошторисна документація;
- ефективність інвестицій.

До складу проєкту гідротехнічної споруди обов'язково входять вирішення питань, специфічних для гідротехнічних споруд:

- 1) розробка майбутнього гідрологічного і водогосподарського режиму

споруди (встановлення розрахункових рівнів і витрат води в б'єфах, меж їх коливань, відміток зони затоплень, обсягу водосховища та ін.);

2) гідравлічні та фільтраційні розрахунки, що обґрунтовують форми і розміри водоскидних і протифільтраційних пристроїв споруд;

3) статичні і динамічні розрахунки міцності і стійкості запроєктованих споруд та їх основ;

4) розробка проєкту натурних спостережень за роботою гідроспоруд в процесі будівництва та експлуатації з переліком критеріїв безпеки, сценаріїв потенційно можливих аварій і визначення зон їх впливу та ін.;

5) декларація безпеки гідротехнічної споруди, затверджена в органах нагляду за безпекою гідротехнічних споруд.

Гідротехнічні споруди відносяться до складних природно-технічних систем, проєктування яких пов'язане із розглядом величезного числа умов, зв'язків і варіантів можливого рішення проєктної задачі. Проєктування гідротехнічних споруд базується на знаннях інженерно-будівельних наук (теоретична і будівельна механіка, механіка ґрунтів, будівельні матеріали, опір матеріалів, будівельні конструкції, виробництво будівельних робіт та ін.), наук про воду (фізика, хімія, гідравліка, гідрологія), а також наук про навколишнє середовище (інженерна геологія, кліматологія, інженерна екологія). Науково-інформаційний простір, в якому доводиться вести рішення задач проєктування гідроспоруд, занадто великий, щоб в ньому могли розібратися лише інженери-гідротехніки. Їм необхідна допомога фахівців багатьох наукових напрямків, а також потрібне застосування методів, що забезпечують збір та обробку необхідної для проєктування інформації та прийняття оптимальних рішень.

Теоретичний аналіз є основним методом гідротехніки, так як заснований на виявлених протягом багатьох століть практики закономірностях і залежностях, які дозволяють проєктувати гідроспоруди в короткі терміни з мінімальними витратами. Як будь-яка наука, гідротехніка прагне вирішувати свої завдання на «кінчику пера» (теоретично), однак складність поставлених практикою завдань, складні природно-кліматичні та геологічні умови районів будівництва, поява нових конструкцій, матеріалів і технологій викликає необхідність широкого використання евристичних підходів і експериментальних методів.

Лабораторні модельні дослідження відіграють важливу роль в гідротехніці і застосовуються для експериментальної перевірки теоретичних розробок в тих випадках, коли подібна розробка проблем, що досліджуються, недосконала або відсутня. Сюди відносяться гідравлічні, фільтраційні, статичні та динамічні дослідження на моделях споруд («моделювання»), уточнення фізико-механічних властивостей будівельних матеріалів та ін.

Натурні дослідження проводяться на гідроспорудах з метою контролю їх експлуатаційного стану, перевірки теоретичних концепцій, закладених в них при проєктуванні, і для накопичення натурних даних, необхідних для розробки нових теорій.

Творчий процес вирішення проєктно-конструкторських завдань в

гідротехніці можна представити у вигляді наступної послідовності:

– *розробка технічного завдання* та його аналіз; на даному етапі важливо мати на увазі, що правильна й чітка постановка творчої інженерної задачі – це є половина успіху в її вирішенні;

– *ескізне проектування* – розробка варіантів вирішення проектної задачі;

– *технічне проектування* – вибір і ретельне опрацювання обраного оптимального варіанта, формулювання технічного завдання на розробку і дослідження окремих складних завдань;

– *робоче проектування* – остаточне опрацювання обраного варіанту конструкції споруди, його окремих вузлів і елементів, оформлення всієї робочої документації для будівництва та експлуатації.

Задачі інженерного проектування споруд і конструкцій носять творчий евристичний характер і, як правило, вирішуються ітераційним шляхом, тобто відбувається кілька спроб наближення до шуканого ідеалу на основі аналізу і синтезу отриманих проміжних рішень, з використанням методів оптимізації.

Одиничний метод конструювання застосовується для проектування не особо відповідальних споруд за наявності чітких умов (геологічних, економічних, технологічних та ін.), які визначають вибір конструктивного рішення. З метою економії часу і коштів розглядається єдиний варіант, а конструювання ведеться на основі аналогій або повторення відомих рішень на базі знань спеціаліста, який веде проект.

Варіантне проектування передбачає розробку кількох можливих рішень поставленої задачі, їх техніко-економічне порівняння і застосовується на всіх стадіях проектування. Метод дозволяє знайти найбільш вигідне рішення в порівняно вузькому діапазоні зміни умов. Розвиток теорії оптимізації, який дозволяє отримувати найкращі рішення на основі алгоритмів відшукування екстремуму цільової функції за зміни в широких межах вихідних даних, привів до формування *методу оптимізації гідротехнічних споруд*.

Контрольні питання

1. Описати загальні етапи створення та експлуатації гідротехнічних споруд.
2. Описати склад проекту.
3. Описати методи, які забезпечують збір та обробку необхідної інформації для проектування та прийняття оптимальних рішень.

2 СИСТЕМНА МЕТОДОЛОГІЯ ПРОЄКТУВАННЯ ГИДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

2.1 Системний підхід в проєктуванні складних технічних систем

При проєктуванні гідротехнічних споруд необхідно враховувати їх складну взаємодію з основою, водним й повітряним середовищами. При будівництві та експлуатації споруд виникає безліч науково-технічних, виробничо-економічних і соціально-екологічних проблем, розгляд і вибір шляхів вирішення яких має знаходити відображення в проєкті. Успішне будівництво гідроспоруд і їх надійна експлуатація визначаються тим, як в процесі проєктування вдалося здійснити сумісність споруди з навколишнім середовищем, наскільки економічні та надійні споруди.

В даний час проєктування складних технічних систем ведеться на основі *системного підходу* (системотехніки), що базується на методі дедукції (від цілого до часткового), згідно з яким будь-яка складна технічна система розглядається у взаємодії з навколишнім середовищем, що подається в свою чергу у вигляді комплексу систем, пов'язаних між собою і технічною системою різними видами відносин (зв'язків). Визначення даних відносин і складає той перелік проблем, які слід розглядати при проєктуванні складних технічних систем, в тому числі й гідротехнічних споруд [1, 2].

Проєктування гідротехнічної споруди має на мету створення нової системи «гідроспоруда - людина - навколишнє середовище» та нових функцій і зв'язків у навколишньому середовищі, а мистецтво проєктування в кінцевому рахунку зводиться до можливо повного врахування всіх тих факторів і впливів, які можуть вплинути на майбутню споруду, а також до передбачення всіх тих наслідків для суспільства і природи, які виникнуть в результаті будівництва та експлуатації споруди [28].

З позицій системотехніки вплив на навколишнє середовище великих гідровузлів, портів, каналів, систем зрошення або осушення, можна представити у вигляді систем планетарного рівня узагальнення або як схему повного оточення (рис. 1).

Природне оточення гідроспоруд складається з *біосфери* та *антропо системи*, а штучне оточення являє собою *техносферу*. Дане оточення живе під впливом космічних процесів, які все пронизують і сполучують, і які визначають чимало кліматичних, геологічних, біологічних та соціальних процесів. Морські припливи і відливи та перетворення їх енергії в електроенергію на приливних електростанціях (ПЕС) – один з прикладів прояву та використання енергії космічних процесів.



Рисунок 1 – Схема повного оточення гідротехнічної споруди

Біосфера охоплює верхню частину літосфери, нижню частину атмосфери і всю гідросферу з тим співтовариством живих організмів, які ми представляємо у вигляді флори і фауни Землі. Гідросфера, атмосфера і літосфера надають на споруди механічний вплив (вітер, тиск, вагу, течії), фізичний (температура, радіоактивність, світло, звук), хімічний (хімічні процеси в середовищах, корозія, карст) і геологічний (землетруси, зсуви, цунамі, сілі) впливи. З боку біосфери на гідроспоруди виявляються такі біотичні впливи як прояв життєдіяльності моллюсків, водоростей, бактерій, черв'яків, гризунів, землерийок. Навантаження і впливи на споруди з боку водного, повітряного та геологічного середовищ, вивчені досить глибоко, а ось біотичні впливи, і зокрема питання біокорозії, вивчені в меншій мірі. Все актуальнішими стають проблеми зворотного зв'язку – вплив споруди, що експлуатується, на природні процеси в навколишньому середовищі: наведена сейсмічність, зміна атмосферних процесів (вологості, швидкості вітру, пом'якшення клімату), зміни видового складу флори та фауни та ін., які в кінцевому підсумку впливають на умови життя людей.

З позицій екології людина виступає як *антропосистема*, яка перебуває у відносинах прямих і зворотних зв'язків зі спорудою. В результаті діяльності людини на Землі все більш розширюється *техносфера*, тобто та частина біосфери, яку людина докорінно перетворила в технічні та техногенні об'єкти (будівлі, дороги, водосховища, шахти, машини тощо). Створене людиною техногенне середовище породжує *антропогенні* навантаження і впливи, нехарактерні для природи в її природному стані. Антропогенні впливи на новостворювані споруди можна розділити на *соціальні* (або антропосистемні), що пов'язані із соціальною активністю людини (терористичні акти, війни), і на *техногенні*, що пов'язані із виробничою діяльністю людини, з впливом техносфери (підтоплення або зневоднення територій, кислотні дощі, забруднення води та повітря, промислові вибухи і т. п.). Стрімке розширення техносфери породжує все нові види техногенних впливів і навантажень, дія яких на гідротехнічні споруди важко піддається прогнозу через їх недостатню вивченість.

Конкретизація взаємозв'язків між гідротехнічними спорудами та

навколишнім середовищем здійснюється шляхом деталізації кожної зі сфер у вигляді своїх складових – систем більш низького рівня узагальнення. Наприклад, на першому етапі літосфера може бути представлена у вигляді ґрунту і надр; гідросфера – у вигляді водного середовища річок, озер і морів, підземних вод і т. д. Подальша деталізація досягається, якщо, в свою чергу, конкретизувати види й типи гідротехнічних споруд. І таку процедуру уточнення можна продовжити до тих елементарних впливів, навантажень і реакцій навколишнього середовища, які необхідні для інженерного, економічного і соціального обґрунтування конкретного гідротехнічного будівництва.

2.2 Узагальнені властивості гідротехнічних споруд

Будівництво гідроспоруди призводить до утворення нової природно-технічної системи «гідроспоруда-людина-навколишнє середовище», а успішне функціонування гідроспоруди, яка є ядром цієї системи, забезпечується, якщо воно гармонійно входить в існуюче природне, техногенне і соціальне оточення [28]. З урахуванням цього можна сформулювати наступну вимогу до проекту гідроспоруди: *в проекті на основі соціального замовлення повинна бути показана гармонійність створюваної природно-технічної системи «гідроспоруда-людина-навколишнє середовище», тобто показана соціальна значимість, економічна ефективність, естетична довершеність, екологічна прийнятність і технічна безпека гідротехнічної споруди, що проектується.* Виконаний таким чином проект дозволяє наділити гідроспоруди, що проектуються, певними властивостями (якостями) (рис. 2).

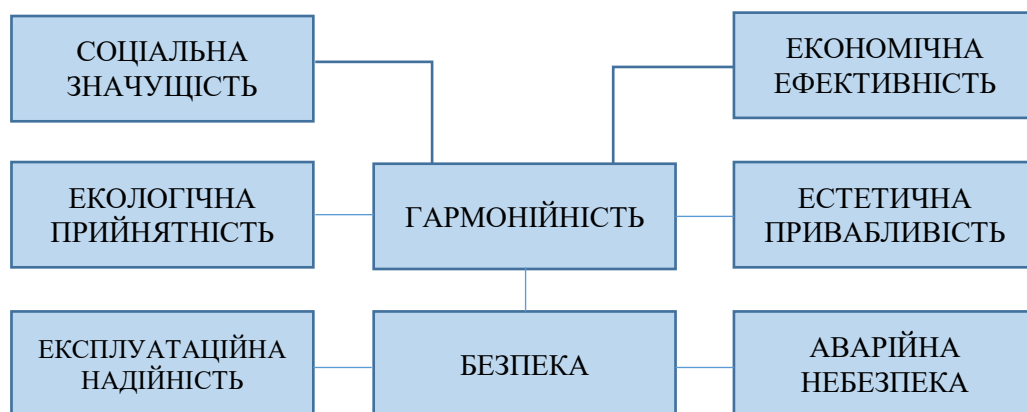


Рисунок 2 – Узагальнені властивості гідроспоруд

Гармонійність – інтегральна властивість системи «гідроспоруда-людина-навколишнє середовище», що забезпечує соціальну значимість, економічну ефективність, естетичну довершеність, екологічну прийнятність і безпеку гідротехнічної споруди, що проектується.

Соціальна значущість – властивість системи «гідроспоруда-людина-навколишнє середовище» бути затребуваною суспільством і необхідної для його ефективного розвитку. Для більшості видів гідротехнічних споруд характерна

висока соціальна значущість (затребуваність) для значних періодів часу – десятків, сотень і навіть тисяч років. Прикладами гідротехнічних споруд високої соціальної значимості є: Суецький і Панамський канали, акведуки часів Римської імперії, деякі з яких функціонують досі, Дніпровський каскад, каскад Волзьких ГЕС та інші. Оцінками соціальної значущості гідроспоруд є, наприклад: термін служби споруди, кількість електроенергії, що виробляється, величина водозабору, кількість суден, що пропускаються через канал (шлюз), кількість осіб, що відпочивають на берегах водосховища і т.п.

Економічна ефективність виражає властивість системи відповідати економічним принципам розвитку суспільства. Стосовно до гідротехнічних споруд оцінками їх економічної ефективності є вартість будівництва споруди, термін його окупності, щорічні витрати на експлуатацію, собівартість продукції (кіловат-години електроенергії, одного кубічного метра води) та інше.

Екологічна прийнятність – властивість системи, що характеризує екологічні наслідки впровадження технічного об'єкта в навколишнє природне і соціальне середовище і прийняття його даним середовищем. Екологічна прийнятність характеризується сукупністю позитивних і негативних впливів функціонування системи на геологічне середовище і гідросферу, атмосферу і біосферу, в тому числі й на людину.

Естетична привабливість – властивість системи відповідати ідеалам прекрасного і гармонійного, прийнятим в суспільстві, що є необхідною умовою для нормального функціонування споруди і підтримки його соціальної значущості. Раціональність і досконалість форм гідроспоруд, їх естетична виразність, рекреаційна привабливість нового ландшафту – є оцінками естетичної привабливості гідроспоруд. Естетична привабливість гідроспоруд обумовлена створенням водосховищ, які організовують мальовничі привабливі ландшафти. Для роботи над проектами гідроспоруд завжди привертають архітекторів і скульпторів (наприклад, архітекторами проекту Дніпрогесу були відомі архітектори брати Весніни, в оформленні каналу Волго-Дон брав участь знаменитий скульптор Є.В. Вучетич і не тільки для споруд, але природно і для проектування селищ будівельників, зон відпочинку і т.п.

Безпека – властивість гідротехнічної споруди, що дозволяє забезпечувати захист життя, здоров'я і законних інтересів людей, навколишнього середовища і господарських об'єктів. Безпека гідроспоруди складається з *експлуатаційної надійності та аварійної небезпеки*.

Експлуатаційна надійність – властивість системи «гідроспоруда- людина-навколишнє середовище» виконувати необхідні функції в заданих режимах і умовах експлуатації та технічного обслуговування, а також підтримувати нормативний рівень попередження аварій шляхом контролю стану споруди і перевіркою відповідності обладнання нормативним і проектним вимогам, зони впливу, системи експлуатації. Під зоною впливу мається на увазі та частина навколишнього середовища, яка впливає на споруду і на яку поширюється вплив споруди.

Будь-яка найнадійніша споруда, в тому числі й гідротехнічна, потенційно

небезпечна. Мірою цієї небезпеки є аварійна небезпека як властивість системи «гідроспоруда-людина-навколишнє середовище» зберігати в установлених межах значення параметрів, що характеризують можливість виникнення аварій об'єкта за різними сценаріями та їх наслідки. У проєкті необхідно визначати сценарії потенційно можливих аварій гідроспоруди, що проєктується, їх ймовірність (ризик), зони впливу (поширення), збиток і передбачити заходи щодо попередження та мінімізації наслідків аварій.

Труднощі проєктування таких складних технічних систем як гідротехнічні споруди полягає в необхідності врахування великої кількості науково-технічних, соціальних, економічних, екологічних, виробничих та інших факторів, а проєктування як специфічний вид творчої діяльності людини вимагає поєднання науки, техніки, виробництва і мистецтва. І якщо будівельник греблі в стародавньому Єгипті або Шумері об'єднував в одній особі архітектора, будівельника, економіста та політика, то вся подальша історія розвитку гідротехніки пов'язана з процесом диференціації знань і професійної підготовки вузьких фахівців. І погляд сучасного фахівця (будівельника, проєктувальника, експлуатаційника, фахівця з міцності, будівельних матеріалів, гідравліки тощо) – це погляд через вузький сектор своєї спеціалізації.

Узагальнений аналіз зв'язків між гідротехнічними спорудами та навколишнім середовищем з урахуванням фактору часу дозволяє перейти до класифікації проблем, які пов'язані з їх проєктуванням, будівництвом та експлуатацією. На основі аналізу нормативної та наукової літератури, досвіду проєктування, будівництва та експлуатації гідротехнічних споруд можна виділити п'ять основних видів проблем: технічні, економічні, техніко-економічні, екологічні та соціальні.

Рішення технічних проблем в проєкті, а потім реалізація його у вже побудованій споруді, наділяє споруду якість, що дозволяють забезпечити виконання спорудою своїх функцій і його (проєкту) безпеку. Економічні проблеми охоплюють завдання мінімізації витрат коштів і часу на проєктування, будівництво та експлуатацію гідроспоруд. Техніко-економічні проблеми розглядають варіанти вибору будівельних матеріалів, технологій, конструкцій споруди, типів будівельних машин і механізмів та їх оптимальне використання при будівництві та експлуатації гідроспоруд. Рішення економічних і техніко-економічних проблем забезпечує економічну ефективність і естетичну досконалість споруди. Екологічні проблеми містять завдання по оптимізації витрат коштів і часу на розвиток позитивних і на зведення до прийняттого рівня негативних впливів гідроспоруд на навколишнє середовище, а їх рішення забезпечує екологічну прийнятність. Соціальні проблеми охоплюють всі аспекти впливу гідроспоруд на умови життя людей (що займаються будівництвом та експлуатацією, мешканців прилеглих населених пунктів), від вирішення даних проблем залежить прийняття суспільством гідротехнічної споруди, що пропонується, та її доля в майбутньому, тобто її соціальна значимість. Рішенням всіх вказаних проблем і займається під керівництвом головного інженера проєкту (ГП) колектив проєктувальників і дослідників, будівельники та

експлуатаційники. Головний інженер проекту – це фахівець широкого кругозору і глибоких знань, з розвиненою інтуїцією, будівельник і економіст, еколог і дипломат в одній особі.

Технічні проблеми містять три групи: функціональної надійності, конструктивної надійності та живучості. Рішення проблем *функціональної надійності* гідроспоруд дозволяє наділити їх такими якостями, що забезпечують виконання ними свого призначення, а саме:

- геометрична відповідність призначенню (геометричні параметри);
- водонепроникністю;
- довговічністю.

Наприклад, для водозливної греблі такими якостями є: геометричні розміри греблі та її водозливних прольотів, які забезпечують підтримку заданого напору на споруді та задану пропускну здатність, в тому числі із урахуванням пропуску льоду, а також водонепроникність та технологічна (моральна) довговічність греблі.

Проблеми *конструктивної надійності* охоплюють завдання забезпечення фізичної довговічності конкретної споруди в умовах впливу певного навколишнього (природного та техногенного) середовища. При будівництві та експлуатації гідротехнічні споруди повинні володіти такими якостями конструктивної надійності:

- загальною та місцевою стійкістю при дії статичних і динамічних навантажень і температурних впливів;
- загальною та місцевою міцністю при дії статичних і динамічних навантажень і температурних впливів;
- тріщиностійкістю;
- жорсткістю – обмеженнями за деформаціями;
- витривалістю – втомною міцністю при дії тривалих динамічних навантажень;
- загальною та місцевою фільтраційною міцністю споруд та їх основ;
- морозостійкістю;
- корозійною стійкістю до впливу повітряного та водного середовищ з урахуванням можливих антропогенних впливів;
- зносостійкістю – стійкістю до дії наносів, транспорту тощо;
- кавітаційною стійкістю;
- температурною стійкістю до дії високих та (або) низьких температур, що особливо значимо для гідроспоруд, які побудовані в районах з суворим кліматом;
- біостійкістю до впливу живих організмів і продуктів їх життєдіяльності (це може мати особливо важливе значення при використанні в якості будівельних матеріалів деревини, синтетичних і бітумних матеріалів).

Живучість – властивість споруди виконувати свої функції при дії наднормативних навантажень і впливів. Це властивість характеризується коефіцієнтами запасу споруди на міцність та стійкість при дії розрахункових навантажень основного та особливого поєднань, критичними величинами

навантаження, за яких коефіцієнти запасу дорівнюватимуть одиниці, перевищенням гребня греблі над ФПР, переліком пошкоджень при дії особливих навантажень тощо.

Економічні показники характеризують витрати на проєктування, будівництво та експлуатацію споруд: вартість будівництва, вартість щорічної експлуатації, собівартість продукції (енергії, води) та інше.

Техніко-економічні проблеми об'єднують сім груп: технологічності, стандартизації та уніфікації, транспортабельності, сумісності, ремонтпридатності, контролездатності та протиаварійні.

Задачі *технологічності*, окрім традиційних питань технології будівництва, включають питання технологічності експлуатації, в тому числі такі, як поетапність будівництва та введення в експлуатацію ГЕС і водоскидів, поєднання функцій окремих споруд, наприклад, будівлі ГЕС і водоскидів, будівельних та експлуатаційних водоскидів та інше.

Стандартизація та уніфікація дозволяють використовувати стандартні і оригінальні рішення в конструкції споруди і в технології її зведення із застосуванням уніфікованих матеріалів і виробів.

Питання *транспортабельності* характеризують пристосованість виробів і споруди в цілому до переміщення в просторі з метою зручності їх виготовлення, монтажу та ремонту.

Проблеми *сумісності* охоплюють коло питань, які пов'язані із урахуванням впливу на гідроспоруди об'єктів техносфери: залізних і автомобільних доріг, заводів й фабрик, промислових вибухів, видобутку корисних копалин, освоєння лісу тощо.

Ремонтпридатність – властивість, що полягає в пристосованості споруди до попередження, виявлення та усунення несправності. Питання ремонтпридатності характеризують пристосованість гідроспоруди до проведення ремонту, реконструкції, відновлення або ліквідації споруди після досягнення нею фізичного або морального зносу.

Контролездатність називається властивість гідроспоруди забезпечувати достовірну оцінку її експлуатаційного стану і виявлення несправностей та дефектів. Рішення проблем контролездатності забезпечує контроль стану гідроспоруди візуально, а також за допомогою засобів вимірювань, і своєчасне виявлення потенційно небезпечних процесів деформування, фільтрації, тріщиноутворення, корозії тощо. Для цього в проєкті передбачено розміщення на гідроспоруді контрольно-вимірювальної апаратури та організація натурних спостережень за роботою гідроспоруд в процесі будівництва та експлуатації з переліком критерії безпеки, сценарії потенційно можливих аварій і визначенням зон їх впливу та інше.

Протиаварійні проблеми містять коло питань, які пов'язані із забезпеченням безпеки людей і територій при будівництві та експлуатації гідроспоруд при можливих аваріях з проривом напірного фронту. Розгляд сценаріїв можливих аварій на споруді, що проєктується, та їх врахування дозволяє попередити або істотно знизити наслідки можливих аварій. Для

зниження аварійної небезпеки і зменшення наслідків аварій на гідровузлах створюється аварійний запас будівельних матеріалів і обладнання (щебню, піску, цементу, техніки, інструменту тощо), в нижньому б'єфі зводяться дамби обвалування для обмеження зони затоплення при можливих гідродинамічних аваріях, розробляються плани дій експлуатаційного персоналу в умовах надзвичайних ситуацій, створюється система аварійного зв'язку й оповіщення, система охорони та інше.

Гідротехнічне будівництво пов'язане зі значним впливом на природу та суспільство, яке завжди більш значуще, ніж це необхідно для досягнення конкретних цілей будівництва. У сучасних умовах все більш актуальними стають екологічні та соціальні питання. Екологічні проблеми, які пов'язані із будівництвом та експлуатацією гідротехнічних споруд, можна розділити на три групи: ландшафтні, кліматичні й біологічні. *Ландшафтні* проблеми включають в себе питання взаємодії споруд з геологічним середовищем, в тому числі гідрогеологічні та гідрологічні питання. Проблеми прогнозу наведеної сейсмічності та зміни рівнів води і режиму транспорту наносів в річках – лише частина даних проблем. *Кліматичні* питання розглядають вплив споруди, і зокрема водосховища, на зміну клімату: температури й вологості повітря, швидкості вітру, частоти туманів та інше. *Біологічні* питання дуже широкі: прогноз цвітіння (евтрофікації) водосховища, врахування представників фауни і флори, що піддаються особливо різкому впливу з боку зміненого спорудою середовища, та багато інших.

Соціальні проблеми характеризують вплив будівництва та експлуатації гідроспоруд на характер і умови праці та життя людей. Можна виділити п'ять основних груп проблем: естетичні, демографічні, забезпечення безпекових умов праці, санітарно-гігієнічні, патентно-правові.

Естетичні питання відображають архітектурну виразність споруди, раціональність і досконалість форм споруди, рекреаційну привабливість нового ландшафту та інше.

Демографічні проблеми пов'язані з демографічним аналізом і прогнозом до, під час та після завершення будівництва. Сюди належать питання міграції населення, зміна його вікового й професійного складу, вільної та кваліфікованої робочої сили та інше. Організація на місці будівництва гідроспоруди великого колективу висококваліфікованих будівельників дає можливість після завершення будівництва використовувати їх для зведення інших об'єктів. Так, після завершення будівництва Куйбишевської (нині Жигулівської) ГЕС її будівельниками були зведені місто Тольятті та автомобільний завод, аналогічні приклади були при будівництві Волгоградського і Братського гідровузлів та інше.

Вирішення питань забезпечення *безпечних умов праці* дозволяє з урахуванням конструкції споруди та обраної технології її зведення прогнозувати можливий рівень травматизму під час будівництва та експлуатації гідротехнічних споруд, передбачити заходи щодо його зниження і заходи соціального страхування.

Санітарно-гігієнічні проблеми пов'язані зі зміною умов життя людей в процесі будівництва та експлуатації гідротехнічних споруд (якості води, характеристик атмосфери: температури, вологості, прозорості повітря, швидкості вітру тощо), характеру й ритму життя, з прогнозом зміни характеру професійних і регіональних захворювань, з необхідністю зміни профілізації медичного забезпечення робітників і населення.

Рішення *патентно-правових проблем* дозволяє вести проектування будівництва та експлуатацію гідроспоруд в рамках законодавчих актів, забезпечити правове обґрунтування використання патентів для об'єктів, конструкцій, машин в країні та за кордоном.

Особливу групу проблем складають задачі фінансового, матеріального, трудового та інформаційного забезпечення процесів проектування, будівництва та експлуатації гідроспоруд.

Прикладом системного підходу до проектування гідроспоруд є робота проф., д-ра техн. наук М. І. Гогоберидзе по обґрунтуванню проєкту гідровузла на річці Лакба в Грузії.

Контрольні питання

1. Описати системний підхід, який використовується для проектування складних технічних систем.
2. Описати аварійну небезпеку, як властивість системи «гідроспоруда-людина-навколишнє середовище».
3. Описати вирішення технічних проблем в проєкті.
4. Описати проблеми конструктивної надійності.
5. Описати економічні показники і техніко-економічні проблеми.
6. Описати задачі технологічності, стандартизації та уніфікації, транспортабельності.
7. Описати задачі ремонтпридатності і контролездатності.
8. Описати задачі протиаварійності.
9. Описати ландшафтні проблеми, біологічні та естетичні питання, соціальні та демографічні проблеми.
10. Описати санітарно-гігієнічні проблеми, питання забезпечення безпечних умов праці, рішення патентно-правових проблем.

3 МЕТОДИ МЕХАНІКИ СУЦІЛЬНОГО СЕРЕДОВИЩА В РОЗРАХУНКАХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

3.1 Загальні положення

При проектуванні гідротехнічних споруд для обґрунтування прийнятих конструктивних рішень, визначення габаритних розмірів цих споруд і їх елементів виконуються інженерні розрахунки, чисельні та експериментальні дослідження. Такі розрахунки і дослідження необхідні для визначення гідравлічного, фільтраційного та температурного режимів, а також напружено-деформованого стану системи «споруда-основа» в різних умовах будівництва та експлуатації гідротехнічних споруд. В необхідних випадках, наприклад, при розрахунках гідротехнічних споруд з урахуванням сейсмічних впливів, розглядається система «споруда-основа-рідке середовище (вода)».

У сучасних умовах для великих споруд при виконанні розрахунків і численних досліджень використовуються методи механіки суцільного середовища, які дозволяють врахувати реальні властивості матеріалів споруд і порід основ. Такий підхід регламентується нормами проектування гідротехнічних споруд [18, 42, 43, 46]. При проектуванні невеликих споруд, а також на попередніх етапах проектування великих споруд, виконуються порівняно нескладні інженерні розрахунки, в яких використовуються більш-менш прості розрахункові схеми і підходи.

У число розділів механіки суцільного середовища, які застосовуються при виконанні розрахункових досліджень гідротехнічних споруд, входять: гідромеханіка, теорія фільтрації, теорія теплопровідності, механіка твердого деформованого тіла. Нижче наведено загальну характеристику розділів механіки суцільного середовища.

3.2 Гідромеханіка

Гідромеханіка дозволяє отримати математичний опис поведінки рідини, що перебуває в покої та рухомої рідини (води). Підходи і методи гідромеханіки використовуються для визначення гідравлічного режиму гідротехнічних споруд. При відомому гідравлічному режимі можуть бути знайдені гідростатичні і гідродинамічні навантаження на споруди в різних умовах експлуатації.

В рамках *гідростатики*, яка є розділом гідромеханіки, який описує поведінку рідини, що перебуває в покої, можуть бути визначені навантаження від гідростатичного тиску на поверхні споруд та їх основу.

В рамках *гідродинаміки*, яка є розділом гідромеханіки, що описує поведінку рухомої рідини, можуть бути визначені умови руху потоку при пропуску через споруду витрат води. При цьому можуть бути знайдені гідродинамічні навантаження на дану споруду. Важливою проблемою, яка може бути вирішена в рамках гідродинаміки, є поширення вітрових хвиль в

водосховищі і взаємодія цих хвиль з гідротехнічною спорудою. Нарешті, особливий інтерес представляє собою проблема поширення сейсмічних хвиль в рідині (воді водосховища), їх взаємодія зі спорудою і основою, що дуже важливо для оцінки сейсмостійкості споруд.

При вирішенні задач гідродинаміки стосовно до гідротехнічних споруд вода часто розглядається як ідеальна рідина, що не стискається (нестислива рідина). При значних напорах виникає необхідність врахування в'язкості та стисливості води.

Основні диференціальні рівняння і відомості про підходи й методи вирішення стаціонарних і нестаціонарних задач гідродинаміки наведено у багатьох роботах, наприклад, [5, 18, 40, 57 та інші]. Стосовно до гідротехнічних споруд різні рішення задач гідродинаміки розглянуто в ряді робіт, наприклад, [27, 58 та інші].

Слід зазначити, що при проектуванні гідротехнічних споруд крім гідромеханічних методів розрахунків широко використовуються спрощені гідравлічні методи. Основні положення таких методів стосовно до гідротехнічних споруд викладено в великому числі робіт, наприклад, [14, 57, 58 та ін.].

В рамках наукового обґрунтування гідравлічного режиму відповідальних гідротехнічних споруд, що проектуються, можуть виконуватися експериментальні гідравлічні дослідження на лабораторних моделях споруд. Однак, розвиток обчислювальної техніки, розробка нових обчислювальних методів вирішення задач гідродинаміки, створення сучасних комп'ютерних програм дозволяє в ряді випадків відмовитися від таких досліджень.

3.3 Теорія фільтрації

Теорія фільтрації дозволяє отримати математичний опис руху води в порах і тріщинах гірських порід основи і берегових примикань, а також в тілі гідротехнічних споруд. Рішення задач теорії фільтрації необхідно для визначення фільтраційного режиму в межах розрахункової області для системи «споруда-основа» в різних умовах експлуатації. В результаті вирішення фільтраційних задач в межах розглянутої розрахункової області визначаються фільтраційні напори, градієнти фільтраційних напорів і швидкості фільтрації, а також в необхідних випадках положення депресивної поверхні фільтраційного потоку. Ці дані використовуються для оцінки фільтраційної міцності ґрунтів основи, а також тіла ґрунтової споруди. Крім того, ці дані дозволяють визначити фільтраційні гідродинамічні навантаження в межах розрахункової області, що необхідно для виконання розрахунків напружено-деформованого стану системи «споруда-основа», оцінки міцності та стійкості споруд.

Основною фільтраційною характеристикою, яка використовується під час вирішення задач теорії фільтрації, є коефіцієнт фільтрації. Значення коефіцієнта фільтрації для матеріалів споруд і масивів гірських порід основи

встановлюються на основі спеціальних лабораторних і польових досліджень. В необхідних випадках враховується фільтраційна неоднорідність основи споруди.

Питанням, які розглядаються в теорії фільтрації, присвячено велику кількість робіт, наприклад, [26, 31, 35 та інші]. У даних роботах наведено основні диференціальні рівняння теорії фільтрації, відомості про підходи й методи вирішення задач. Стосовно до гідротехнічних споруд, вирішення задач теорії фільтрації наведено в ряді робіт, наприклад, [1 та інші]. При проектуванні невеликих гідротехнічних споруд, а також на попередніх етапах проектування великих гідротехнічних споруд використовуються спрощені методи вирішення фільтраційних задач.

3.4 Теорія теплопровідності

Теорія теплопровідності дозволяє отримати математичний опис поширення тепла в тілах або передачу тепла від одного тіла іншому. Стосовно до гідротехнічних споруд рішення задач теорії теплопровідності виконується для системи «споруда-основа». Результати вирішення таких задач необхідні для визначення термічного режиму споруди та її основи в різних умовах будівельного та експлуатаційного періодів. Дані результати є вихідними даними для виконання розрахунків напружено-деформованого стану системи «споруда-основа», оцінки міцності бетонних і залізобетонних споруд, а також для оцінки тріщиностійкості бетонної кладки таких споруд з урахуванням температурних впливів.

При вирішенні задач теорії теплопровідності використовуються такі теплофізичні характеристики як питома теплоємність, теплопровідність, температуропровідність. Значення даних характеристик для матеріалів споруд і масиву гірських порід основи встановлюються на основі спеціальних лабораторних і польових досліджень. В необхідних випадках враховується теплофізична неоднорідність основи споруди. Крім того, для бетонних гідротехнічних споруд лабораторними дослідженнями визначають дані про затухаючу у часі інтенсивність тепловиділення бетону під час гідратації цементу.

Основні диференціальні рівняння, початкові та граничні умови, відомості про підходи й методи вирішення стаціонарних і нестаціонарних задач теорії теплопровідності наведено у багатьох роботах, наприклад, [30 та інші]. Стосовно до бетонних гідротехнічних споруд різноманітні вирішення задач теорії теплопровідності розглянуто в ряді робіт, наприклад, [34, 54 та інші].

3.5 Механіка твердого деформованого тіла

Механіка твердого деформованого тіла дозволяє отримати математичний опис явищ виникнення та зміни в часі напружень, деформацій і переміщень в твердому деформованому тілі під дією прикладених до даного тіла навантажень.

Рішення задач механіки твердого деформованого тіла використовуються для отримання напружено-деформованого стану системи «споруда-основа», який визначає міцність споруди та її елементів, міцність основи, а також стійкість споруди.

Розрізняють статичні і динамічні задачі механіки твердого деформованого тіла. Статичні задачі розглядаються у випадках, коли тіло під дією зовнішніх навантажень, що не змінюються у часі, знаходиться в стані спокою, або у випадках, коли зміни зовнішніх навантажень у часі відбуваються досить повільно, щоб в будь-який момент часу можна було б розглядати статичний стан тіла. Якщо до споруди прикладено динамічні навантаження (сейсмічні навантаження, імпульсні навантаження, навантаження, викликані вибухами, навантаження, що виникають при роботі технологічного обладнання), необхідно розглядати динамічні задачі, які пов'язані із поширенням пружних або пружнопластичних хвиль.

Залежно від врахованих властивостей матеріалів споруди та основи прийнято розглядати наступні розділи механіки твердого деформованого тіла.

Теорія пружності є найпростішим і одночасно основним розділом механіки твердого деформованого тіла. В теорії пружності вважається, що тіла володіють ідеальною пружністю, під якою розуміється здатність тіла, яке отримало деформації під дією прикладених до нього навантажень, повністю відновити свою первісну форму після зняття даних навантажень. При цьому, відповідно до закону Гука, передбачається лінійна залежність між напруженнями і деформаціями, що виникають в пружному тілі внаслідок прикладання до нього навантажень і впливів. Відзначимо, що пружними властивостями володіють практично всі конструкційні матеріали, включаючи бетон, а також скельні і нескельні основи споруд за порівняно невеликих значень діючих напружень.

При вирішенні задач по визначенню напружено-деформованого стану гідротехнічних споруд в рамках теорії пружності споруда та її основа в загальному випадку розглядається як неоднорідне пружне тіло, пружні характеристики якого різні в різних його частинах. Пружні характеристики основи (модуль деформації і коефіцієнт Пуассона) визначаються в результаті спеціальних лабораторних і польових досліджень під час виконання інженерно-геологічних вишукувань. Стосовно до бетонних споруд значення даних характеристик залежать не тільки від складу, але і від «віку» бетону, тому що має місце зростання модуля пружності і зниження коефіцієнта Пуассона у часі. Під час виконання розрахунків напруженого стану бетонних споруд в будівельний період важливим є врахування зміни у часі пружних характеристик бетону, що розглядається як пружний матеріал, що твердіє.

Теорія пластичності є важливою галуззю механіки твердого деформованого тіла. У даній теорії розглядаються пружнопластичні тіла, в яких можуть виникати не тільки пружні деформації, що пропорційні напруженням, а й пластичні деформації, які пов'язані із напруженнями нелінійною залежністю. Відзначимо, що для більшості пружнопластичних матеріалів, незважаючи на те,

що при навантаженні має місце нелінійна залежність між напруженнями і деформаціями, зміна деформацій при розвантаженні відбувається відповідно до лінійної залежності відповідно до закону Гука. Після розвантаження пружнопластичні тіла не відновлюють свою первісну форму, тому що в них залишаються так звані залишкові або пластичні деформації. Врахування розвитку пластичних деформацій в зонах високих напружень важливе для правильної оцінки напружено-деформованого стану споруд і їх основ, їх міцності та стійкості.

Розглянуті в рамках теорії пластичності споруди і масив ґрунту основи вважаються пружнопластичними тілами. Для опису пружнопластичних властивостей таких тіл використовуються дані спеціальних лабораторних і польових досліджень, в результаті яких отримують нелінійні залежності між напруженнями і деформаціями.

Теорія повзучості дозволяє додатково враховувати деформації при постійних напруженнях, що розвиваються у часі в навантажених тілах. *Повзучість* проявляється під час випробувань зразків з матеріалів, що володіють такою властивістю, коли має місце збільшення у часі деформацій при постійному навантаженні. З повзучістю безпосередньо пов'язана релаксація напружень, що представляє собою явище самовільного зменшення напружень в навантаженому тілі з плином часу при незмінних деформаціях. Повзучістю володіють практично всі будівельні матеріали, зокрема, бетон і гірські породи в основі споруд. Тому врахування повзучості є важливим під час визначення напружено-деформованого стану бетонних споруд, особливо в будівельний період, коли деформації повзучості в «молодому» бетоні виявляються значною мірою.

Зазвичай розглядається лінійна теорія повзучості, відповідно до якої деформації повзучості лінійно залежать від напруження і є затухаючими функціями часу. В рамках даної теорії для опису властивостей повзучості використовується так звана міра повзучості, яка представляє нелінійну загасаючу залежність відносної деформації повзучості зразка матеріалу, викликаної одиничним напруженням, від часу. Параметри міри повзучості масиву гірських порід в основі споруди визначаються за результатами спеціальних лабораторних і польових досліджень, які проводяться під час інженерно-геологічних вишукувань. Параметри міри повзучості бетону, які повинні визначатися на основі спеціальних досліджень, залежать не тільки від складу, але і від «віку» бетону. Зростання модуля пружності і зміни параметрів міри повзучості бетону у часі може бути враховано в рамках спадкоємної теорії старіння Г. Н. Маслова – Н. Х. Арутюняна.

Під час виконання розрахунків напружено-деформованого стану відповідальних гідротехнічних споруд, зокрема, високих бетонних гребель методами механіки суцільного середовища слід враховувати всі основні деформаційні характеристики масиву скельної основи і бетону тіла греблі. При цьому, фундамент споруди повинно розглядати як неоднорідне пружнов'язкопластичне тіло, а бетон споруди – як пружнов'язкопластичне тіло, що твердіє. В рамках механіки твердого деформованого тіла може бути

враховано порушення цілісності (тріщини, ослаблені зони, шви і т.п.) в бетоні споруди і в гірських породах основи.

Механіці твердого деформованого тіла присвячено багато літератури, наприклад, [2, 25, 28, 32, 39, 40, 51 та інші], в якій докладно наведено основні диференціальні рівняння, початкові та граничні умови, відомості про підходи й методи вирішення статичних і динамічних задач. Використання підходів і методів механіки твердого деформованого тіла щодо визначення напружено-деформованого стану гідротехнічних споруд наведено в багатьох літературних джерелах, наприклад, [4, 22, 32 та ін.].

Під час виконання розрахунків напружено-деформованого стану невеликих споруд на остаточних етапах проектування, а також відповідальних споруд на попередніх етапах проектування використовуються спрощені методи і підходи, засновані на таких дисциплінах, як «Опір матеріалів» і «Будівельна механіка».

3.6 Врахування послідовності зведення під час виконання розрахунків гідротехнічних споруд

На формування напружено-деформованого стану, фільтраційного та температурного режимів масивних гідротехнічних споруд, таких як бетонні греблі, значний, а іноді й вирішальний вплив надає послідовність зведення. Це пов'язано із наступними обставинами.

Масивну бетонну споруду не може бути зведено миттєво. У процесі зведення такої споруди відбувається поступова зміна її форми і розмірів. Крім того, в процесі зведення споруди може відбуватися наповнення водосховища. Одночасно зі зміною форми і розмірів споруди відбувається поступове додавання навантажень від власної ваги, гідростатичного тиску, температурних впливів та інших. Напружено-деформований стан масивної споруди, що зводиться, безперервно змінюється до тих пір, поки вона повністю не сформується разом із закінченням процесу зведення. Остаточний напружено-деформований стан споруди відрізняється від того, який мав би місце при дії тих самих навантажень на заздалегідь сформовану (миттєво зведену) споруду.

Таким чином, для отримання достовірного напружено-деформованого стану бетонних гребель їх слід розглядати як тіла, що нарощуються, до яких прикладаються відповідні навантаження і впливи на кожному етапі зведення. Такий підхід регламентується діючими нормами проектування гідротехнічних споруд і, зокрема, бетонних гребель [14, 16, 43, 45].

При значних розмірах блоків бетонування – етапів зведення, розглядаються дискретно тіла, що нарощуються, а при невеликих розмірах, наприклад, в разі зведення греблі з укоченого бетону порівняно тонкими шарами – тіла, що безперервно нарощуються. Очевидно, що під час визначення фільтраційного і температурного режимів бетонних гребель їх також слід розглядати як тіла, що нарощуються.

Як вже зазначалося вище, під час виконання розрахунків масивних бетонних гідротехнічних споруд розглядається система «споруда-основа». Тому при врахуванні послідовності зведення слід попередньо визначати розрахунковий природний (початковий) стан основи в момент часу перед укладанням бетону – нульовий етап зведення. Даний розрахунковий стан має відповідати спостереженням природного стану основи, який визначають на основі даних інженерно-геологічних, гідрогеологічних та інших вишукувань і досліджень, а також враховувати вплив розроблення котловану під споруду.

Відзначимо основні особливості розрахунків фільтраційного і температурного режимів і розрахунків напружено-деформованого стану масивних гідротехнічних споруд, які розглядаються як тіла, що нарощуються.

Під час виконання розрахунків фільтраційного режиму системи «споруда-основа» з урахуванням послідовності зведення і наповнення водосховища спочатку визначається фільтраційний режим основи в момент часу перед укладанням бетону, що відповідає нульовому етапу зведення. Такий фільтраційний режим в необхідних випадках повинен визначатися з урахуванням розроблення котловану під споруду та заходів з водопониження. На кожному з наступних етапів зведення, які відповідають етапам наповнення водосховища, визначаються зміни фільтраційного режиму в межах споруди та її основи. Фільтраційний режим змінюється до тих пір, поки він повністю не сформується разом із закінченням процесу зведення споруди та наповнення водосховища.

Під час виконання розрахунків термічного (температурного) режиму системи «споруда-основа» з урахуванням послідовності зведення спочатку визначається температурне поле в основі в момент часу перед укладанням бетону, що відповідає нульовому етапу зведення. Таке температурне поле може бути знайдено на основі вирішення псевдостационарної задачі теплопровідності для основи з урахуванням сезонних коливань температури повітря. Після укладання на основу перших блоків бетонування починається процес зміни температурного поля в системі «споруда-основа». Така зміна температурного поля має визначатися на основі рішення нестационарної задачі теорії теплопровідності з урахуванням впливу тепловиділення бетону при гідратації цементу, а також сезонних коливань температури повітря. Аналогічно слід визначати зміну температурного поля в межах споруди та її основи на кожному з наступних етапів зведення. При цьому в необхідних випадках слід враховувати вплив температури води у водосховищі при його наповненні в процесі зведення греблі. Після завершення зведення споруди та наповнення водосховища в початковий період експлуатації зміна температурного режиму системи «споруда-основа» буде відбуватися лише внаслідок сезонних коливань температури навколишнього середовища (повітря і води у водосховищі). Через досить тривалий проміжок часу після закінчення зведення споруди та наповнення водосховища (близько 50 років) в межах споруди та її основи матиме місце щорічно повторюваний так званий квазістационарний термічний режим.

Найбільш достовірну інформацію про напружено-деформований стан

системи «споруда-основа» може бути отримано на основі вирішення в'язкопружнопластичної задачі механіки твердого деформованого тіла з урахуванням послідовності зведення. При цьому спочатку визначається поле природних напружень в основі в момент часу перед укладанням бетону, що відповідає нульовому етапу зведення. Таке поле напружень повинно визначатися з урахуванням дії сил власної ваги, впливу фізико-механічних властивостей в загальному випадку неоднорідної основи, тріщинуватості та умов формування масиву гірських порід, тектонічних явищ та інших чинників. Після укладання на фундамент споруди перших блоків бетонування починається процес зміни поля напружень в системі «споруда-основа» внаслідок дії сил власної ваги покладених блоків бетонування і температурних впливів, викликаних екзотермією бетону при гідратації цементу, а також сезонними коливаннями температури повітря. При цьому необхідно враховувати вплив зростання модуля пружності і деформацій повзучості бетону при його твердінні. Аналогічно слід визначати зміну поля напружень в межах споруди і основи на кожному з наступних етапів зведення. В необхідних випадках слід враховувати гідростатичний тиск на межі споруди, який змінюється в процесі наповнення водосховища, а також зважувальний та фільтраційний тиск на підшву споруди.

Питання врахування впливу послідовності зведення бетонних гідротехнічних споруд на їх напружено-деформований стан широко висвітлено в літературі, наприклад, [22, 61 та ін.].

3.7 Зауваження про методи вирішення задач механіки суцільного середовища

Рішення задач механіки суцільного середовища зводиться до інтегрування відповідних диференціальних рівнянь в приватних похідних при необхідних початкових і граничних умовах. Аналітичне рішення даних задач стосовно до гідротехнічних споруд для практично важливих випадків зустрічає значні труднощі. Тому при вирішенні задач механіки суцільного середовища зазвичай використовуються чисельні методи, наприклад, метод скінченних різниць, метод кінцевих елементів та інші. З вказаних методів найбільш ефективним і широко застосовуваним є метод кінцевих елементів, який дозволяє врахувати конструктивні особливості гідротехнічних споруд, неоднорідність основи та інші фактори.

Застосування чисельних методів під час вирішення задач механіки суцільного середовища практично неможливо без використання сучасної обчислювальної техніки – комп'ютерів, для яких розроблені відповідні прикладні програми. До числа сучасних комп'ютерних програм, що реалізують метод кінцевих елементів і дозволяють вирішувати практично всі завдання механіки суцільного середовища стосовно до гідротехнічних споруд, відносяться ANSYS, ABAQUS, MIDAS та інші. Дані програми дозволяють одночасно виконувати розрахунки фільтраційного і температурного режимів, а також

розрахунки напружено-деформованого стану гідротехнічних споруд з урахуванням послідовності зведення і наповнення водосховища.

Відзначимо ще одну важливу обставину. Як вже зазначалося вище, під час виконання розрахунків термічного і фільтраційного режимів, а також напружено-деформованого стану гідротехнічних споруд чисельними методами механіки суцільного середовища необхідно розглядати систему «споруда-основа». При цьому розміри розрахункової області основи слід призначати на основі принципу Сен-Венана такими, щоб граничні умови на контурі, який обмежує розрахункову область основи, не впливали на параметри стану греблі, які визначаються (температури, фільтраційні параметри, напруження тощо).

Для визначення розмірів розрахункової області основи часто надходять у такий спосіб. На основі досвіду приймають деякі розміри розрахункової області основи в першому наближенні й виконують відповідні розрахунки. Далі збільшують розміри розрахункової області основи доти, поки одержуваними при даних уточненнях результатів розрахунків можна було б знехтувати.

Під час розробки розрахункової кінцево-елементної схеми для системи «споруда-основа» можуть бути використані наступні рекомендації норм проектування [15] щодо визначення розмірів розрахункової області основи. Планові розміри розрахункової області основи слід приймати не менше $5 \cdot B_d$, а по глибині від підосви споруди – не менше $2 \cdot B_d$, де B_d – характерний розмір споруди.

Під час виконання розрахунків бетонних гравітаційних гребель, зазвичай у рамках рішення плоских задач, значення B_d приймається рівним висоті греблі H_d , тобто $B_d = H_d$ (рис. 3, а).

У разі бетонних аркових гребель, для яких доводиться вирішувати просторові задачі механіки суцільного середовища, в якості характерного розміру споруди B_d приймається ширина ущелини на позначці гребня греблі L_d , тобто $B_d = L_d$ (рис. 3, б).

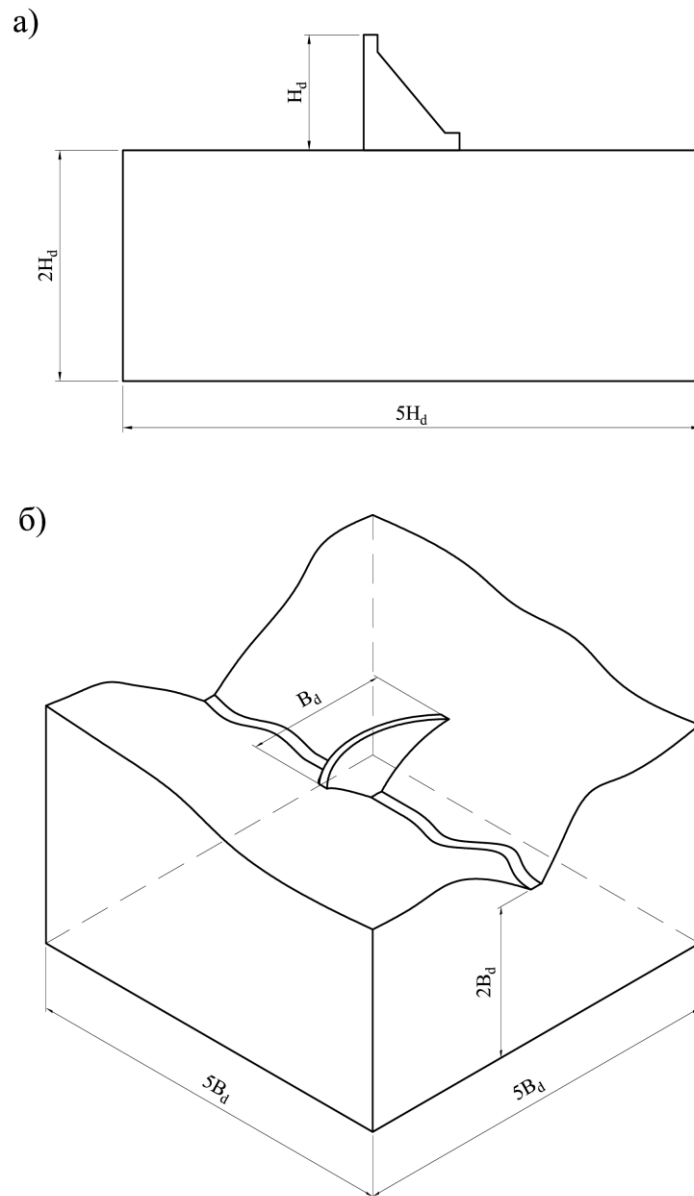


Рисунок 3 – Схеми до визначення розмірів розрахункової області основи:
 а – під час вирішення плоских завдань для гравітаційної греблі;
 б – для аркової греблі

Контрольні питання

1. Описати загальні положення під час проектування гідротехнічних споруд.
2. Описати підходи і методи гідромеханіки.
3. Описати питання, які розглядаються в теорії фільтрації.
4. Описати основні задачі теорії теплопровідності.
5. Описати розділи механіки твердого деформованого тіла.
6. Описати врахування послідовності зведення під час виконання розрахунків гідротехнічних споруд.
7. Описати зауваження про методи вирішення задач механіки суцільного середовища.

4 МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ НАДІЙНОСТІ ТА БЕЗПЕКИ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

4.1 Загальні відомості про методи розрахунку надійності і безпеки гідротехнічних споруд

Основним завданням, яке доводиться вирішувати при проектуванні будь-яких інженерних споруд, є забезпечення їх надійності та безпеки, тобто отримання гарантій міцності і стійкості споруд в період будівництва та експлуатації. Згідно з діючими у даний час в Україні нормам проектування [5] для обґрунтування надійності та безпеки гідротехнічних споруд слід виконувати розрахунки і дослідження гідравлічного, фільтраційного та температурного режимів, а також напружено-деформованого стану системи «споруда-основа».

Для забезпечення надійності та безпеки споруд і їх конструкцій за умовами міцності і стійкості має дотримуватися наступна нерівність:

$$F \leq R, \quad (1)$$

де F – значення узагальненого силового впливу (сила, момент, напруження);
 R – значення узагальненої несучої здатності.

Очевидно, що величини F і R вимірюються в одних й тих самих одиницях.

Аналогічна нерівність використовується для оцінки надійності і безпеки споруд по деформації або іншому параметру.

Значення величини F визначаються за результатами розрахунків та досліджень гідравлічного, фільтраційного та температурного режимів, а також напружено-деформованого стану системи «споруда-основа», а величини R – залежно від характеристик матеріалів конструкцій, ґрунтів основи та інших факторів.

Важливо відзначити, що величини F і R завжди є випадковими величинами, які, на відміну від не випадкових (детермінованих) величин, можуть приймати різні, хоча й близькі між собою, значення.

Дійсно, узагальнений силовий вплив F залежить від діючих на споруду навантажень, які є випадковими величинами. Наприклад, гідростатичний тиск (одно з основних навантажень на гідротехнічну споруду) являє собою випадкову величину з огляду на наступні обставини. Такий тиск залежить від рівня води перед спорудою, який в свою чергу є функцією витрат води в річці. Дану витрату, яка залежить від безлічі випадкових факторів, очевидно, слід розглядати як випадкову величину і, отже, гідростатичний тиск на споруду являє собою випадкову величину.

Узагальнена несуча здатність R також є випадковою величиною, тому що залежить від фізико-механічних характеристик матеріалу споруди і ґрунтів основи, які є випадковими величинами. Наприклад, межа міцності бетону є випадковою величиною. При експериментальному визначенні значень цієї

величини проводять випробування зразків за строго визначеною програмою. Отримані таким чином значення межі міцності випробовуваних зразків різні, хоча й близькі один до одного, тобто межа міцності матеріалу є випадковою величиною.

У більшості випадків не існує верхньої межі для узагальненого силового впливу F і нижньої межі для узагальненої несучої здатності R . Тому абсолютна вимога виконання умови (1) не має сенсу. Можна лише говорити про те, що ця умова має бути задоволена протягом терміну експлуатації споруди або конструкції з імовірністю, що є близькою до одиниці. З цього випливає, що інженерні розрахунки можуть розглядатися як імовірнісні розрахунки.

Існуючі традиційні детерміністичні методи розрахунків споруд і конструкцій містять елементи імовірнісного підходу в більш-менш завуальованій формі. Розглянемо ці традиційні методи розрахунку.

При проектуванні гідротехнічних споруд, конструкцій, їх елементів та основ до середини ХХ століття застосовувався метод *розрахунку за напруженнями, що допускаються*. Відповідно до даного методу умова міцності має вигляд:

$$\sigma_{max} \leq [\sigma], \quad (2)$$

де σ_{max} – максимальне розрахункове напруження в певній точці конструкції від найбільшого очікуваного навантаження;

$[\sigma]$ – допустиме напруження, прийняте відповідно до вимог норм проектування в залежності від матеріалу, типу конструкції й виду напруженого стану.

Використання в даному методі в якості розрахункових детерміністичних величин максимального напруження від найбільшого очікуваного навантаження і допустимого напруження, істотно меншого за середнє значення межі міцності матеріалу, дозволяє забезпечити достатньо високу надійність споруди в період її експлуатації.

Метод розрахунку за напруженнями, що допускаються з деякими доповненнями застосовується в даний час при проектуванні деяких елементів і конструкцій гідротехнічних споруд на попередніх етапах проектування.

У міру розвитку науки і техніки метод розрахунку за напруженнями, що допускаються був замінений методом розрахунку за коефіцієнтом запасу. Умова міцності або стійкості при розрахунках методом за коефіцієнтом запасу записується у наступному вигляді:

$$F_n \leq \frac{R_n}{k}, \quad (3)$$

де F_n – нормативне навантаження;

R_n – нормативна несуча здатність;

k – коефіцієнт запасу.

Всі величини, які входять у вираз (3) є детерміністичними. Однак коефіцієнт запасу, значення якого істотно більше одиниці (близько 1,7), дозволяє в завуальованій формі врахувати мінливість зовнішніх навантажень і несучої здатності, і, тим самим, забезпечити достатньо високу надійність споруд в період їх експлуатації.

Подальшим кроком розвитку методів розрахунку конструкцій є розробка *методу граничних станів*, застосування якого регламентовано чинними на даний час нормами проектування гідротехнічних споруд [16]. Даний метод, який називають також напівімовірносним методом, є за формою детерміністичним. Однак він дозволяє врахувати мінливість різних навантажень і впливів, мінливість несучої здатності та інші імовірні фактори. Більш докладно метод розрахунку споруд за граничними станами викладено нижче.

Природним розвитком методу розрахунку споруд за граничними станами є імовірнісний метод, який інтенсивно розробляється в останні роки. Даний метод в повній мірі враховує вірогідну природу навантажень і впливів, властивостей матеріалів і конструкцій, умов їх експлуатації.

4.2 Основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд за методом граничних станів

Відповідно до діючих на даний час нормами проектування гідротехнічних споруд [16] для оцінки їх надійності та безпеки слід виконувати розрахунки за методом граничних станів.

Основоположним поняттям даного методу є поняття про *граничні стани*. Під граничними розуміються такі стани споруди, за досягнення яких елементи споруди, споруда в цілому та її основа перестають задовольняти заданим експлуатаційним вимогам, або вимогам при виконанні робіт. Розрізняють дві групи граничних станів.

Перша група граничних станів включає стани, за досягнення яких споруда або її основа стає повністю непридатною до експлуатації внаслідок вичерпання міцності або втрати стійкості. Для оцінки можливості настання граничних станів першої групи виконуються розрахунки загальної міцності та стійкості системи «споруда-основа», загальної фільтраційної міцності основ і ґрунтових споруд, міцності окремих елементів споруди, руйнування яких може призвести до припинення експлуатації споруди; розрахунки переміщень конструкції, від яких залежить міцність або стійкість споруди в цілому та інше.

Друга група граничних станів включає стани, за досягнення яких споруда стає непридатною до нормальної експлуатації. Для оцінки можливості настання граничних станів другої групи виконуються розрахунки місцевої міцності основ, розрахунки переміщень і деформацій, розрахунки за утворення або розкриття тріщин і будівельних швів, розрахунки місцевої фільтраційної міцності, розрахунки міцності окремих елементів споруди, які не розглядаються при

виконанні розрахунків щодо оцінки можливості настання граничних станів першої групи.

При проведенні розрахунків гідротехнічних споруд, їх конструкцій і основ необхідно дотримання наступної умови, яка забезпечує недопущення настання граничних станів, а саме:

$$\gamma_{lc} \cdot F \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (4)$$

де F – розрахункове значення узагальненого силового впливу (сила, момент, напруження), деформації або іншого параметра, за яким здійснюється оцінка настання граничного стану;

R – розрахункове значення узагальненої несучої здатності, деформації або іншого параметра (при розрахунках за першою групою граничних станів – розрахункове значення; при розрахунках за другою групою граничних станів – нормативне значення), що встановлюється нормами проектування окремих видів гідротехнічних споруд, визначається з урахуванням коефіцієнтів надійності за матеріалом γ_m або ґрунтом γ_g та умов роботи γ_c ;

γ_{lc} – коефіцієнт поєднання навантажень;

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди.

Виконання нерівності (4) гарантує недопущення настання граничного стану споруди. Однак, для отримання економічного технічного рішення необхідно, щоб для найменш сприятливого розрахункового випадку значення правої частини виразу (4) не перевищувало значення лівої частини більш ніж на 10%.

Таким чином, в розглянутому методі розрахунку гідротехнічних споруд оцінка можливості настання граничних станів, виконується з використанням детермінованих величин F і R , що входять у вираз (4), хоча за своєю природою дані величини є випадковими. Вплив мінливості даних величин враховується відповідними нормативними коефіцієнтами.

При визначенні розрахункових значень узагальненого силового впливу, деформацій, переміщень, що входять у вираз (4) використовуються розрахункові значення навантажень Q , які визначаються за формулою:

$$Q = Q_n \cdot \gamma_f, \quad (5)$$

де Q_n – нормативне значення навантажень і впливів, яке визначається за нормами проектування окремих видів гідротехнічних споруд, їх конструкцій і основ (зазвичай значення Q_n близько до середнього значення);

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, що враховує можливі відхилення навантаження в несприятливу сторону (таблиця 1).

Таблиця 1 – Значення коефіцієнтів надійності за навантаженням [16]

Навантаження і впливи	Значення коефіцієнта надійності за навантаженням γ_f
Тиск води на поверхні споруди та основи; фільтраційний тиск, хвильовий тиск, поровий тиск	1,0
Гідростатичний тиск підземних вод на облицювання тунелю	1,1 (0,9)
Власна вага споруди (без ваги ґрунту)	1,05 (0,95)
Власна вага облицювання тунелю	1,2 (0,8)
Вага ґрунту	1,1 (0,9)
Боковий тиск ґрунту	1,2 (0,8)
Тиск від наносів	1,2
Навантаження від підйомних, перевантажувальних і транспортних засобів	1,2
Навантаження від попереднього напруження конструкцій	1,0
Навантаження від судів	1,2
Льодові навантаження	1,0
Зусилля від температурних і вологісних впливів	1,1
Сейсмічні впливи	1,0

Примітка. Значення γ_f , зазначені в дужках, відносяться до випадків, коли застосування мінімальних значень коефіцієнтів призводять до невігідного завантаження споруди.

Значення коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f при розрахунках гідротехнічних споруд за першою групою граничних станів приймаються відповідно до таблиці 1, а при розрахунках за другою групою граничних станів – $\gamma_f = 1$.

Для навантажень, нормативні значення яких встановлюються на основі статистичної обробки багаторічного ряду спостережень, експериментальних досліджень, фактичного вимірювання і визначаються з урахуванням коефіцієнта динамічності, значення коефіцієнта надійності за навантаженням приймається рівним одиниці.

Значення розрахункового опору матеріалу R , що входить у вираз (4), визначається за формулою:

$$R = \frac{R_n}{\gamma_m}, \quad (6)$$

де R_n – нормативний опір матеріалу;

γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом.

Значення нормативного опору матеріалу визначають за результатами статистичної обробки даних випробувань зразків. При цьому знаходяться середнє арифметичне значення опору матеріалу і стандарт відхилення. Далі, для випадкової величини опору матеріалу, можуть бути обчислені значення даного опору будь-якої забезпеченості. Згідно з діючими нормами проєктування забезпеченість (одностороння довірча імовірність) значень нормативних опорів

усіх матеріалів прийнята рівною 0,95.

У нормах проєктування бетонних і залізобетонних конструкцій гідротехнічних споруд [43, 45] наведено нормативні та розрахункові значення опору гідротехнічного бетону різних класів осьовому стиску і розтягуванню. Там же наведено нормативні та розрахункові опори арматури в залежності від її класу та умов роботи.

Коефіцієнт надійності за матеріалом дозволяє врахувати можливе зниження розрахункового опору матеріалу в порівнянні із нормативним. Таке зниження пов'язане з мінливістю властивостей матеріалу, а також з такими факторами як методика випробувань, вид напруженого стану та інше. При розрахунках споруд за першою групою граничних станів значення коефіцієнтів надійності за матеріалом завжди більше одиниці. Дані значення для різних матеріалів приймаються за нормами проєктування. При розрахунках споруд за другою групою граничних станів значення коефіцієнта надійності за матеріалом приймається рівним одиниці.

При розрахунках ґрунтових споруд, а також бетонних споруд спільно з основою використовуються такі характеристики ґрунтів як коефіцієнт тертя, питоме зчеплення, модуль деформації, коефіцієнт ущільнення, коефіцієнт фільтрації та інші. Розрахункові значення вказаних характеристик R_g визначаються за формулою:

$$R_g = \frac{R_{g,n}}{\gamma_g}, \quad (7)$$

де $R_{g,n}$ – нормативні значення характеристик ґрунтів;

γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом.

Згідно з діючими нормами проєктування [42] нормативні значення характеристик ґрунтів визначають на основі статистичної обробки даних випробувань зразків ґрунтів як середньоарифметичне значення в серії випробувань.

Коефіцієнт надійності за ґрунтом має таке ж значення, що і коефіцієнт надійності за матеріалом. Значення коефіцієнта надійності за ґрунтом приймаються за нормами проєктування [42] в інтервалі від 1,05 до 1,25.

Навантаження і впливи, що враховуються при розрахунках гідротехнічних споруд, приймаються в найбільш несприятливих, але можливих поєднаннях окремо для періодів будівництва, експлуатації та ремонту. Такі поєднання встановлюються на основі аналізу умов роботи споруди на усіх етапах будівництва та експлуатації.

Розрізняють основні і особливі (аварійні) поєднання навантажень і впливів. В основні сполучення навантажень і впливів включаються постійні, тимчасові довготривалі і короточасні навантаження і впливи щорічною імовірністю перевищення більш ніж 0,01. Особливі (аварійні) поєднання навантажень і впливів утворюються з основних сполучень з додаванням одного

з особливих (аварійних) навантажень рідкісної повторюваності.

Врахування поєднань навантажень при виконанні розрахунків гідротехнічних споруд виконується за допомогою коефіцієнта сполучення навантажень γ_c . Значення коефіцієнта сполучення навантажень приймається в залежності від групи граничних станів і розглянутого в розрахунках періоду роботи споруди (період нормальної експлуатації, періоди будівництва і ремонту), а також розрахункового поєднання навантажень і впливів.

При розрахунках за першою групою граничних станів для основного сполучення навантажень і впливів значення коефіцієнта сполучення навантажень γ_c приймається в залежності від розрахункового періоду:

- в період нормальної експлуатації – 1;
- для періоду будівництва і ремонту – 0,95.

При розрахунках за першою групою граничних станів для особливого (аварійного) поєднання навантажень і впливів значення коефіцієнта сполучення навантажень приймається в залежності від щорічної імовірності перевищення особливого навантаження:

- за особливого (аварійного) навантаження, в тому числі сейсмічного на рівні проектного землетрусу (ПЗ) щорічної імовірності перевищення 0,01 і менше – 0,95;
- за особливого (аварійного) навантаження, крім сейсмічного щорічної імовірності перевищення 0,001 і менше – 0,9;
- за сейсмічного навантаження на рівні максимального розрахункового землетрусу (МРЗ) – 0,85;

При розрахунках за другою групою граничних станів значення коефіцієнта поєднання навантажень приймається рівним 1.

Для врахування впливу типу споруди, її конструкції і основи, видів будівельних матеріалів, наближеності прийнятих розрахункових схем, виду граничного стану та інших чинників використовується коефіцієнт умов роботи γ_c . Значення даного коефіцієнта коливається в інтервалі від 0,75 до 1,15 і приймається за нормами проектування окремих типів споруд.

Коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди γ_n враховує клас споруди і значимість наслідків при настанні тих або інших граничних станів. При розрахунках споруд за граничними станами першої групи значення даного коефіцієнта приймається рівним:

- $\gamma_n = 1,25$ для споруд класу СС3 (I класу);
- $\gamma_n = 1,20$ – для споруд класу СС2-1 (II класу);
- $\gamma_n = 1,15$ – для споруд класу СС2-2 (III класу);
- $\gamma_n = 1,10$ – для споруд класу СС1 (IV класу).

При розрахунках споруд за граничними станами другої групи приймається $\gamma_n = 1$. При розрахунках стійкості природних схилів значення коефіцієнта приймається для класу поруч розташованої споруди, що проектується.

Важливо відзначити, що умова (4), яка забезпечує недопущення настання граничних станів, повинна дотримуватися на усіх етапах будівництва та

експлуатації гідротехнічних споруд, в тому числі в кінці призначеного терміну їх служби. Зазвичай призначений термін служби основних гідротехнічних споруд повинен призначатися не меншим, ніж розрахунковий термін служби. Розрахункові терміни служби споруд регламентуються нормами проектування і приймаються рівними: для споруд класів СС3 і СС2-1 (I і II класів) – 100 років; для споруд класів СС2-2 і СС 1 (III і IV класів) – 50 років.

4.3 Основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд імовірнісним методом

Згідно з діючими нормами проектування [16, 17] для виконання розрахунків надійності гідротехнічних споруд крім методу граничних станів допускається використовувати імовірнісний метод. Імовірнісний метод, заснований на сучасній теорії надійності складних технічних систем, дозволяє отримати більш об'єктивну, а саме, числову оцінку надійності та безпеки у вигляді імовірності аварії на споруді P_a . Отримувані розрахункові значення імовірностей виникнення аварій на спорудах P_a не повинні перевищувати допустимих нормативних значень P_{an} , тобто:

$$P_a \leq P_{an} . \quad (8)$$

Допустимі нормативні значення щорічних імовірностей виникнення аварій на напірних гідротехнічних спорудах наведено в таблиці 2.

При виконанні розрахунків надійності споруд імовірнісними методами в рамках теорії надійності складних технічних систем навантаження і впливи, фізико-механічні характеристики матеріалів і ґрунтів розглядаються як випадкові величини.

Наведемо деякі, відомі з теорії імовірностей [13], відомості про випадкові величини.

Таблиця 2 – Допустимі значення щорічних імовірностей виникнення аварій на напірних гідротехнічних спорудах

Клас споруд	Щорічна імовірність аварій, яка допускається, 1/рік
СС3 (I)	$5 \cdot 10^{-5}$
СС2-1 (II)	$5 \cdot 10^{-4}$
СС2-2 (III)	$3 \cdot 10^{-3}$
СС1 (IV)	$6 \cdot 10^{-3}$

Під *випадковою величиною* розуміється така величина, яка в результаті

досвіду може прийняти те або інше значення, причому невідомо заздалегідь, яке саме. Зазвичай в теорії надійності розглядають безперервні випадкові величини.

Для опису безперервних випадкових величин в теорії імовірностей використовуються закони розподілу. Під законом розподілу розуміється співвідношення, яке встановлює зв'язок між можливими значеннями випадкової величини і відповідними їм імовірностями.

Закони розподілу можуть бути записані або в вигляді функції розподілу $P(x)$, або у вигляді функції щільності імовірності $p(x)$. Аргументом обох функцій є поточна змінна x . Вид вказаних функцій показаний на рисунку 4.

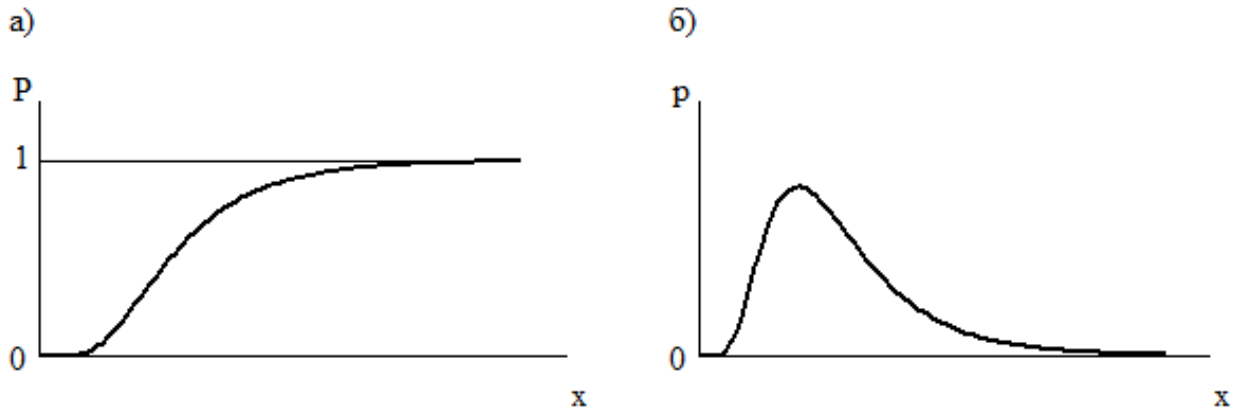


Рисунок 4 – Функція розподілу (а) та функція щільності імовірності (б)

Функція розподілу $P(x)$ – це залежність від аргументу імовірності події, за якого значення випадкової величини X менше поточної змінної x . Функція $P(x)$ є неспадаючою функцією аргументу x . Граничні значення даної функції дорівнюють: $P(x = -\infty) = 0$, $P(x = +\infty) = 1$.

Функція щільності імовірності $p(x)$ являє собою першу похідну від функції розподілу $P(x)$. Площа, обмежена функцією щільності імовірності, дорівнює 1.

Очевидно наступне співвідношення:

$$P(x) = \int_{-\infty}^x p(x) \cdot dx. \quad (9)$$

В імовірнісних розрахунках часто використовуються числові характеристики випадкових величин.

Однією з найважливіших числових характеристик є *математичне очікування* m . Математичне очікування випадкової величини x являє собою деяке середнє її значення, тобто:

$$m = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot p(x) \cdot dx. \quad (10)$$

При статистичній обробці експериментальних даних значення математичного очікування m визначається за формулою:

$$m = \sum_{i=1}^n x_i \cdot P_i, \quad (11)$$

де x_i – i -а реалізація випадкової величини;

P_i – ймовірність попадання випадкової величини в інтервал $(-\infty, x_i)$;

n – число випробувань.

Для того щоб оцінити мінливість випадкової величини використовується така характеристика, як *дисперсія* D , що представляє собою другий центральний момент μ_2 випадкової величини x , тобто:

$$D = \mu_2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - m)^2 \cdot p(x) \cdot dx. \quad (12)$$

При статистичній обробці експериментальних даних значення дисперсії може бути знайдено за формулою:

$$D = \sum_{i=1}^n (x_i - m)^2 \cdot P_i. \quad (13)$$

Дисперсія випадкової величини являє собою характеристику розсіювання, тобто розкид значень цієї величини близько до її математичного очікування. Вона має розмірність квадрата випадкової величини. Часто замість дисперсії використовується величина σ , яку називають *середнім квадратичним відхиленням* або *стандартом випадкової величини*. Дана величина дорівнює квадратному кореню з дисперсії і має розмірність випадкової величини:

$$\sigma = \sqrt{D}. \quad (14)$$

Можуть використовуватися також інші центральні моменти μ_3, μ_4 тощо.

При виконанні імовірнісних розрахунків застосовуються різні закони розподілу випадкових величин.

Найбільш широке застосування отримало *нормальний* або *гауссовий* розподіл, що описується рівнянням, яке для щільності імовірності записується наступним чином:

$$p(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-m}{\sigma} \right)^2}, \quad (15)$$

де, як і раніше, m і σ – відповідно, математичне очікування і середнє-квадратичне відхилення випадкової величини.

Рівняння (15) може бути представлено у вигляді:

$$p(x) = \frac{1}{\sigma} \cdot f(z), \quad (16)$$

де z – нормовані значення випадкової величини x , а саме:

$$z = \frac{x - m}{\sigma}; \quad (17)$$

$$f(z) = f\left(\frac{x - m}{\sigma}\right) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}z^2}. \quad (18)$$

Функція $f(z)$ є функцією щільності імовірності нормального розподілу нормованої випадкової величини z , що має математичне очікування, що дорівнює нулю, а середньоквадратичне відхилення дорівнює одиниці. Функція нормального розподілу $P(x)$ може бути записана наступним чином:

$$P(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-m}{\sigma}\right)^2} \cdot dx \quad (19)$$

або, враховуючи (16), у вигляді:

$$P(x) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \int_{-\infty}^z e^{-\frac{1}{2}z^2} \cdot dz = \frac{1}{2} + \Phi(z), \quad (20)$$

де $\Phi(z)$ – інтеграл імовірностей Гауса, який дорівнює:

$$\Phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \int_0^z e^{-\frac{1}{2}z^2} \cdot dz. \quad (21)$$

Для функції $\Phi(z)$ в довідниках з математики наведено докладні таблиці.

Окрім нормального розподілу для опису випадкових величин можуть застосовуватися інші види розподілу, наприклад, логарифмічно нормальний, експоненціальний, рівномірний та інші.

Перейдемо тепер до розгляду підходів сучасної теорії надійності складних технічних систем для оцінки надійності і безпеки гідротехнічних споруд і, зокрема, бетонних гребель. В даний час можна вважати сформованими два основних напрямки теорії надійності [3, 8, 12, 48 та ін.].

Перший напрямок, який зазвичай називають *параметричною теорією надійності*, заснований на імовірнісному розгляді розрахунків стійкості, міцності будівельних конструкцій, споруд і основ. Завданням параметричної теорії надійності є кількісна оцінка надійності технічного об'єкта за контрольованим параметром. При цьому стосовно до гідротехнічних споруд контрольовані параметри призначаються відповідно до граничних станів, в яких можуть виявитися дані споруди. Наприклад, завданням параметричної теорії надійності є визначення імовірності втрати стійкості бетонної гравітаційної греблі проти зсуву, або визначення імовірності втрати міцності цієї споруди, або

визначення імовірності втрати міцності контактної перетину цієї греблі.

Другий напрямок, який зазвичай називають *структурною* (або *системною*) *теорією надійності*, аналогічно теорії надійності структурно-складних систем, яка використовується при оцінці надійності систем управління, зв'язку, обчислювальної техніки тощо.

Завданням структурної теорії надійності є кількісна оцінка надійності системи за показниками надійності елементів з урахуванням характеру взаємозв'язку між ними. Наприклад, завданням структурної теорії надійності є визначення імовірності аварії на бетонній гравітаційній греблі, яка розглядається як структурно-складна система. При цьому вважається, що аварія може статися або внаслідок втрати стійкості споруди проти зсуву, або внаслідок втрати міцності бетону тіла греблі, або внаслідок втрати міцності контактної перетину греблі з основою тощо.

При визначенні імовірності прориву напірного фронту гідровузла він також розглядається як структурно-складна система. За відомими показниками надійності кожної із споруд, що входять в даний гідровузел, в залежності від характеру зв'язків між даними спорудами оцінюється імовірність прориву напірного фронту гідровузла.

У практиці оцінки надійності таких складних систем, як гідротехнічні споруди, використовуються різні варіанти синтезу даних двох напрямів теорії надійності.

Розглянемо основні підходи до вирішення імовірнісних задач в рамках параметричної теорії надійності.

Почнемо з класичного підходу, запропонованого основоположником теорії надійності будівельних конструкцій А.Р. Ржаніциним [37]. Відповідно до даного підходу умова безпеки споруди або конструкції (1) записується у наступному вигляді:

$$Y = R - F \geq 0, \quad (22)$$

де Y – запас міцності або стійкості.

Узагальнена несуча здатність R і узагальнений силовий вплив F , які входять в вираз (22), розглядаються як випадкові величини, закони розподілу яких вважаються відомими, тобто визнаються як картки функції розподілу $P_R(x)$, $P_F(x)$ і, отже, функції щільності розподілу $p_R(x)$, $p_F(x)$.

А. Р. Ржаніциним отримана наступна формула для визначення імовірності вичерпання міцності або стійкості споруди або конструкції P_a :

$$P_a = \int_{-\infty}^{\infty} p_F(x) \cdot P_R(x) \cdot dx = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} p_R(x) \cdot P_F(x) \cdot dx. \quad (23)$$

Значення інтегралів, що входять у вираз (23), в загальному випадку доводиться визначати чисельним методом.

Розглянемо важливий для практичних цілей випадок, коли розподіли

узагальненої несучої здатності R і узагальненого силового впливу F є близькими до нормальних. Нормальний розподіл величини R характеризується математичним очікуванням m_R і середньоквадратичним відхиленням σ_R , а нормальний розподіл величини F – математичним очікуванням m_F і середньоквадратичним відхиленням σ_F . У даному випадку значення імовірності досягнення граничного стану P_u може бути знайдено за наступною формулою:

$$P_u = 1 - \Phi(z), \quad (24)$$

де $\Phi(z)$ – інтеграл імовірностей, який визначається згідно з (21);

z – параметр, значення якого визначається за формулою:

$$z = \frac{m_R - m_F}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_F^2}}. \quad (25)$$

Умову (22) в теорії надійності прийнято називати *рівнянням зв'язку*. У загальному випадку рівняння зв'язку, яке записується відповідно до нерівності, що характеризує умову недопущення настання граничного стану, є нелінійним і залежним від ряду випадкових параметрів, а саме:

$$Y = \varphi(X_1, X_2, \dots, X_n) \geq 0, \quad (26)$$

де X_1, X_2, \dots, X_n , – випадкові параметри, що описують характеристики навантажень і впливів, властивостей матеріалів і ґрунтів, умов експлуатації об'єкта тощо;

n – число випадкових параметрів.

При вирішенні імовірнісних задач в рамках параметричної теорії надійності в даний час використовуються наступні методи: метод чисельного інтегрування; метод статистичних випробувань (Монте-Карло); метод статистичної лінеаризації функцій випадкових величин, метод статистичної параболізації функцій випадкових величин. З даних методів найбільш ефективним є метод статистичних випробувань (Монте-Карло).

Доцільно використовувати таку послідовність вирішення задачі параметричної теорії надійності методом Монте-Карло [2].

Виконується N статистичних випробувань. Може бути прийнятий наступний алгоритм розрахунків при кожному статистичному випробуванні j ($j = 1, 2, \dots, N$):

1. Для кожної з випадкових величин з номером i ($i = 1, 2, \dots, n$), що входять до рівняння зв'язку, задаються рівномірно розподіленою в інтервалі від 0 до 1 випадковою імовірністю $P_{i,j}$.

рамках системної теорії надійності.

Зазвичай вирішення імовірнісної задачі в рамках системної теорії надійності виконується методом Монте-Карло. При цьому доцільно використовувати таку загальну схему [8].

Виконується N статистичних випробувань. Алгоритм розрахунків при кожному статистичному випробуванні j ($j=1, 2, \dots, N$) може бути прийнятий такий:

1. Для кожної з випадкових величин F_k ($k=1, 2, \dots, nk$) задаються рівномірно розподіленою в інтервалі від 0 до 1 випадковою імовірністю $PF_{k,j}$.

2. За отриманими значеннями $PF_{k,j}$ знаходяться значення аргументів $F_{k,j}$.

3. Знаючи значення $F_{k,j}$, обчислюються відповідні значення $X_{F,i,iF_{i,j}}$ згідно (27).

4. Для кожної з випадкових величин $X_{R,i,iR_{i,j}}$ ($i=1, 2, \dots, ne, iR_i=1, 2, \dots, nR_i$) задаються рівномірно розподіленою в інтервалі від 0 до 1 випадковою імовірністю.

5. За отриманими значеннями $PX_{R,i,iR_{i,j}}$ знаходяться значення аргументів $X_{R,i,iR_{i,j}}$ ($i=1, 2, \dots, ne, iR_i=1, 2, \dots, nR_i$).

6. При відомих значеннях $X_{F,i,iF_{i,j}}$ і $X_{R,i,iR_{i,j}}$ відповідно до рівнянь зв'язку (27) обчислюються значення запасів міцності або стійкості $Y_{i,j}$ ($i=1, 2, \dots, ne$).

7. Для кожного із значень запасів міцності або стійкості Y_i перевіряється виконання умови $Y_{i,j} \geq 0$.

Після виконання всіх N випробувань можуть бути обчислені значення імовірності досягнення кожного з можливих граничних станів $P_{a,i}$. При цьому кожне значення $P_{a,i}$ визначається як відношення числа випробувань $N_{1,i}$, за яких $Y_{i,j} < 0$, до числа всіх випробувань N . Таким чином, можна вважати, що отримані рішення ряду задач в рамках параметричної теорії надійності.

Значення імовірності виникнення аварії на споруді $P_{u,s}$ визначається як відношення числа випробувань $N_{1,s}$, за яких хоча б одне зі значень запасів міцності або стійкості $Y_{i,j}$ менше нуля (тобто $Y_{i,j} < 0$), до числа всіх випробувань N . Дане значення є $P_{u,s}$ рішенням даної задачі по оцінці надійності споруди в рамках системної теорії надійності.

Відзначимо ще одну обставину. Викладений вище алгоритм вирішення поставленої задачі дозволяє врахувати кореляційні зв'язки між випадковими величинами, які визначають надійність кожного з елементів системи. Такі кореляційні зв'язки виникають внаслідок того, що впливи на кожен з елементів мають загальну причину – впливи $F_{k,j}$. І це незважаючи на те, що дії $F_{k,j}$ по-

різному враховуються в різних елементах.

Для забезпечення прийнятної достовірності визначення значення імовірності руйнування споруди $P_{u,s}$ необхідно виконати досить велику кількість статистичних випробувань. Число випробувань, що забезпечує достатню достовірність обчислення значення $P_{u,s}$, також як і при вирішенні задач параметричної теорії надійності, повинно бути достатньо великим.

На закінчення відзначимо, що іноді при визначенні імовірності виникнення аварії на споруді $P_{u,s}$ в рамках системної теорії надійності в запас розглядаються незалежні елементи системи. У даному випадку значення $P_{u,s}$ може бути знайдено за формулою:

$$P_{u,s} = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_{a,i}), \quad (29)$$

де $\prod_{i=1}^n$ – позначення добутку;

$P_{a,i}$ – імовірності досягнення кожного з можливих граничних станів;

n – число послідовно з'єднаних елементів системи.

Контрольні питання

1. Описати методи розрахунку надійності і безпеки гідротехнічних споруд.
2. Описати основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд за методом граничних станів.
3. Описати основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд імовірнісним методом.
4. Описати алгоритм розрахунків при кожному статистичному випробуванні.

5 НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

5.1 Класифікація навантажень і впливів на гідротехнічні споруди

Під час виконання розрахунків напружено-деформованого стану, міцності та стійкості гідротехнічних споруд враховуються такі основні навантаження і впливи: власна вага споруди; навантаження від технологічного обладнання; гідростатичний тиск на грані споруди та дно верхнього й нижнього б'єфів; зважувальний та фільтраційний тиск води на підшву споруди і основу; температурні впливи; гідродинамічні навантаження на водоскидну споруду за пропуску через неї витрат води; тиск льоду; тиск вітрових хвиль; сейсмічні впливи [16, 36].

На рисунку 5, для прикладу, показано основні навантаження на бетонну гравітаційну греблю [4, 6, 16, 36, 43].

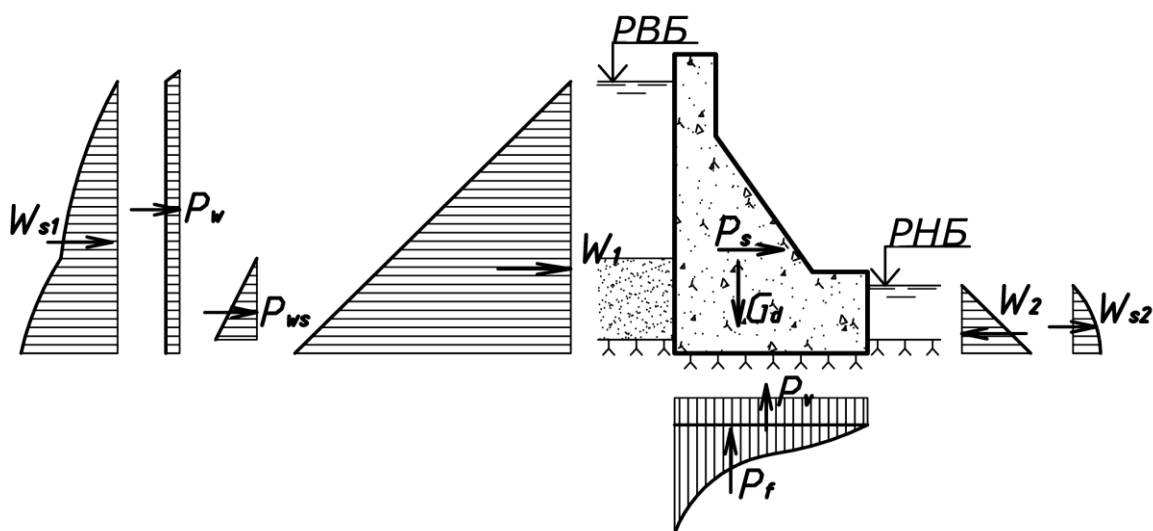


Рисунок 5 – Основні навантаження на бетонну гравітаційну греблю:

G_d – власна вага греблі; W_1 – гідростатичний тиск з боку верхнього б'єфу; W_2 – гідростатичний тиск з боку нижнього б'єфу; P_v – зважувальний тиск води на підшву греблі; P_f – фільтраційний тиск води на підшву греблі; P_{ws} – тиск наносів; P_w – тиск вітрових хвиль; W_{s1} – сейсмічний гідродинамічний тиск води і наносів з боку верхнього б'єфу; W_{s2} – сейсмічний гідродинамічний тиск води з боку нижнього б'єфу

Діючі на гідротехнічні споруди навантаження розрізняються за характером впливу, походженням, тривалістю та повторюваністю.

За характером дії розглядають статичні й динамічні навантаження.

За тривалістю дії навантаження поділяються на постійні та тимчасові. Постійні навантаження діють на протязі всього періоду експлуатації споруди, а тимчасові можуть бути відсутні в ті чи інші періоди. Тимчасові навантаження в свою чергу поділяються на тривалі, короткочасні та аварійні (особливі) [16, 36].

До постійних навантажень, що діють на гідротехнічні споруди, належать

наступні навантаження:

1) власна вага споруди, включаючи вагу постійного технологічного обладнання (затвори, підйомні механізми та інші), місце розташування якого не змінюється в процесі експлуатації;

2) гідростатичний тиск на верхову грань споруди і дно верхнього б'єфу при нормальному підпірному рівні (НПР) в водосховище;

3) гідростатичний тиск на низову грань споруди і дно нижнього б'єфу за рівень води в нижньому б'єфі, що відповідає пропуску через гідровузол мінімальної за технічними та екологічними вимогами витрати;

4) зважувальний та фільтраційний тиск води на підшву споруди і основу при НПР у верхньому б'єфі і мінімальному рівні води в нижньому б'єфі та нормальній роботі протифільтраційних і дренажних пристроїв;

5) вага ґрунту, що зсувається разом із спорудою, та боковий тиск ґрунту з боку верхнього та нижнього б'єфів.

До тимчасових тривалих навантажень і впливів на гідротехнічні споруди відносяться наступні навантаження й впливи:

6) тиск наносів, що відклалися перед спорудою;

7) температурні впливи, які визначаються для року із середньою амплітудою коливань середньомісячних температур.

До короточасних навантажень на споруди відносяться наступні навантаження:

8) гідростатичний тиск на низову грань споруди і дно нижнього б'єфу за рівень води в нижньому б'єфі, який відповідає пропуску через гідровузол розрахункової витрати води при НПР в водосховище (замість пункту «3»);

9) зважувальний та фільтраційний тиск води на підшву споруди і основу при НПР у верхньому б'єфі та рівні води в нижньому б'єфі, який визначається за пунктом «8» (замість пункту «4»);

10) гідродинамічні навантаження на водоскидну споруду за пропуск через неї розрахункової витрати води при НПР у водосховище;

11) тиск льоду, який визначається за його середньої багаторічної товщини.

12) тиск вітрових хвиль, який визначається за середньої багаторічної швидкості вітру.

13) навантаження від підйомних, перевантажувальних, транспортних пристроїв та інших конструкцій і механізмів (мостових і підвісних кранів тощо).

14) навантаження від плаваючих тіл.

До аварійних (особливих) навантажень і впливів на гідротехнічні споруди відносяться наступні навантаження й впливи:

15) гідростатичний тиск на верхову грань споруди і дно верхнього б'єфу за форсованого підпірного рівня (ФПР) в водосховище (замість пункту «2»);

16) гідростатичний тиск на низову грань споруди і дно нижнього б'єфу за максимального розрахункового рівня нижнього б'єфу, який відповідає пропуску максимальної розрахункової витрати води через гідровузол при ФПР в водосховище (замість пунктів «3» і «8»);

17) зважувальний та фільтраційний тиск води на підшву споруди і основу

при ФПР в верхньому б'єфі і максимальному розрахунковому рівні води в нижньому б'єфі (замість пунктів «4» і «9»);

18) гідродинамічні навантаження на водоскидну споруду за пропуску через неї розрахункової витрати води при ФПР в водосховище (замість пункту «10»);

19) зважувальний та фільтраційний тиск води на підшву споруди і основу, що виникають в результаті порушення нормальної роботи одного з протифільтраційних або дренажних пристроїв при НПР у верхньому б'єфі і мінімальному рівні води в нижньому б'єфі (замість пунктів «4», «9», «17 »);

20) зважувальний та фільтраційний тиск води на підшву споруди і основу, що виникають в результаті порушення нормальної роботи одного з протифільтраційних або дренажних пристроїв при НПР у верхньому б'єфі і рівні води в нижньому б'єфі, що визначаються за пунктом «8» (замість пунктів «4», «9», «17», «18»);

21) температурний вплив, що визначається для року із максимальною амплітудою коливань середньомісячних температур, а також для року із максимально низькою середньомісячною температурою (замість пункту «7»);

22) тиск льоду, який визначається за максимальної багаторічної товщини льоду забезпеченістю 1% (замість пункту «11»);

23) тиск вітрових хвиль, що визначається за максимальної багаторічної швидкості вітру забезпеченістю 2% – для споруд СС 3 (I) і СС2-1 (II) класів і 4% – для споруд СС2-2 (III) і СС1 (IV) класів (замість пункту «12»);

24) сейсмічні дії (інерційні навантаження, сейсмічний гідродинамічний тиск на грані греблі), що визначаються для проектного землетрусу (ПЗ) і максимального розрахункового землетрусу (МРЗ).

5.2 Розрахункові поєднання навантажень і впливів.

Розрахункові випадки

При виконанні розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд за методом граничних станів навантаження й впливи приймаються в основних або аварійних (особливих) поєднаннях. Основні сполучення навантажень і впливів включають постійні, тимчасові довготривалі та короткочасні навантаження. При виконанні розрахунків гідротехнічних споруд для кожного з особливих поєднань навантажень й впливів враховуються навантаження і впливи для відповідного основного поєднання і одне з особливих навантажень. Навантаження й впливи повинні прийматися в найбільш несприятливих, але можливих поєднаннях окремо для будівельного та експлуатаційного періодів.

Поєднанням навантажень і впливів відповідають розрахункові випадки, які повинні розглядатися при виконанні розрахунків гідротехнічних споруд.

Для будівельного періоду зазвичай розглядається один розрахунковий будівельний випадок, що відповідає особливому поєднанню навантажень і впливів. При цьому враховуються навантаження від власної ваги споруди, включаючи вагу постійного технологічного обладнання, місце розташування

якого не змінюється в процесі експлуатації, температурні впливи, сейсмічні впливи, що спрямовані з боку нижнього б'єфу в сторону верхнього б'єфу (зворотний сейсм).

Для експлуатаційного періоду необхідно розглядати розрахункові випадки за основних і особливих поєднань навантажень і впливів. Нижче, для прикладу, наведено експлуатаційні розрахункові випадки, які необхідно розглядати при виконанні розрахунків бетонних гребель.

При основних поєднаннях навантажень і впливів в загальному випадку необхідно розглядати наступні експлуатаційні розрахункові випадки:

1-й експлуатаційний розрахунковий випадок при основному поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається при середній багаторічній швидкості вітру. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «7», «12» – «14»;

2-й експлуатаційний розрахунковий випадок при основному поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску льоду, що визначається за його середньої багаторічної товщини. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «7», «11», «13», «14»;

3-й експлуатаційний розрахунковий випадок при основному поєднанні навантажень і впливів – паводковий випадок за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної швидкості вітру. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі, що відповідає пропуску через гідровузол розрахункової витрати води при НПР в водосховище. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1», «2», «5» – «10», «12» – «14».

При особливих поєднаннях навантажень і впливів в загальному випадку необхідно розглядати наступні експлуатаційні розрахункові випадки:

4-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – паводковий випадок за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної швидкості вітру. Розглядається ФПР в верхньому б'єфі і розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі, що відповідає пропуску через гідровузол максимальної розрахункової витрати води при ФПР в водосховище. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1», «5» – «7», «12» – «18»;

5-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної

швидкості вітру і порушення роботи одного з протифільтраційних або дренажних пристроїв. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «3», «5» – «7», «12» – «14», «19»;

6-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску льоду, що визначається за його середньої багаторічної товщини і порушення роботи одного з протифільтраційних або дренажних пристроїв. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «3», «5» – «7», «11», «13», «14», «19»;

7-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – паводковий випадок за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної швидкості вітру, і порушення роботи одного з протифільтраційних або дренажних пристроїв. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі, що відповідає пропуску через гідровузол розрахункової витрати води при НПР в водосховище. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1», «2», «5» – «8», «10», «12» – «14», «20»;

8-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної швидкості вітру і максимальних температурних впливів. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «6», «12» – «14», «21».

9-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску льоду, що визначається за його середньої багаторічної товщини і максимальних температурних впливів. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «6», «11», «13», «14», «21».

10-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – паводковий випадок за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної швидкості вітру і максимальних температурних впливів. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі, що відповідає пропуску через гідровузол розрахункової витрати води при НПР в водосховище. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1», «2», «5» – «10», «12» – «14», «21».

11-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням максимального тиску вітрових хвиль. Розглядається

НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «7», «13», «14», «23».

12-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням максимального тиску льоду. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «7», «13», «14», «22».

13-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – паводковий випадок за врахуванням максимального тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної швидкості вітру. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі, що відповідає пропуску через гідровузол розрахункової витрати води при НПР в водосховище. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1», «2», «5» – «10», «13», «14», «23».

14-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної швидкості вітру і сейсмічних впливів на рівні ПЗ. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «7», «12» – «14», «24».

15-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску льоду, що визначається за його середньої багаторічної товщини і сейсмічних впливів на рівні ПЗ. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «7», «11», «13», «14», «24».

16-й експлуатаційний розрахунковий випадок при основному поєднанні навантажень і впливів – паводковий випадок за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної швидкості вітру і сейсмічних впливів на рівні ПЗ. Розглядається НПР у верхньому б'єфі і розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі, що відповідає пропуску через гідровузол розрахункової витрати води при НПР в водосховище. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1», «2», «5» – «10», «12» – «14», «24».

17-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої

багаторічної швидкості вітру і сейсмічних впливів на рівні МРЗ. Розглядається НІР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «7», «12» – «14», «24».

18-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – випадок максимального напору на греблі за врахуванням тиску льоду, що визначається за його середньої багаторічної товщини і сейсмічних впливів на рівні МРЗ. Розглядається НІР у верхньому б'єфі і мінімальний розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1» – «7», «11», «13», «14», «24».

19-й експлуатаційний розрахунковий випадок при аварійному (особливому) поєднанні навантажень і впливів – паводковий випадок за врахуванням тиску вітрових хвиль, що визначається за середньої багаторічної швидкості вітру і сейсмічних впливів на рівні МРЗ. Розглядається НІР у верхньому б'єфі і розрахунковий рівень води в нижньому б'єфі, що відповідає пропуску через гідровузол розрахункової витрати води при НІР в водосховище. Вважається нормальною робота протифільтраційних і дренажних пристроїв. Враховуються навантаження і впливи відповідно до пунктів «1», «2», «5» – «10», «12» – «14», «24».

Відзначимо, що під час виконання розрахунків бетонних гребель у ряді конкретних умов можна обмежитися розглядом лише деяких з перерахованих розрахункових випадків. Наприклад, якщо спеціальними заходами передбачається виключення тиску льоду на греблю, можна відмовитися від розгляду розрахункових випадків, в яких враховуються льодові навантаження. Для високих гребель можна відмовитися від розгляду експлуатаційних розрахункових випадків при особливих поєднаннях навантажень і впливів, що включають хвильові та льодові навантаження, тому що, зазвичай, внесок даних навантажень є незначним.

Контрольні питання

1. Описати класифікацію навантажень і впливів на гідротехнічні споруди.
2. Описати розрахункові поєднання навантажень і впливів.
3. Описати розрахункові випадки.

6 ОСНОВНІ НАВАНТАЖЕННЯ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

6.1 Навантаження від власної ваги споруди та обладнання

Значення навантаження від власної ваги споруди та / або його елемента G визначається як добуток обсягу V на значення питомої ваги матеріалу споруди. Для бетонної споруди значення G може бути знайдено за формулою:

$$G = \rho_b \cdot g \cdot V, \quad (30)$$

де ρ_b – щільність бетону, що визначається на основі випробування зразків, виготовлених з підібраних складів бетону;

g – прискорення вільного падіння.

На попередніх стадіях проектування середня щільність бетону за рекомендаціями норм проектування [43] може прийматися відповідно до таблиці 3 в залежності від щільності та максимальної крупності заповнювача.

Таблиця 3 – Середня щільність бетону, що приймається на попередніх стадіях проектування

Щільність заповнювача, кг/м ³	Середня щільність бетону, кг/м ³ , за максимальної крупності заповнювача, мм		
	40	80	120
2600–2650	2370	2410	2430
2650–2700	2400	2450	2470
2700–2750	2440	2490	2500

За відсутності даних про щільність заповнювача середня щільність бетону приймається при середній щільності заповнювача такою, що дорівнює 2650–2700 кг/м³. Зазвичай при виконанні наближених розрахунків щільність бетону приймається такою, що дорівнює 2400 кг/м³, а щільність залізобетону – 2500 кг/м³.

Вага обладнання (гідроагрегати, затвори, крани тощо) визначається за конструкторською документацією. На попередніх стадіях проектування визначається за емпіричними формулами [36].

6.2 Гідростатичний тиск

Одним з основних навантажень, що діють на гідротехнічні споруди, є гідростатичний тиск. Сили гідростатичного тиску на поверхню споруд визначаються за відомими формулами Паскаля [4, 14, 36]. Зазвичай при виконанні розрахунків гідротехнічних споруд дані сили розкладаються на

горизонтальні й вертикальні складові.

На рисунку 6 для прикладу показано епюри горизонтального і вертикального гідростатичного тиску на грані глухої бетонної гравітаційної греблі.

Горизонтальні W_1 , W_2 і вертикальні W_3 , W_4 складові сил гідростатичного тиску можуть бути знайдені як такі, що відповідають площі епюр горизонтальної та вертикальної складових даного тиску. Ординати таких епюр p в будь-якій точці на глибині y від рівня води можуть бути визначені за формулою:

$$p_w = \rho_w \cdot g \cdot y, \quad (31)$$

де ρ_w – щільність води, яка приймається $\rho_w = 1000 \text{ кг/м}^3$. При вмісті у воді зважених наносів щільність води може збільшуватися на 5 – 10% й більше.

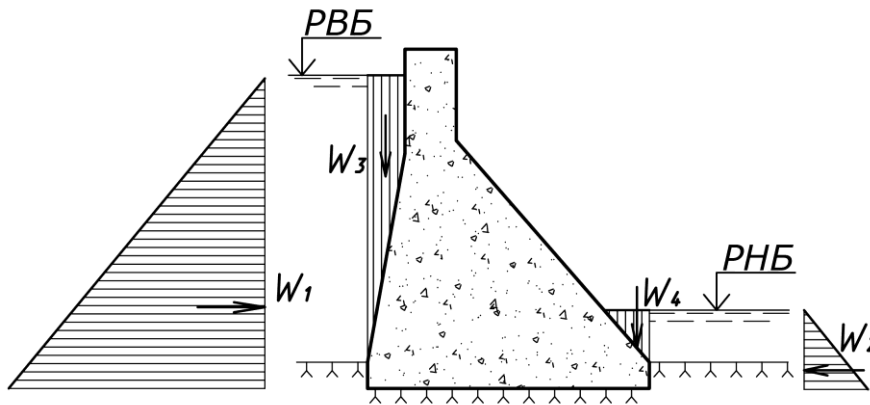


Рисунок 6 – Гідростатичний тиск на грані бетонної греблі:

W_1 – горизонтальний гідростатичний тиск з боку верхнього б'єфу;

W_2 – горизонтальний гідростатичний тиск з боку нижнього б'єфу;

W_3 – вертикальний гідростатичний тиск з боку верхнього б'єфу;

W_4 – вертикальний гідростатичний тиск з боку нижнього б'єфу

Слід мати на увазі, що вертикальні складові сил гідростатичного тиску води можуть бути спрямовані як вниз так і вгору.

Викладений підхід до визначення гідростатичного тиску на поверхню споруди відповідно до норм проектування [43] допускається використовувати при виконанні розрахунків стійкості всіх гідротехнічних споруд і при виконанні розрахунків міцності розташованих на скельних основах бетонних гребель класів СС2-1 – СС1 (II – IV класів).

Нижче викладено уточнену методику визначення гідростатичного тиску на поверхню споруди для високих бетонних гребель класу СС3 (I класу), розташованих на скельних основах.

6.3 Зважувальний та фільтраційний тиск на підшву споруди

Вода, що фільтрує по порам нескельних основ, а також по тріщинах і порах скельної основи надає силову дію на підшву споруди, яка має назву *протитиск*, та яка є сумою зважувального та фільтраційного гідродинамічного тиску. Сила протитиску води на підшву греблі P_u дорівнює:

$$P_u = P_v + P_f, \quad (32)$$

де P_v – сила зважувального тиску;

P_f – сила фільтраційного гідродинамічного тиску.

При визначенні протитиску на підшву споруди необхідно мати на увазі таку обставину. Протитиск передається на підшву споруди не за всією площею, а лише за площею пор і тріщин. Дана обставина враховується коефіцієнтом ефективної площі протитиску в ґрунті основи $\alpha_{2,f}$, значення якого залежить від виду ґрунту основи.

Згідно з діючими нормами проектування [43] для великоуламкових, піщаних і сильнотріщинуватих напівскельних ґрунтів, зон розтягування бетону і скельної основи значення коефіцієнта ефективної площі протитиску слід приймати рівним $\alpha_{2,f} = 1,0$. Для глинистих ґрунтів, а також в стислій зоні бетону і скельної основи – за результатами спеціальних досліджень; до виконання таких досліджень, а також при виконанні попередніх розрахунків допускається приймати $\alpha_{2,f} = 0,5$.

Значення сили зважувального тиску P_v визначається як площа епюри зважувального тиску, ординати якої p_v дорівнюють:

$$p_v = \rho_w \cdot g \cdot h_v \cdot \alpha_{2,f}, \quad (33)$$

де h_v – різниця відміток рівня нижнього б'єфу і точки підшви греблі, в якій визначається ордината p_v .

Значення сили фільтраційного гідродинамічного тиску P_f може бути знайдено як площу епюри фільтраційного гідродинамічного тиску, ординати якої p_f дорівнюють:

$$p_f = \rho_w \cdot g \cdot h_f \cdot \alpha_{2,f}, \quad (34)$$

де h_f – фільтраційний напір в точці підшви греблі, в якій визначається ордината p_f .

Значення фільтраційних напорів h_f в межах підшви споруди встановлюється на основі результатів фільтраційних розрахунків і досліджень.

Для відповідальних споруд класу СС3 (I класу) на остаточних стадіях проектування слід виконувати чисельні фільтраційні дослідження методом

кінцевих елементів з використанням комп'ютерних програм ANSIS, ABACUS та інших. Для даних споруд класу СС3 (І класу) на попередніх етапах проектування і для споруд класів СС2-1 – СС1 (ІІ – ІV класів) на остаточних етапах проектування фільтраційні розрахунки допускається виконувати наближеними методами.

При виконанні фільтраційних розрахунків споруд класів СС2-1 – СС1 (ІІ – ІV класів) на нескільних основах допускається застосовувати наближені аналітичні методи (коефіцієнтів опору, фрагментів та інші).

При виконанні розрахунків невисоких (до 60 м) бетонних гребель на скельних основах нормами проектування [43] допускається визначати фільтраційні напори h_f за спрощеною методикою з використанням епюр, показаних на рисунку 7. При цьому підземний контур греблі на скельній основі зазвичай розбивається на кілька ділянок. Наприклад, в разі масивної гравітаційної греблі з дренажною та цементаційною завісами в основі таких ділянок три (рис. 7, а). Перша – від верхової грані до осі цементаційної завіси. Друга – від осі цементаційної завіси до осі дренажної завіси. Третя – від осі дренажної завіси до низової грані греблі. Зміна фільтраційних напорів на кожній з ділянок приймається за лінійним законом.

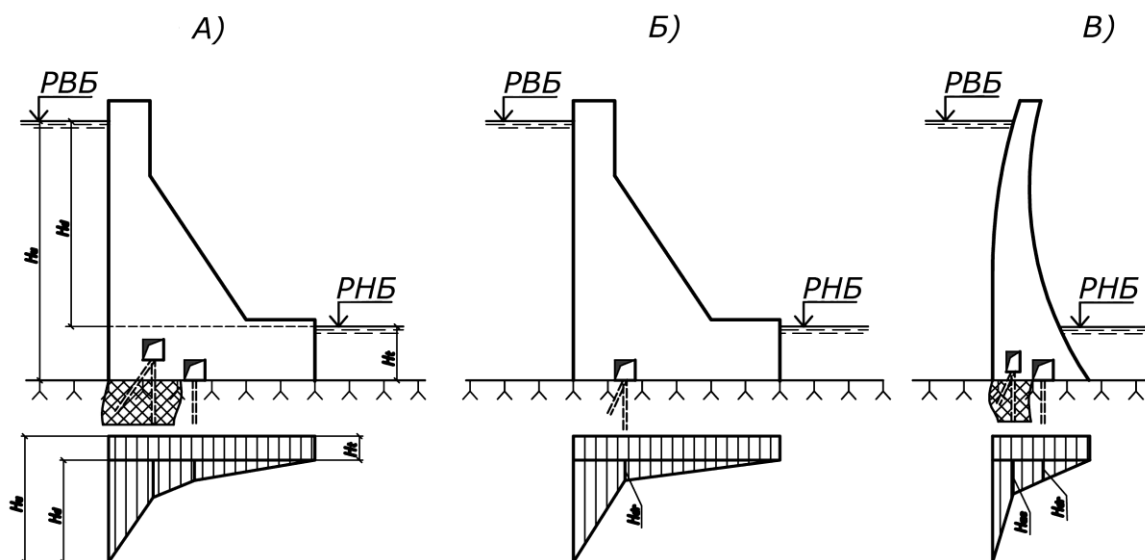


Рисунок 7 – Епюри п'єзометричних напорів по підшві бетонної греблі:
а – гравітаційна гребля з цементаційною завісою в основі; б – гравітаційна гребля без цементаційної завіси; в – аркова гребля

Значення напорів на кордонах ділянок відповідно до рекомендацій норм проектування [43] можуть бути призначено за даними, наведеними на рисунку 7 і в таблиці 4.

При цьому значення фільтраційного напору на осі протифільтраційної завіси H_a і напору на осі дренажної завіси H_{dr} визначаються за формулами:

$$H_{as} = \alpha_{as} \cdot H_d, \quad H_{dr} = \alpha_{dr} \cdot H_d, \quad (35)$$

де H_d – розрахунковий напір на греблі, який дорівнює різниці між рівнями верхнього та нижнього б'єфів;

α_{as} і α_{dr} – коефіцієнти, значення яких приймаються в залежності від типу греблі, її класу і розрахункового поєднання навантажень.

Таблиця 4 – Значення коефіцієнтів α_{as} і α_{dr}

Тип греблі	Значення $\alpha_{as} = H_{as} / H_d$ и $\alpha_{dr} = H_{dr} / H_d$ при поєднаннях навантажень на греблі					
	Основні і особливі за нормальної роботи протифільтраційних і дренажних пристроїв			Особливі в разі порушення нормальної роботи протифільтраційних і дренажних пристроїв		
	Греблі з цементаційною завісою		Греблі без цементаційної завіси	Греблі з цементаційною завісою		Греблі без цементаційної завіси
	α_{as}	α_{dr}	α_{dr}	α_{as}	α_{dr}	α_{dr}
Масивні гравітаційні (рис. 7, а, б) класів: СС3 СС2-1 СС2-2 и СС1	0,40	0,20	0,20	0,50	0,30	0,40
	0,40	0,15	0,15	0,50	0,20	0,30
	0,30	0,05	0,05	0,35	0,10	0,10
Арочні (рис. 7, в) усіх класів	0,40	0,20	0,20	0,60	0,35	0,40

6.4 Уточнена методика визначення силового впливу води

Викладена вище методика визначення гідростатичного тиску на грані споруди, зважувального та фільтраційного гідродинамічного тиску на її підшву використовується при розрахунках споруд всіх класів на нескельній основі, а також для бетонних гребель всіх класів висотою менше 60 м на скельній основі. Дана методика також може бути використана при розрахунках гребель класів СС3, СС2-1 (I і II класів) висотою більше 60 м на попередніх стадіях проектування. При виконанні розрахунків і розрахункових досліджень гребель класів СС3 і СС2-1 (I і II класів) на скельній основі висотою понад 60 м на остаточних стадіях проектування нормами проектування рекомендується використовувати уточнену методику визначення силового впливу води на споруду.

Відповідно до даної методики інтенсивність тиску води на зовнішні грані греблі приймається такою, що дорівнює $p_w \cdot (1 - \alpha_{2,d})$, де p_w – гідростатичний тиск, $\alpha_{2,d}$ – коефіцієнт ефективної площі протитиску в матеріалі греблі. Значення $\alpha_{2,d}$ має прийматися на основі спеціальних досліджень. При виконанні попередніх розрахунків в стислій зоні бетону значення $\alpha_{2,d}$ приймається рівним $\alpha_{2,d} = 0,5$, а в розтягнутій $\alpha_{2,d} = 1$. У розрахунках гребель класів СС2-1 і СС2-2 (II - IV класів) норми проектування допускають приймати $\alpha_{2,d} = 0$.

Інтенсивність тиску води на вільні поверхні основи в верхньому і нижньому б'єфах (привантаження основи водою) приймається такою, що дорівнює $p_w \cdot (1 - \alpha_{2,f})$, де p_w – гідростатичний тиск на основу; $\alpha_{2,f}$ – коефіцієнт ефективної площі протитиску в ґрунті основи. Дане навантаження може не враховуватися при розрахунках гребель всіх класів висотою до 60 м, а також гребель класів СС3 і СС2-1 (I і II класів) висотою більше 60 м – на попередніх стадіях проектування.

Для оцінки силового впливу води, що фільтрується, визначаються характеристики фільтраційного потоку (рівні, напори, тиск, градієнти напору, витрати). При цьому для гребель класів СС3 і СС2-1 (I і II класів) використовуються чисельні методи розв'язання задач теорії фільтрації. Найчастіше застосовується метод кінцевих елементів, який реалізований у великому числі комп'ютерних програм, наприклад, ANSYS, ABACUS та інші. Зазвичай вирішується плоска задача фільтрації, що встановилася, при заданому розрахунковому напорі H_d . У загальному випадку може розглядатися неоднорідна область фільтрації. В результаті може бути отримано поле значень гідродинамічного тиску p_{vf} в потоці води, що фільтрується, у всій розрахунковій області фільтрації:

$$p_{vf} = \rho_w \cdot g \cdot (h_v + h_f), \quad (36)$$

де h_v – глибина занурення розглянутої точки області фільтрації під рівень нижнього б'єфу;

h_f – гідродинамічний фільтраційний напір в той же точці, знайдений з вирішення задачі фільтрації, що встановилася.

Вважається, що за нормаллю до подошви греблі діє протитиск у вигляді поверхневих сил інтенсивністю $p_{vf} \cdot (\alpha_{2,f} - \alpha_{2,d})$. Тут значення p_{vf} приймається в розглянутих точках подошви греблі.

У межах розрахункової області основи греблі необхідно враховувати об'ємні сили, що виникають внаслідок фільтрації води в масиві основи. Горизонтальна q_{fx} і вертикальна q_{fy} складові даних об'ємних сил можуть бути визначені за формулами:

$$q_{fx} = -\frac{\partial}{\partial x}(p_{hd} \cdot \alpha_{2,f}), \quad q_{fy} = -\frac{\partial}{\partial y}(p_{hd} \cdot \alpha_{2,f}). \quad (37)$$

Між напірною гранню і дренажем тіла греблі, а також між подошвою греблі та рівнем нижнього б'єфу розташовуються водонасичені зони греблі. У даних зонах діють фільтраційні об'ємні сили. Горизонтальна q_{dx} і вертикальна q_{dy} складові даних об'ємних сил дорівнюють:

$$q_{dx} = -\frac{\partial}{\partial x}(p_{hd} \cdot \alpha_{2,d}), \quad q_{dy} = -\frac{\partial}{\partial y}(p_{hd} \cdot \alpha_{2,d}). \quad (38)$$

При виконанні розрахунків напружено-деформованого стану гребель з урахуванням зазначених фільтраційних об'ємних навантажень значення питомої ваги ґрунту основи і питомої ваги бетону в межах насичених водою зон слід приймати у водонасиченому стані.

У водонасичених частинах греблі та основи значення коефіцієнта α_2 може змінюватися стрибкоподібно від значення α'_2 до значення α''_2 ($\alpha'_2 > \alpha''_2$). В даному випадку до кордоні областей з різними значеннями α_2 слід прикладати нормальні до цієї межі поверхневі сили інтенсивністю $p_{hd} \cdot (\alpha'_2 - \alpha''_2)$. Дані сили спрямовані в бік області з α''_2 .

Викладена уточнена методика визначення силового впливу води використовується при розрахунках гребель класу СС3 (I класу) висотою більше 60 м. У разі гребель класу СС2-1 (II класу) висотою більше 60 м силовий вплив фільтраційної води враховується у вигляді протитиску та об'ємних сил в основі греблі.

6.5 Гідродинамічний тиск потоку води

Під час пропуску через водозливну греблю скидних витрат води на водозливну грань греблі, що обтикається потоком, діє гідродинамічний тиск води. Прийнято розглядати осереднений та пульсаційний гідродинамічний тиск потоку води на водозливну грань греблі. Для знаходження гідродинамічного тиску потоку води необхідно виконати гідравлічні розрахунки по визначенню швидкостей течії і глибин потоку води в межах всієї водозливної грані греблі. Методи, які використовуються при виконанні таких розрахунків, викладено в літературі з дисципліни «Гідравліка», наприклад, [55, 56]. Найбільш повний виклад даних методів наведено в роботі [14].

На різних ділянках водозливної грані греблі має місце різний характер перебігу потоку води. Прийнято розрізняти ділянку в межах водозливного оголовка, прямолінійну ділянку водозливної грані, кінцеву ділянку, що викривлена у вертикальній площині (рис. 8).

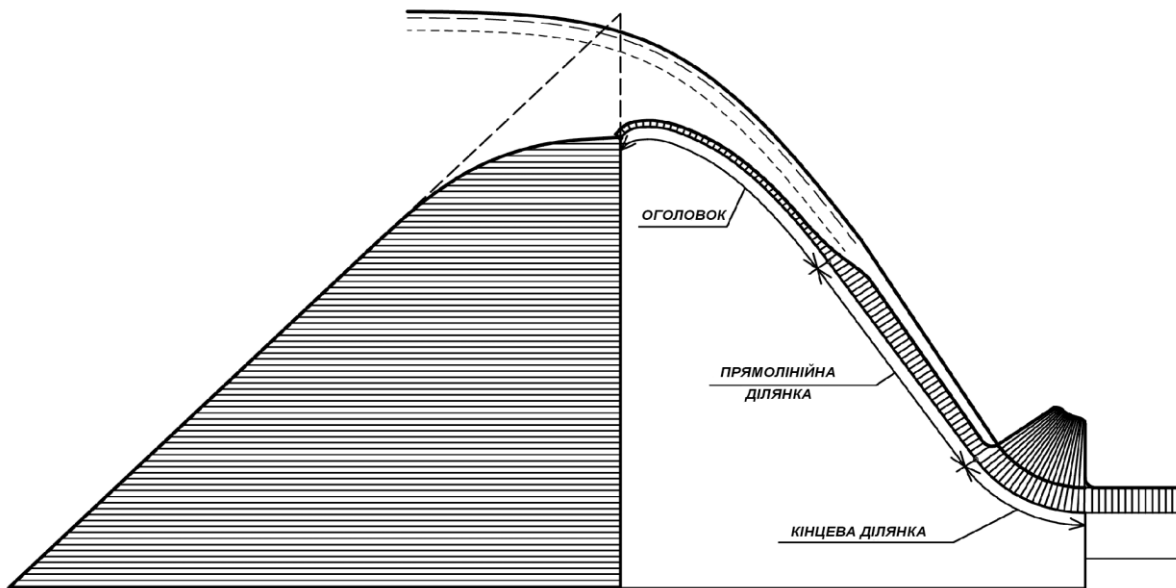


Рисунок 8 – Схема до визначення гідродинамічних навантажень на водозливну греблю

При визначенні гідродинамічного тиску потоку води на даних ділянках водозливної грані греблі можуть використовуватися наступні підходи.

На ділянці водозливної грані греблі в межах водозливного оголовка, який зазвичай окреслюється за координатами Крігера-Офицера, течія потоку води мало відрізняється від вільного падіння струменя. Тому на даній ділянці осереднений гідродинамічний тиск потоку на греблю є незначним та їм можна знехтувати.

На прямолінійних ділянках водозливної грані греблі має місце повільно змінюваний рух води. У даному випадку зміну тиску за глибиною може бути прийнято відповідно до лінійного закону, а значення гідродинамічного тиску на водозливну грань може бути знайдено за формулою:

$$p = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot \cos \theta, \quad (39)$$

де h – глибина потоку в перерізі, що розглядається;

θ – кут нахилу водозливної грані греблі до горизонту.

На кінцевій ділянці сполучення водозливної грані з плоским дном або в зоні носка-трампліну має місце криволінійний рух води. На даних увігнутих ділянках впливом кривизни ліній струму знехтувати не можна. У потоці виникають значні відцентрові сили. Значення усередненого гідродинамічного тиску на увігнутих криволінійних ділянках водозливної грані греблі в даному випадку може бути знайдено за формулою:

$$p = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot \frac{V^2}{g \cdot R}, \quad (40)$$

де h – глибина потоку;

V – середня швидкість потоку;

R – радіус кривизни розглянутої криволінійної ділянки водозливної грані греблі. Формула (40) може бути застосована при $R > (6 \div 8) \cdot h$.

Необхідно відзначити дещо менший осереднений гідродинамічний тиск води на вертикальну грань водозливної греблі поблизу водозливного оголовка в порівнянні з гідростатичним тиском (рис. 8).

Пульсаційний гідродинамічний тиск потоку води на водозливну грань греблі може бути визначено на основі рішення задач механіки турбулентних течій на основі теорії розвитку турбулентного прикордонного шару. У ряді робіт (наприклад, [14]) наведено дані для виконання розрахунків по знаходженню пульсаційного гідродинамічного тиску потоку води.

6.6 Тиск вітрових хвиль

Під впливом вітру на водній поверхні водосховища утворюються хвилі і виникають згінно-нагінні явища, які мають враховуватися при проектуванні і розрахунках гідротехнічних споруд і, зокрема, бетонних гребель [4, 16, 28, 36, 43, 44, 50, 59 та ін.].

Вітрові хвилі, що утворюються на поверхні водосховища при взаємодії зі спорудою, можуть мати значний тиск на греблю, який необхідно враховувати при виконанні розрахунків напружено-деформованого стану, міцності та стійкості гідротехнічних споруд. У разі великої висоти хвиль і порівняно невисокої споруди може виявитися, що такий тиск визначає її основні розміри. Крім того, від параметрів хвиль у водосховищі залежить відмітка верху споруди (гребня глухої греблі), що визначається за умовою відсутності переливу води через нього.

Згінно-нагінні явища являють собою спади і підйоми рівня води біля берегів водосховища, викликані течіями, що утворюються під дією вітру. При цьому поверхня водойми відхиляється від горизонтального положення і набуває ухил в сторону, протилежну напрямку вітру. Висота підйому рівня води перед спорудою внаслідок нагінних явищ (висота вітрового нагону води) повинна враховуватися при визначенні позначки верху споруди (гребня глухої греблі) за умовою відсутності переливу води через нього.

На значення параметрів хвиль у водосховищі й висоти вітрового нагону води головним чином впливають такі основні хвильоутворюючі фактори: швидкість вітру; тривалість дії вітру; довжина розгону хвилі, що залежить від розмірів і форми водосховища; глибина водосховища; рельєф і шорсткість дна водосховища. Зазвичай при визначенні параметрів хвиль і висоти вітрового нагону води у водосховищі розглядається найнебезпечніший випадок встановившогося хвилювання за тривалої дії вітру. Крім того, зазвичай в розрахунках не враховується вплив рельєфу і шорсткості дна водосховища.

Вітрові хвилі, що утворюються на поверхні води водосховища, прийнято розглядати як гравітаційні хвилі. Дані хвилі поділяються на вимушені, вільні та змішані.

Вимушені хвилі – хвилі, що знаходяться під безпосереднім впливом вітру. Вони є тривимірними (просторовими) хвилями.

Вільні хвилі або *хвилі зибі* поширюються після припинення дії вітру, внаслідок інерційних сил. Вони являють собою двомірні або циліндричні хвилі.

Змішані хвилі виникають в результаті накладення вимушених і вільних хвиль. Вони відносяться до тривимірних хвиль.

При взаємодії хвиль зі спорудою відбувається їх часткове або повне відбиття і виникають так звані *відбиті* хвилі. При накладенні відбитих хвиль на набігаючі на споруду, утворюються *інтерферовані* хвилі.

Важливим окремим випадком інтерферованих хвиль є *стоячі* хвилі, які утворюються при підході декількох хвиль постійної висоти до споруди з вертикальною або крутопохилою поверхнею. Висота стоячих хвиль приблизно вдвічі перевищує висоту вільних хвиль за однакової довжини.

При певній критичній глибині води у водосховищі $H_{r,cr}$ вимушені або вільні хвилі переходять в прибійні хвилі, що несуть на собі бурун.

За різкої зміни глибини перед спорудою або в її межах (у разі споруди укісного типу) хвилі закидаються на крутому схилі, утворюючи *хвилі, що розбиваються*.

Зазвичай розглядаються наступні основні елементи і параметри регулярних, двомірних вільних хвиль (рис. 9).

Середня хвильова лінія – лінія, що перетинає запис хвильових коливань так, що сумарні площі, які розташовані вище і нижче за цю лінію, є однаковими. Для регулярної хвилі – горизонтальна лінія, проведена на рівні напівсуми відміток її вершини і підосви.

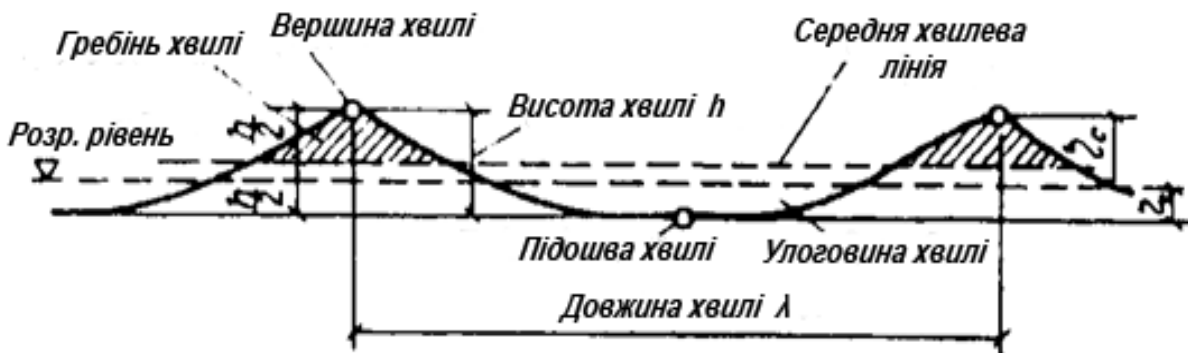


Рисунок 9 – Профіль і елементи хвилі

Гребінь хвилі – частина хвилі, яка розташована вище за середню хвильову лінію.

Вершина хвилі – найвища точка гребня хвилі.

Улоговина хвилі – частина хвилі, розташована нижче за середню хвильову лінію.

Підосва хвилі – найнижча точка улоговини хвилі.

Висота хвилі – перевищення вершини хвилі над сусідньою підосвою на хвильовому профілі.

Довжина хвилі – горизонтальна відстань між вершинами двох суміжних гребнів на хвилевому профілі.

Період хвилі – інтервал часу між проходженням двох суміжних вершин хвиль через фіксовану вертикаль.

Фронт хвилі – лінія на плані схвильованої поверхні, яка проходить по вершинах гребня даної хвилі.

Промінь хвилі – лінія, перпендикулярна до фронту хвилі в даній точці.

Швидкість хвилі – швидкість переміщення гребня хвилі у напрямі її поширення.

Розрахунковий шторм – шторм, що спостерігається один раз протягом заданого ряду років (25, 50 і 100) з такою швидкістю, напрямом, розгоном і тривалістю дії вітру, за яких в розрахунковій точці формуються хвилі з максимальними для такого ряду елементами.

Розрахункова швидкість вітру (для визначення елементів хвиль) – швидкість вітру на висоті 10 м над рівнем води.

Розрахунковий рівень води – рівень, що призначається з урахуванням сезонних і річних коливань, вітрового наганяння води, приливів і відливів.

Розгін хвиль – протяжність охопленої вітром акваторії, виміряна за напрямом вітру до розрахункової точки.

Хвилевий тиск – доля (складова) гідродинамічного тиску, обумовлена хвилюванням на вільній поверхні рідини. Хвилевий тиск визначається як різниця значень гідродинамічного тиску в даній точці простору, зайнятого рідиною, як за наявності хвиль, так і за їх відсутності.

До числа основних розрахункових параметрів хвиль в водосховище відноситься висота h , довжина λ і період τ хвилі. Вважається, що дані параметри залежать від розрахункової швидкості вітру V_w , довжини розгону хвилі L , та середньої глибини води у водосховищі $H_{r,m}$, при розглянутому рівні.

Різними авторами запропоновано велику кількість залежностей для визначення параметрів хвиль у водосховищах. В даний час найбільшого поширення набула методика визначення параметрів хвиль у водосховищах, запропонована С.С. Стрекаловим [50]. Згідно з даною методикою середня висота хвилі h_m , і середній період хвилі T_m , визначаються за наступними емпіричними формулами (в нормах проектування [44] наведено відповідні графіки):

$$\frac{g \cdot h_m}{V_w^2} = 0,16 \cdot \left[1 - \left(1 + 0,006 \cdot \sqrt{\frac{g \cdot L}{V_w^2}} \right)^{-2} \right] \cdot th \left[\frac{0,625 \cdot \left(\frac{g \cdot H_{r,m}}{V_w^2} \right)^{0,8}}{1 - \left(1 + 0,006 \cdot \sqrt{\frac{g \cdot L}{V_w^2}} \right)^{-2}} \right], \quad (41)$$

$$\frac{g \cdot T_m}{V_w^2} = 3,1 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{g \cdot h_m}{V_w^2} \right)^{0,625}. \quad (42)$$

За відомим значенням середнього періоду хвилі T_m може бути знайдено середню довжину хвиль λ_m , за формулою:

$$\lambda_m = \frac{g \cdot T_m^2}{2 \cdot \pi}. \quad (43)$$

Висота хвиль за деякої розрахункової швидкості вітру є різною і є випадковою величиною, для опису якої може бути використано розподіл Вейбулла. Відповідно до даного розподілу висота хвилі h_{P_w} імовірністю перевищення (забезпеченість) P_w в системі хвиль може бути обчислено за емпіричною формулою (в нормах проєктування [44] наведено відповідні графіки):

$$\frac{h_{P_w}}{h_m} = \frac{[-\ln(P_w)]^{0,001 \cdot \left(\sqrt{\frac{g \cdot L}{V_w^2} + 390}\right)}}{\Gamma \left[0,001 \cdot \left(\sqrt{\frac{g \cdot L}{V_w^2} + 390}\right) + 1 \right]}, \quad (44)$$

де Γ – позначення гамма-функції.

Найчастіше розглядається розрахункова хвиля 1% забезпеченості в системі висотою $h_{1\%}$, тобто хвиля, висота якої найбільша зі 100 хвиль.

В результаті взаємодії хвиль з вертикальною або круто похилою гранню бетонної греблі утворюються так звані стоячі хвилі. Тиск даних хвиль на споруду може бути визначено за методом В. К. Штенцеля [59], прийнятому в нормах проєктування [44]. Вихідними даними для розрахунку впливу стоячих хвиль на бетонну греблю є висота хвилі h забезпеченість P_w в системі хвиль, середня довжина хвилі λ_m , середній період хвилі T_m і глибина води у водосховищі перед греблею H_r . Сам розрахунок зводиться до визначення піднесення або пониження хвильової поверхні у споруди, а також значень хвильового тиску за глибиною в розрахункові моменти часу. При цьому ділянка водосховища перед греблею зазвичай розглядається як глибоководна зона.

Піднесення або пониження вільної хвильової поверхні η перед греблею, напірна грань якої може розглядатися як вертикальна стіна, в момент часу t визначається за формулою:

$$\eta = -h \cdot \cos(\omega \cdot t) - \frac{1}{2} \cdot k \cdot h^2 \cdot \text{cth}(k \cdot H_r) \cdot \cos^2(\omega \cdot t), \quad (45)$$

де $\omega = 2 \cdot \pi / T_m$ – кругова частота хвилі;

$k = 2 \cdot \pi / \lambda_m$ – хвильове число.

Тиск стоячої хвилі p на вертикальну стіну в точці на глибині z від

статичного рівня в будь-який момент часу t може бути знайдено за формулою:

$$p = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot \left[e^{-k \cdot z} \cdot \cos(\omega \cdot t) - \frac{1}{2} \cdot k \cdot h \cdot e^{-2 \cdot k \cdot z} \cdot \cos^2(\omega \cdot t) - \frac{1}{2} \cdot k \cdot h \cdot (1 - e^{-2 \cdot k \cdot z}) \cdot \cos[2 \cdot (\omega \cdot t)] - \frac{1}{2} \cdot k^2 \cdot h^2 \cdot e^{-3 \cdot k \cdot z} \cdot \cos[2 \cdot (\omega \cdot t)] \cdot \cos(\omega \cdot t) \right]. \quad (46)$$

де, як і раніше, ρ_w – щільність води; g – прискорення вільного падіння.

Норми проєктування [44] регламентують наступні випадки розрахунку впливу стоячих хвиль на вертикальну стіну при таких значеннях величини $\cos(\omega \cdot t)$:

а) $\cos(\omega \cdot t) = 1$ – при підході до стіни вершини хвилі, що підноситься над розрахунковим рівнем на величину η_{max} ;

б) $\cos(\omega \cdot t) < 1$ – при максимальному значенні горизонтального лінійного хвильового навантаження для гребня хвилі, що підноситься над розрахунковим рівнем на величину η_c ; в даному випадку значення $\cos(\omega \cdot t)$ визначається за формулою:

$$\cos(\omega \cdot t) = \frac{\lambda_m}{\pi \cdot h \cdot (4 \cdot k \cdot H_r - 3)}; \quad (47)$$

в) $\cos(\omega \cdot t) = -1$ – при максимальному значенні горизонтального лінійного хвильового навантаження для підосви хвилі, розташованої нижче за розрахунковий рівень на величину η_t .

На рисунку 10 показано епюри тиску стоячої хвилі на вертикальну стіну для наведених вище розрахункових випадків.

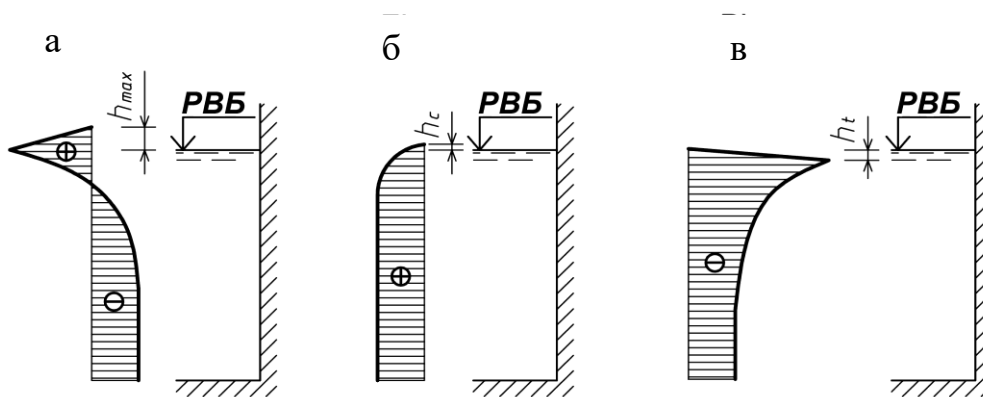


Рисунок 10 – Епюри тиску стоячої хвилі на вертикальну стіну:

а – при підході до греблі вершини хвилі, що підноситься над розрахунковим рівнем на величину η_{max} ; б – при максимальному значенні горизонтального лінійного хвильового навантаження для гребня хвилі, що підноситься над розрахунковим рівнем на величину η_c ; в – при максимальному значенні горизонтального лінійного хвильового навантаження для підосви хвилі, розташованої нижче за розрахунковий рівень на величину η_t

Як видно з рисунка 10, а при підході до греблі вершини хвилі, що підноситься над розрахунковим рівнем на величину η_{max} , епюра хвильового тиску є двозначною: у верхній частині греблі має місце значний позитивний хвильовий тиск, а в нижній частині – негативний хвильовий тиск. Така епюра хвильового тиску зазвичай використовується при виконанні розрахунків поверхневих затворів, розташованих на гребні водозливної греблі.

Епюра хвильового тиску при максимальному значенні горизонтального лінійного хвильового навантаження для гребня хвилі, що підноситься над розрахунковим рівнем на величину η_c , показана на рисунку 10, б. Ординати цієї епюри за всією висотою мають позитивні значення. Така епюра хвильового тиску зазвичай використовується при виконанні розрахунків напружено-деформованого стану, міцності та стійкості бетонних гребель.

Епюра хвильового тиску при максимальному значенні горизонтального лінійного хвильового навантаження для підошви хвилі, розташованої нижче за розрахунковий рівень на η_t , показана на рисунку 10, в. Ординати цієї епюри за всією висотою мають негативні значення.

Силу хвильового тиску P_w може бути визначено як площу епюри хвильового тиску. Точку прикладання даної сили може бути знайдено як відношення статичного моменту площі епюри хвильового тиску S_w до сили P_w .

Основні питання теорії вітрових хвиль, їх впливу на гідротехнічні споруди докладно викладено в роботі [50]. Там же наведено приклади найбільш важливих розрахунків.

Значення висоти вітрового нагону води перед греблею Δh , м, які мають враховуватися при визначенні позначки гребня глухої греблі, згідно з нормами проєктування [44], може бути знайдено за формулою:

$$\Delta h = k_w \cdot \frac{V_w^2 \cdot L}{g \cdot H_{r,m}} \cdot \cos \alpha_w, \quad (48)$$

де V_w – розрахункова швидкість вітру, м/с;

L – довжина охопленої вітром водної акваторії (довжина розгону хвилі), м;

$H_{r,m}$ – середня глибина води у водосховищі, м;

α_w – кут між поздовжньою віссю водосховища і напрямком вітру;

k_w – коефіцієнт, значення якого приймається в залежності від швидкості вітру відповідно до виразу:

$$k_w = [2,1 + 0,9 \cdot (V_m - 20)] \cdot 10^{-6}. \quad (49)$$

Розглянемо тепер важливе питання визначення розрахункових швидкостей вітру.

При виконанні розрахунків гідротехнічних споруд в якості розрахункових швидкостей вітру, згідно з діючими нормами проєктування [16, 43, 44],

приймаються максимальні швидкості вітру різної щорічної імовірності перевищення (або забезпеченості) p_w в залежності від виду виконуваних розрахунків і класу споруди. Значення цих швидкостей визначаються за результатами статистичної обробки даних спостережень на метеостанціях.

Розрахункова швидкість вітру повинна визначатися на висоті 10 м над розрахунковим рівнем води у водосховищі. При цьому у разі, якщо спостереження проводяться при іншій висоті, слід привести розрахункову швидкість вітру до висоти 10 м за допомогою коефіцієнтів, наведених у нормах проєктування [44].

Для визначення хвильового тиску на бетонні греблі параметри хвиль у водосховищі слід визначати при розрахункових швидкостях вітру, відповідних щорічним можливостям перевищення p_w , які приймаються в залежності від розглянутого поєднання навантажень і класу греблі:

– якщо хвильовий тиск розглядається як короткочасне навантаження $p_w = 50\%$;

– якщо хвильовий тиск розглядається як особливе навантаження для гребель класів СС3 і СС2-1 (I і II) $p_w = 2\%$, для гребель класів СС2-2 і СС1 (III і IV) $p_w = 4\%$.

При визначенні позначки гребня бетонної греблі параметри хвиль у водосховищі та висоту вітрового нагону води слід визначати при розрахункових швидкостях вітру, відповідних щорічним можливостям перевищення p_w , які приймаються в залежності від класу греблі, розглядуваного поєднання навантажень і впливів, якому відповідав би розрахунковий рівень води у водосховищі:

– для основного сполучення навантажень і впливів при нормальному підпорному рівні води у водосховищі для гребель класів СС3 і СС2-1 (I і II класів) $p_w = 2\%$, для гребель класів СС2-2 і СС 1 (III і IV класів) $p_w = 4\%$;

– для особливого сполучення навантажень і впливів при форсованому підпорному рівні води у водосховищі для гребель класів СС3 і СС2-1 (I і II класів) $p_w = 20\%$, для гребель класу СС2-2 (III класу) $p_w = 20\%$, для гребель класу СС1 (IV класу) $p_w = 50\%$.

Відзначимо, що параметри хвиль у водосховищі й висота вітрового нагону води перед спорудою повинні визначатися для найбільш несприятливого напрямку, для якого слід приймати розрахункові значення швидкості вітру та довжини розгону хвилі.

6.7 Тиск льоду

При проєктуванні гребель в районах з суворими кліматичними умовами необхідно зважати на можливість впливу на споруду значних льодових навантажень. Розрахункова товщина льоду, що утворюється на поверхні водосховища в зимовий час, визначається спеціальними розрахунками в залежності від значень негативних температур повітря і тривалості морозного

періоду, проточності водосховища та інших факторів.

Розрізняють статичний і динамічний тиск льоду. Статичний тиск льоду на споруду може виникнути внаслідок температурного розширення суцільного крижаного покриву при підвищенні температури повітря (а, отже, і льоду). Крім того, статичний тиск льоду може виникнути в результаті навалу крижаного поля або зажорної маси льоду під впливом течії або вітру. Для запобігання статичного тиску льоду в період експлуатації передбачаються такі заходи, як сколювання льоду, підтримання незамерзаючої ополонки перед спорудою. Динамічний тиск на споруду надають рухомі крижини.

Інтенсивність тиску льоду на споруду не перевищує наступної величини:

$$q_{ice} = 0,5 \cdot R_c \cdot h_{ice}, \quad (50)$$

де q_{ice} – тиск льоду, віднесений до одиниці довжини греблі;

h_{ice} – розрахункова товщина льоду, значення якої визначаються в залежності від кліматичних умов району будівництва гідровузла;

R_c – межа міцності льоду на стиск, що приймається в залежності від середньодобової температури повітря T в межах від 0,45 МПа при $T = 0^\circ\text{C}$ до 1,5 МПа при $T = -30^\circ\text{C}$. Рівнодіюча сили тиску льоду вважається прикладеною нижче за розрахунковий рівень води на $0,3 \cdot h_{ice}$.

У нормах проектування [44] викладено методику визначення навантажень і впливів льоду для різних розрахункових випадків і різних умов взаємодії льоду і споруди. При цьому можуть бути визначені навантаження від рухомих крижаних полів, навантаження від суцільного крижаного покриву при його температурному розширенні, навантаження від зажорних мас льоду, навантаження від примерзлого до споруди крижаного покриву при зміні рівня води.

Відзначимо, що до теперішнього часу питання, що пов'язані із визначенням тиску льоду, вивчено недостатньо.

6.8 Тиск наносів

Наноси, що відклалися у водосховище, надають істотний тиск на греблю. Характер наносів залежить від глибини водосховища й витрати твердого стоку. На гірських річках у гребель невеликої висоти відкладаються піщані та піщано-гравійні наноси. У високих гребель, що утворюють глибокі водосховища, відкладаються частки мулу, глини та колоїдні частинки. Розрахункова висота шару наносів h_{ws} і відповідна відмітка їх поверхні z_{ws} визначаються водогосподарськими розрахунками (рис. 11).

При визначенні тиску піщаних і піщано-гравелистих наносів на бетонні греблі, розташовані на скельній основі, необхідно мати на увазі наступні обставини. Відкладення наносів у водосховищі перед греблюю і, отже,

формування їх тиску на греблю відбувається протягом тривалого періоду експлуатації гідровузла. Збільшення тиску наносів у міру їх відкладення перед греблею супроводжується зростанням відповідних горизонтальних переміщень споруди. У разі скельної основи дані переміщення незначні й ними можна знехтувати. Значно більші горизонтальні переміщення греблі, які викликані гідростатичним тиском з боку верхнього б'єфу, відбудуться задовго до прикладання тиску наносів. Тому тиск піщаних і піщано-гравелистих наносів слід визначати як тиск спокою зваженого у воді ґрунту наносів. При визначенні даного тиску спокою використовуються підходи механіки ґрунтів, що регламентовані нормами проектування [46].

У разі вертикальної напірної грані греблі епюра горизонтального тиску піщаних і піщано-гравелистих наносів приймається трикутною (рис. 11, а). При цьому, інтенсивність тиску наносів p_{ws} на глибині h_w від їх поверхні, що визначається без урахування сил тертя ґрунту по напірній грані греблі, може бути знайдено за формулою:

$$p_{ws} = (\rho_{ws} - \rho_w) \cdot g \cdot h_{ws} \cdot \xi_0, \quad (51)$$

де ρ_{ws} і ρ_w – відповідно щільність ґрунту наносів, насиченого водою, та щільність води;

ξ_0 – коефіцієнт бокового тиску ґрунту наносів, який дорівнює:

$$\xi_0 = \frac{\nu_{ws}}{1 - \nu_{ws}}; \quad (52)$$

ν_{ws} – коефіцієнт Пуассона ґрунту наносів.

Значення характеристик ґрунтів наносів ρ_{ws} і ν_{ws} повинні визначатися на основі спеціальних досліджень. При виконанні розрахунків на попередніх стадіях проектування можуть бути прийняті наступні значення ρ_{ws} і ν_{ws} :

– для пухких пісків за коефіцієнту пористості $e = 0,9$ – $\rho_{ws} = 1900$ кг/м³, $\nu_{ws} = 0,39$;

– для пісків середньої щільності за коефіцієнту пористості $e = 0,7$ – $\rho_{ws} = 2000$ кг/м³, $\nu_{ws} = 0,34$;

– для щільних пісків за коефіцієнту пористості $e = 0,5$ – $\rho_{ws} = 2100$ кг/м³, $\nu_{ws} = 0,31$.

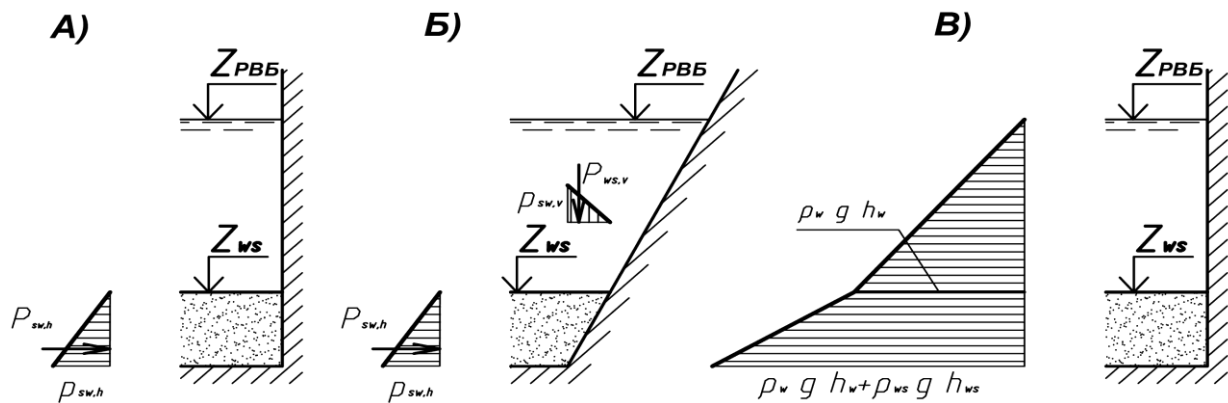


Рисунок 11 – Епюри тиску наносів на напірну грань греблі:

а – епюра тиску піщаних і піщано-гравелистих наносів на вертикальну напірну грань греблі; б – епюра тиску піщаних і піщано-гравелистих наносів на похилу напірну грань греблі; в – епюра тиску води і наносів, які розглядаються як важка рідина, на вертикальну напірну грань греблі

У разі похилої напірної грані греблі під кутом α до горизонту матиме місце горизонтальний й вертикальний тиск піщаних і піщано-гравелистих наносів. Епюри даних навантажень, як і в попередньому випадку, приймаються у вигляді трикутників (рис. 11, б). Обумовлене в припущенні відсутності тертя ґрунту по напірній грані греблі значення інтенсивності тиску наносів ρ_{ws} на глибині h_{ws} від їх поверхні може бути знайдено за формулою (51), в якій значення коефіцієнта бокового тиску ґрунту наносів ξ_0 слід обчислювати за кожною із наступних формул:

$$\xi_0 = \frac{\cos^2 \left[0,5 \cdot (\alpha + \phi_{ws,r}) \right]}{\cos^2 \left[0,5 \cdot (\alpha - \phi_{ws,r}) \right]} \quad \text{або} \quad \xi_0 = \frac{\sin^2 (\alpha + \phi_{ws,r})}{\left[\sin (\alpha) + \sin (\phi_{ws,r}) \right]^2} \quad (53)$$

де α – кут нахилу напірної грані греблі до горизонту;

ρ_{ws} і ρ_w – як і раніше, щільність ґрунту наносів, насиченого водою та щільність води;

$\phi_{ws,r}$ – умовне значення кута внутрішнього тертя ґрунту наносів, що визначається за формулою [46]:

$$\phi_{ws,r} = \arcsin (1 - 2 \cdot \nu_{ws}). \quad (54)$$

Інтенсивність вертикального тиску піщаних і піщано-гравелистих наносів $\rho_{ws,v}$ на глибині h_{ws} від їх поверхні, яка визначається без урахування сил тертя ґрунту по напірній грані греблі, може бути знайдено за формулою:

$$\rho_{ws,v} = \rho_{ws,h} \cdot \operatorname{ctg} (\alpha). \quad (55)$$

Горизонтальна $P_{ws,h}$ і вертикальна $P_{ws,v}$ складові сили тиску піщаних і піщано-гравелистих наносів визначаються як відповідні площі епюр

інтенсивності тиску $p_{ws,h}$ і $p_{ws,v}$.

Тиск піщаних і піщано-гравелистих наносів на невеликі греблі, які розташовані на піддатливих нескельних основах, може розглядатися як активний тиск. У разі вертикальної напірної грані греблі силу тиску наносів P_{ws} може бути знайдено за наведеною в нормах проектування [46] формулою Кулона:

$$P_{ws} = \frac{1}{2} \cdot (\rho_{ws} - \rho_w) \cdot g \cdot h_{ws}^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{ws}}{2} \right), \quad (56)$$

де ϕ_{ws} – кут внутрішнього тертя ґрунту наносів.

У глибоких малопроточних водосховищах перед греблею відкладаються дрібні наноси у вигляді глинистих, мулистих та колоїдних частинок, між якими практично відсутні зв'язки. У даному випадку шар наносів прийнято розглядати як шар важкої рідини щільністю ρ_{ws} , яка не володіє внутрішнім тертям. Гідростатичний тиск в такій рідині p_{ws} на глибині h_{ws} від поверхні наносів може бути визначено за формулою:

$$p_{ws} = \rho_w \cdot g \cdot h_w + \rho_{ws} \cdot g \cdot h_{ws}, \quad (57)$$

де ρ_w – щільність води;

h_w – глибина води над поверхнею наносів.

Щільність важкої рідини, яка містить наноси, ρ_{ws} , та враховується у формулі (57), слід визначати на основі спеціальних досліджень. На попередніх етапах проектування значення ρ_{ws} може прийматися в межах від $\rho_{ws} = 1200 \text{ кг/м}^3$ до $\rho_{ws} = 1500 \text{ кг/м}^3$.

На рисунку 11,в показано епюру тиску води й наносів на напірну грань греблі, які розглядаються як важка рідина.

Контрольні питання

1. Описати навантаження від власної ваги споруди та обладнання.
2. Описати гідростатичний тиск, що діє на гідротехнічні споруди.
3. Описати зважувальний та фільтраційний тиск на підошву споруди.
4. Описати уточнену методику визначення силового впливу води на гідротехнічні споруди.
5. Описати гідродинамічний тиск потоку води.
6. Описати тиск вітрових хвиль на гідротехнічні споруди.
7. Описати тиск льоду на гідротехнічні споруди.
8. Описати тиск наносів на гідротехнічні споруди.

7 ТЕМПЕРАТУРНІ ВПЛИВИ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

7.1 Загальні відомості про температурні впливи на гідротехнічні споруди

Важливими розрахунками, які повинні виконуватися при проектуванні гідротехнічних споруд, є розрахунки термічного (температурного) режиму, який змінюється в часі, та пов'язаних з даним режимом температурних впливів на такі споруди.

Слід зазначити, що найбільший вплив температурні впливи надають на бетонні та залізобетонні споруди.

Зміна термічного режиму гідротехнічної споруди відбувається внаслідок сезонних коливань температури навколишнього середовища (повітря і води у водосховищі), інсоляції низової грані споруди, впливу теплового потоку з основи, штучного підігрівання або охолодження конструкцій та інших чинників. Тому гідротехнічні споруди знаходяться в складних температурних умовах, які безперервно змінюються в часі.

Термічний режим споруди в кожен даний момент часу характеризується температурним полем, що представляє собою сукупність температур в межах розрахункової області для системи «споруда–основа».

Нерівномірне температурне поле, що змінюється в часі, викликає появу в споруді температурних напружень. Температурні напруження, що виникають в споруді, можуть бути причиною утворення тріщин. Тріщини, які порушують монолітність споруди, знижують її надійність і довговічність. У деяких випадках тріщини призводять до зміни статичної схеми роботи споруди та іноді до втрати несучої здатності конструкції.

При проектуванні бетонних гідротехнічних споруд виникає необхідність визначення в них температурних полів і спричинених ними температурних напружень. Крім того, необхідно виконати оцінку можливості утворення температурних тріщин і їх небезпеки для міцності споруди. З метою вирішення даних задач виконуються розрахунки термічного режиму і термонапруженого стану таких споруд.

Слід зазначити, що формування температурних полів і полів температурних напружень в бетонній споруді починається з моменту початку її зведення. Воно триває протягом усього періоду будівництва та експлуатації споруди. При розрахунках термічного режиму і термонапруженого стану бетонних споруд зазвичай розглядають два розрахункових періоди – будівельний та експлуатаційний.

Температурні розрахунки споруди в будівельний період зазвичай починаються з розрахунків блоків бетонування, на які розбитий масив споруди. Розглянемо формування температурного режиму блоку бетонування. Бетонна суміш, що укладається в блок, зазвичай має температуру, відмінну від температури повітря і основи блоку. Влітку температура бетонної суміші зазвичай нижча за температуру навколишнього середовища, а взимку – вище. Укладений в блок бетон надалі розігрівається внаслідок екзотермії при гідратації

цементу. Одночасно йде процес охолодження блоку з поверхонь внаслідок різниці температур поверхні блоку і навколишнього середовища. Укладання бетону в сусідні та вище розташовані блоки і заходи по догляду за бетоном (полив поверхні, штучне охолодження тощо) істотно впливають на температурний режим блоку і системи блоків. В результаті утворюється нестационарне вельми нерівномірне температурне поле в даному блоці або системі блоків. Під дією даного температурного поля виникає нестационарне поле температурних напружень в блоці або системі блоків. Формування і подальша зміна поля температурних напружень ускладнюється такими факторами як зростання з віком модуля пружності бетону, вельми значна в ранньому віці повзучість бетону, зміна статичної схеми роботи конструкції в моменти укладання бетону в сусідні та вище розташовані блоки.

Зміна температурного поля і поля температурних напружень не закінчується в момент завершення зведення споруди та наповнення водосховища. Воно триває до повного охолодження кладки споруди. Надалі температурний режим і термонапружений стан споруди визначається тільки сезонними коливаннями температури навколишнього середовища (повітря і води).

Таким чином, для оцінки впливу температурних впливів на бетонні та залізобетонні споруди необхідно виконати два розрахунки (або розрахункових дослідження). Перший розрахунок пов'язаний з визначенням температурного поля в греблі, яке змінюється в часі. Другий розрахунок пов'язаний з визначенням поля температурних напружень в споруді. При цьому в якості вихідних даних використовуються результати першого розрахунку. Нижче викладено підходи до вирішення зазначених задач.

7.2 Основні фактори, що впливають на термічний режим гідротехнічних споруд

На формування термічного режиму бетонних і залізобетонних гідротехнічних споруд впливає велика кількість чинників. Дані фактори можуть бути розділені на дві групи – природні й виробничо-технологічні.

До числа природних факторів, пов'язаних з кліматичними умовами району розташування бетонної греблі, відносяться:

- зміна в часі температури повітря в районі розташування споруди, що має враховуватися в будівельний та експлуатаційний періоди;
- температура води у водосховищі, що змінюється в часі, яка визначає температуру в зоні верхової грані споруди в експлуатаційний період;
- температура води в річці, що змінюється в часі, в період будівництва, а також температура води в нижньому б'єфі споруди в експлуатаційний період;
- температура підземних вод в основі споруди, що змінюється в часі, від якої залежить її термічний режим в будівельний період, а також сезонні зміни температури фільтраційних вод, що омивають підшву споруди, від яких залежить термічний режим споруди в експлуатаційний період;

– інтенсивність сонячної радіації, яка має враховуватися в будівельний та експлуатаційний періоди;

– геотермічний потік з надр Землі, який слід враховувати на нижній межі виділеної розрахункової області основи.

До числа виробничо-технологічних факторів відносяться:

– тепловиділення в бетоні, який твердіє, що виникає внаслідок екзотермічної реакції при гідратації цементу;

– прийнята послідовність зведення і розрізання споруди на блоки бетонування, в тому числі бетонування гребель тонкими шарами з укоченого бетону;

– застосування трубного охолодження бетонної кладки шляхом пропуску охолоджуючого розчину по системі змішувиків, закладених в блоки бетонування;

– полив поверхні блоків бетонування охолодженою водою або водою, яка забирається безпосередньо з річки;

– використання утепленої опалубки й наметів при бетонуванні в зимових умовах споруд, розташованих в районах з суворим кліматом.

Крім того, з боку низової грані споруди, розташованої в районах з суворими кліматичними умовами, іноді влаштовуються теплозахисні стінки, застосовується штучний підігрів окремих частин споруди та інші заходи, які забезпечують її сприятливий термічний режим. Дані обставини також повинні враховуватися при виконанні температурних розрахунків споруд.

Розглянемо найбільш суттєві з зазначених факторів, що впливають на термічний режим бетонних і залізобетонних гідротехнічних споруд.

Зміна температури повітря в районі розміщення споруди є найважливішим і в ряді випадків визначальним фактором, що впливає на температурний режим бетонної споруди. Основні параметри, що характеризують зміну температури повітря, отримують на основі обробки даних метеорологічних спостережень за досить тривалий проміжок часу (30 – 50 років). У загальному випадку температура повітря в кожному конкретному місці може розглядатися як випадкова функція часу.

Однією з важливих характеристик є *середньобагаторічна температура повітря* $T_{a,m}$, яка в залежності від розташування об'єкта будівництва може коливатися в досить широкому діапазоні. Нижче наведено середньобагаторічні температури повітря для деяких гідроенергетичних об'єктів з високими бетонними греблями:

Велика енергетична гребля	
Ефіопського відродження (Ефіопія)	28,0 °C
ГЕС Нам Чиєн (В'єтнам)	19,2 °C
Інгурська ГЕС (Росія)	14,0 °C
Чіркейська ГЕС (Росія)	12,2 °C
Дніпровська ГЕС (Україна)	9,6 °C
Токтогульська ГЕС (Киргизстан)	8,3 °C

Саяно-Шушенська ГЕС (Росія)	0,5 °С
Красноярська ГЕС (Росія)	– 0,4 °С
Усть-Іллімська ГЕС (Росія)	– 3,9 °С
Зейська ГЕС (Росія)	– 4,5 °С
Мамаканська ГЕС (Росія)	– 5,8 °С
Канкунська ГЕС (Росія)	– 10,4 °С

Середньорічна температура повітря для кожного конкретного року незначно відрізняється від середньобаторічної температури – на 1–1,5 °С. Тому середньобаторічна температура повітря може розглядатися як досить стабільна характеристика.

Для оцінки *сезонних (річних) коливань* температури повітря використовуються середньомісячні значення температури. На рисунку 12 наведено приклади зміни середніх багаторічних значень середньомісячних температур повітря для трьох гідровузлів, розташованих в різних кліматичних районах.

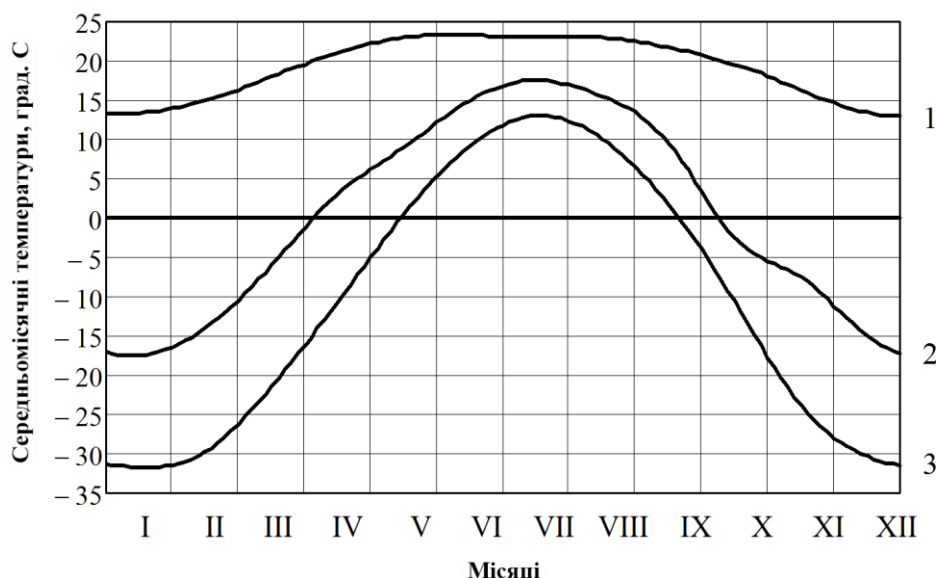


Рисунок 12 – Зміна середньомісячних температур повітря в різних кліматичних районах:
1 – ГЕС Нам Чиєн; 2 – Саяно-Шушенська ГЕС; 3 – Канкунська ГЕС

Для опису зміни середньомісячних температур протягом року T_a часто застосовується закон гармонійних коливань у вигляді косинусоїди, який дозволяє використовувати аналітичні рішення задач теплопровідності для оцінки термічного режиму бетонних гребель в експлуатаційний період:

$$T_a = T_{a,m} + T_{a,A} \cdot \cos[\omega \cdot (t - t_{a,0})], \quad (58)$$

де $T_{a,m}$ – середньорічна температура повітря;

$T_{a,A}$ – амплітуда коливань середньомісячних температур повітря;

ω – кругова частота коливань, що дорівнює $\omega = 2 \cdot \pi / t_{p,os}$;

$t_{p,os}$ – період річних коливань ($t_{p,os} = 12$ місяців = 365,42 доби = 8765,81 години = $31,557 \cdot 10^6$ с);

$t_{a,0}$ – відлічуваний від початку року момент часу, що відповідає найбільш високій температурі (наприклад, значення $t_{a,0} = 181$ діб відповідає 15-му липня);

t – момент часу, в який визначається температура повітря (значення t також відраховується від початку року).

Середньомісячні значення температури повітря використовуються при виконанні розрахунків температурного режиму і термонапруженого стану бетонних споруд в експлуатаційний період. Відповідно до норм проєктування [16, 43], при основних сполученнях навантажень і впливів розглядається розрахунковий рік із середньою багаторічною амплітудою коливань середньомісячних температур. В аварійних (особливих) поєднаннях навантажень, відповідних особливим температурним впливам, слід розглядати розрахунковий рік з максимальною амплітудою коливань середньомісячних температур, а також рік з максимально низькою середньомісячною температурою.

Для попередньої характеристики температурних умов проєктування і будівництва гідротехнічних споруд в роботі [54] запропоновано класифікацію температурних впливів по суворості клімату (табл. 5).

Таблиця 5 – Класифікація температурних впливів за суворістю клімату

Ступінь суворості температурних впливів	Середньобагаторічна температура повітря $T_{a, m}, ^\circ\text{C}$	Амплітуда коливань середньомісячних температур $A_{T, a}, ^\circ\text{C}$
Сприятливі	12 і вище	22 і менше
Середні	6–12	28–30
Суворі	близько 0	36–38
Особливо суворі	–5 і нижче	44–46

На попередніх етапах проєктування відповідальних споруд, а також на остаточних етапах проєктування невеликих споруд дані про розрахункові температури повітря можуть прийматися за рекомендаціями норм проєктування [19, 47].

Для виконання детальних розрахунків термічного режиму бетонних споруд в експлуатаційний період можуть використовуватися дані про *місячні* та *декадні* зміни температури повітря.

При виконанні температурних розрахунків блоків бетонування в будівельний період слід враховувати *добові* зміни температури повітря для відповідного періоду часу бетонування.

Зміна температури води у водосховищі. В експлуатаційний період температурний режим водосховища визначає температуру бетону поблизу

напірної грані і термічний режим споруди в цілому, а також температурний режим основи споруди. Характер зміни температури води в часі та за глибиною водосховища залежить від ряду факторів. У число даних факторів входить глибина і проточність водосховища, кліматичні чинники, які включають температуру повітря, швидкість вітру та інші.

При оцінці термічного режиму глибокого водосховища зазвичай розглядають дві зони за глибиною водосховища: верхню зону глибиною до 40 м, в межах якої має місце інтенсивна зміна температури води, як за глибиною, так і в часі, та нижню, в межах якої зміна температури води незначна.

Розглянемо особливості температурного режиму непроточних глибоких водосховищ (глибиною понад 100 м), що утворюються високими бетонними греблями. Даний режим для розглянутих водосховищ в основному залежить від сезонних коливань температури повітря.

В умовах теплого клімату температури поверхні води у водосховищі близькі до середньомісячних температур повітря. Зазвичай максимальна середньомісячна температура поверхні води перевищує на 1–3 °С максимальну середньомісячну температуру повітря. Амплітуда коливань температури поверхні води може досягати 20–25 °С. Поблизу дна водосховища температура води близька до мінімальної середньомісячної температури повітря. Амплітуда коливань даної температури не перевищує 1–2 °С. На рисунку 13, а наведено вид графіків зміни за глибиною мінімальних і максимальних температур води у водосховищі, розташованому в районі з теплим кліматом.

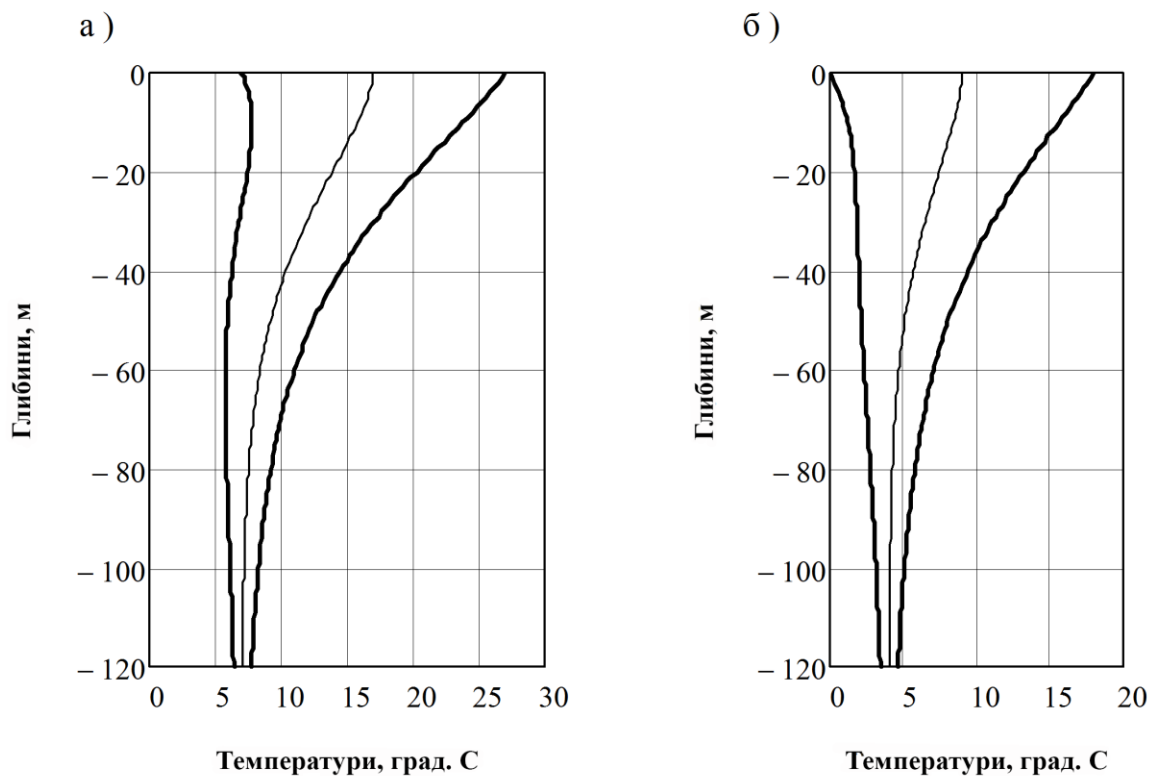


Рисунок 13 – Зміна за глибиною максимальних і мінімальних температур води в непроточних глибоких водосховищах:

а) в районах з теплим кліматом; б) в районах з суворим кліматом

Якщо водосховище розташоване в районі з суворим кліматом, коли в зимовий період мають місце негативні середньомісячні температури повітря, температури поверхні води в літній період близькі до середньомісячних температур повітря з відхиленнями 1–3 °С в ту чи іншу сторону. У зимовий період, після утворення льодового покриву, температура поверхні води близька до 0 °С і може залишатися такою протягом декількох місяців.

Амплітуда коливань температури поверхні води близька до значення середньомісячної температури найбільш теплого місяця. Температура води у дна водосховища в даному випадку близька до 4 °С, тобто до температури, яка відповідає максимальній щільності води. Амплітуда коливань даної температури незначна і не перевищує 1–2 °С. На рисунку 13,б наведено вид графіків зміни за глибиною мінімальних і максимальних температур води у водосховищі, розташованому в районі із суворим кліматом.

Слід зазначити, що має місце зміщення за фазою коливань температури поверхні води у водосховищі в порівнянні з коливаннями температури повітря на 1–1,5 місяці.

На остаточних етапах проектування гідровузлів прогнозний термічний режим водосховищ встановлюється на основі спеціальних розрахунків. Методи і підходи, які використовуються в таких розрахунках, викладено в спеціальній літературі (див., наприклад, [38, 52 та ін.]).

Для оцінки термічного режиму водосховищ на попередніх етапах проектування зазвичай використовуються дані натурних спостережень за сезонними коливаннями температури води на експлуатованих водосховищах-аналогах, які мають параметри, близькі до параметрів проєктованого водосховища, і розташованих в районах з кліматичними умовами, близькими до кліматичних умов району розміщення проєктованого гідровузла. Можуть також виконуватися наближені розрахунки, наприклад, з використанням методики, викладеної в [7].

Зміна температури річкової води і температури підземних вод. Відомості про природну температуру річкової води необхідні при виконанні розрахунків термічного режиму бетонних споруд в будівельний період в разі пропуску будівельних витрат води через недобудовані споруди. Крім того, дані відомості використовуються при проєктуванні заходів з регулювання температурного режиму бетонної кладки в будівельний період, зокрема, при проєктуванні трубного охолодження бетонних блоків, коли в якості охолоджувача застосовується природна річкова вода.

Характер зміни температури річкової води залежить від кліматичних умов району розташування річки, умов джерел живлення річки водою та інших чинників. Максимальні температури води в річках зазвичай нижче за максимальні середньомісячні температури повітря на 10–15 °С. У районах з негативними зимовими температурами повітря температура річкової води в зимовий період близька до 0 °С.

Дані про природні температури річкової води отримують на основі аналізу результатів гідрологічних досліджень і гідрометеорологічних спостережень за

досить тривалий період (30 – 50 років).

В експлуатаційний період температура води в нижньому б'єфі греблі може впливати на температурний режим частин споруди, що омиваються водою, і в загальному випадку на термічний режим системи «споруда–основа». Значення і характер зміни температури води в нижньому б'єфі залежать від температурних умов у водосховищі в зоні розташування водоприймачів водопропускних споруд гідровузла.

Температура підземних вод може мати значний вплив на термічний режим біляскальних (прискальних) блоків бетонування, що необхідно враховувати при виконанні температурних розрахунків бетонних споруд в будівельний період. У природних умовах дані про становище поверхні та про сезонні зміни температури ґрунтових вод отримують на основі гідрогеологічних досліджень.

Після наповнення водосховища разом зі зміною гідрогеологічного режиму основи споруди (виникнення фільтраційного потоку, викликаного різницею рівнів верхнього та нижнього б'єфів) відбувається зміна термічного режиму підземних вод. При цьому температура підземних вод через деякий час експлуатації споруди стає близькою до температури води в нижніх шарах водосховища. Дану обставину необхідно враховувати при виконанні розрахунків термічного режиму споруди в експлуатаційний період.

Сонячна радіація або інсоляція, яка представляє собою потік променевої енергії що дійшла від Сонця до земної поверхні, може мати значний вплив на температуру поверхні блоків бетонування в будівельний період і на температуру низової грані бетонної споруди в експлуатаційний період.

Прийнято вважати, що сонячна радіація складається з *прямої* та *розсіяної* радіації. Пряма радіація є переважаючою складовою сонячної радіації (близько 3/4 сумарної радіації) і являє собою променисту енергію, що приходить безпосередньо від Сонця при безхмарному небі. Розсіяна радіація, що надходить з усіх точок небосхилу, утворюється внаслідок розсіювання частини сонячної радіації в атмосфері. Саме розсіяна радіація створює денне світло і надає колір неба.

Значення інтенсивності сонячної радіації залежить від ряду факторів:

- від географічної широти місцевості – значення радіації збільшується від полюсів до екватора;
- від щільності та вологості повітря – чим вище дані характеристики, тим нижче значення радіації;
- від річного і добового руху Землі;
- від положення поверхні, що сприймає радіацію – для горизонтальної поверхні значення радіації вище, а для вертикальної – нижче.

Наприклад, максимальна годинна сумарна сонячна радіація S_{max} в липні місяці на горизонтальну поверхню при безхмарному небі для географічної широти 40° п.ш. становить 968 Вт·год / м², а для широти 60 градусів п.ш. – 784 Вт·год / м². У разі вертикальної поверхні значення S_{max} для географічної широти 40° п.ш. в залежності від орієнтації поверхні становить: при південній орієнтації 415 Вт·год / м²; при східній і західній орієнтації 737 Вт·год / м²; при

північній орієнтації 209 Вт·год / м².

У нормах проектування [17, 19, 47] наведено дані для визначення сумарної (прямої та розсіяної) сонячної радіації при безхмарному небі в залежності від географічної широти, місяця розрахункового року і положення розрахункової поверхні, що сприймає радіацію.

Частина сонячної радіації поглинається земною поверхнею (*поглинена радіація*), а інша частина відбивається від цієї поверхні (*відображена радіація*). Ступінь поглинання сонячної радіації оцінюється коефіцієнтом поглинання сонячної радіації ε , значення якого для бетону, згідно з нормами проектування [17, 19, 34] може бути прийнято рівним $\varepsilon = 0,7$. Слід також мати на увазі, що внаслідок поглинання сонячної радіації земна поверхня нагрівається й сама випромінює тепло в атмосферу.

Нижче викладено деякі підходи, які дозволяють врахувати вплив сонячної радіації при виконанні розрахунків температурного режиму бетонних споруд.

Геотермічний потік з надр Землі. У земній корі має місце спрямований від ядра до земної поверхні геотермічний (тепловий) потік, джерелами якого є розпад довгоживучих радіоактивних ізотопів, гравітаційна диференціація речовини ядра та інші чинники. Середня щільність теплового потоку в межах поверхні всієї земної кулі становить близько 87 мВт/м², в районах океанського дна – в середньому близько 100 мВт/м², на континентальних щитах – 29 – 49 мВт/м².

Тепловий потік з надр Землі характеризується геотермічним градієнтом, який представляє собою зміну температури за глибиною основи. Значення даної величини може змінюватися в залежності від складу гірських порід, їх фізичного стану і теплопровідності, щільності теплового потоку та від інших чинників в широких межах від 0,01 °С/м до 0,07 °С/м. Середнє значення геотермічного градієнта становить 0,03 °С/м.

При виконанні розрахунків термічного режиму бетонних споруд для системи «споруда – основа» врахування впливу геотермічного потоку з надр Землі здійснюється завданням відповідних граничних умов на нижній межі розрахункової ділянки основи, виділеної поблизу подошви греблі. На даному кордоні може бути задана або щільність теплового потоку, або температура, що відповідає розрахунковому геотермічному градієнту та заглибленню даного кордону під поверхнею основи.

Тепловиділення бетону. Одним з найважливіших факторів, що впливають на термічний режим бетонних споруд в будівельний період, є тепловиділення бетону, яке виникає внаслідок складних фізико-хімічних процесів, що протікають при твердінні цементного каменю. В основному, тепловиділення бетону є результатом екзотермічних реакцій, що протікають при гідратації цементу.

З виділенням тепла бетону пов'язаний саморозігрів бетонних масивів, що зводяться, внаслідок чого температура у внутрішніх областях може значно підвищитися (іноді на 40–50 °С й більше). В результаті подальшого охолодження в бетонному масиві формується нерівномірне температурне поле, що викликає

значні температурні напруження, які можуть призвести до утворення тріщин і, отже, до порушення монолітності споруди.

Для оцінки тепловиділення використовується така характеристика, як *питоме тепловиділення бетону*, що представляє собою кількість тепла, яке виділяється при його твердінні, що припадає на одиницю маси цементу в розрахунковий момент часу після приготування бетону. У температурних розрахунках широко застосовується ще одна характеристика – *інтенсивність питомого тепловиділення бетону*, що представляє собою швидкість зміни в часі питомого тепловиділення бетону.

Тепловиділення та його інтенсивність залежать від великого числа факторів. У число даних факторів входять: витрата цементу на 1 м³ бетону; хімічний і мінералогічний склад, наявність пуццолана, тонкість помелу цементу; вік бетону; початкова температура бетонної суміші; поточна температура бетону та інші фактори.

Розглянемо, як впливають дані чинники на тепловиділення бетону.

Для бетонних споруд витрата цементу на 1 м³ бетону може змінюватися в широких межах від 100–150 кг/м³ в разі застосування укоченого бетону до 300–400 кг/м³ в разі застосування віброваного бетону значної міцності. Збільшення витрати цементу на 1 м³ бетону веде до підвищення тепловиділення бетону. Зазвичай приймається, що кількість тепла, яка виділяється бетоном під час його твердіння, пропорційна витраті цементу на 1 м³ бетону.

До складу портландцементів, які застосовуються в гідротехнічному будівництві, входять такі мінерали, як двокальцієвий силікат $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ (C_2S), трикальцієвий силікат $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ (C_3S), трикальцієвий алюмінат $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ (C_3A), чотирьохкальцієвий алюмоферрит $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ (C_4AF). Дані тепловиділяючі за гідратації цементів мінерали володіють різною термічністю. Мінерали C_3S і C_3A характеризуються значною інтенсивністю тепловиділення в початковий період твердіння бетону, а мінерали C_2S і C_4AF – низькою інтенсивністю тепловиділення. Тому в залежності від мінералогічного та хімічного складу цементу можуть володіти різним питомим тепловиділенням.

Для підвищення стійкості бетону руйнівній дії прісних і сульфатних вод використовується пуццолановий цемент, до складу якого вводиться активна кремнеземиста (пуццоланова) добавка. Наявність в цементі пуццолана знижує тепловиділення бетону. Наближено можна вважати, що пуццолан виділяє удвічі менше тепла, ніж може виділити заміщений пуццоланом цемент.

Процес тепловиділення при твердінні бетону, також як і процес гідратації цементу, проходить в часі нерівномірно, поступово затухаючи. Численні експериментальні дослідження показали, що протягом перших 7–10 діб твердіння бетону виділяється до 70–80% загального тепла гідратації цементу, після чого процес тепловиділення значно сповільнюється. На рисунку 14 показано типову криву інтенсивності питомого тепловиділення бетону.

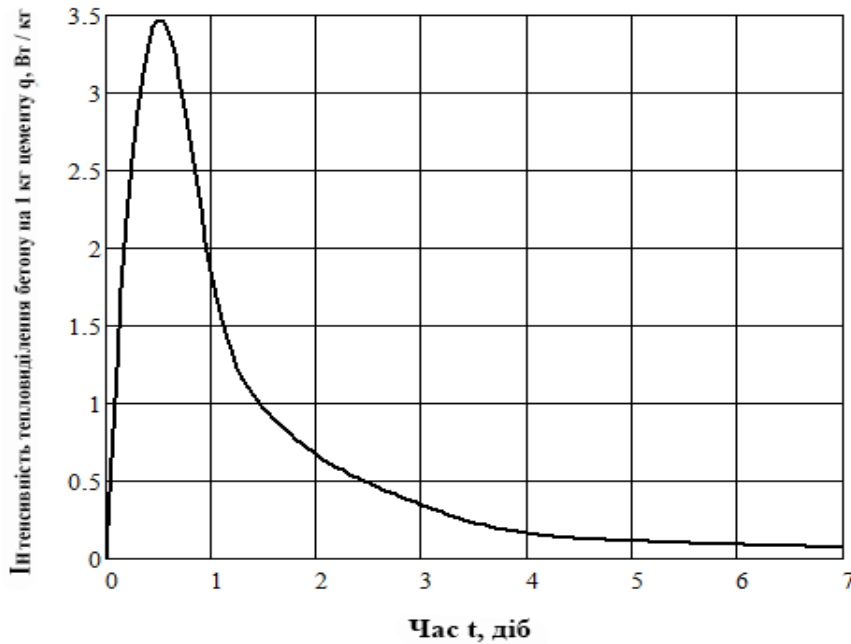


Рисунок 14 – Інтенсивність питомого тепловиділення бетону

Як видно з цього рисунка, найбільш висока інтенсивність тепловиділення має місце протягом першої доби з моменту приготування бетону. При цьому максимум інтенсивності тепловиділення досягається через 10–12 годин після замішування бетону.

Для опису зміни тепловиділення бетону в часі запропоновано велику кількість залежностей. Найбільш простою аналітичною залежністю питомого тепловиділення бетону Q від часу (віку бетону) τ є експоненціальна залежність, яка має наступний вигляд:

$$Q = Q_0 \cdot [1 - \exp(-\alpha \cdot \tau)], \quad (59)$$

де Q_0 – максимальне значення питомого тепловиділення бетону, яке відповідає повній гідратації цементу;

α – параметр, який залежить від типу цементу; значення параметра α для бетонів на портландцементі може бути прийнято в межах 0,010–0,016 1/год.

Залежність (59) є наближеною і в ряді випадків недостатньо добре описує дані експериментальних досліджень. І.Д. Запорожцем запропонована наступна аналітична залежність, яка задовільно відповідає експериментальним даним для визначення функції тепловиділення від часу за постійної температури, що дорівнює 20 °С [24]:

$$Q = Q_0 \cdot \left[1 - (1 + A_{20} \cdot \tau)^{-0,833} \right], \quad (60)$$

де A_{20} – коефіцієнт темпу тепловиділення при температурі 20 °С, значення якого

визначається на основі обробки експериментальних даних і зазвичай знаходиться в межах 0,012–0,015 1/год.

Окрім віку бетону на його тепловиділення істотний вплив роблять такі чинники, як початкова температура бетонної суміші та температура, за якої відбувається виділення тепла. Для врахування даних чинників І.Д. Запорожцем запропонована наступна залежність [24]:

$$Q = Q_0 \cdot \left\{ 1 - \left[1 + A_{20} \cdot \int_0^{\tau} 2^{\frac{T(\tau)-20}{10}} \cdot d\tau \right]^{-0,833} \right\}, \quad (61)$$

де $T(\tau)$ – залежність температури від віку бетону.

Відзначимо, що при $T(\tau) = 20$ °С вираз (67) співпадає з виразом (68).

Норми проєктування [45] рекомендують приймати тепловиділення бетону в залежності від віку бетону, типу й марки цементу, відповідно до таблиці 6.

Таблиця 6 – Характеристики тепловиділення бетону

Тип цементу	Марка цементу	Тепловиділення бетону, кДж на 1 кг цементу у віці бетону, діб.			
		3	7	28	90
Портландцемент	300	210	250	295	300
	400	250	295	345	355
	500	295	335	385	400
Пуццолановий портландцемент, шлакопортландцемент	300	175	230	270	280
	400	210	265	320	335

На рисунку 15 для портландцементів марок 300, 400 та 500 наведено залежності тепловиділення бетону від віку, які побудовані відповідно до даних таблиці 6.

На остаточних етапах проєктування відповідальних бетонних споруд дані по тепловиділенню бетону уточнюються на основі спеціальних дослідів в рамках досліджень по підбору складу бетону.

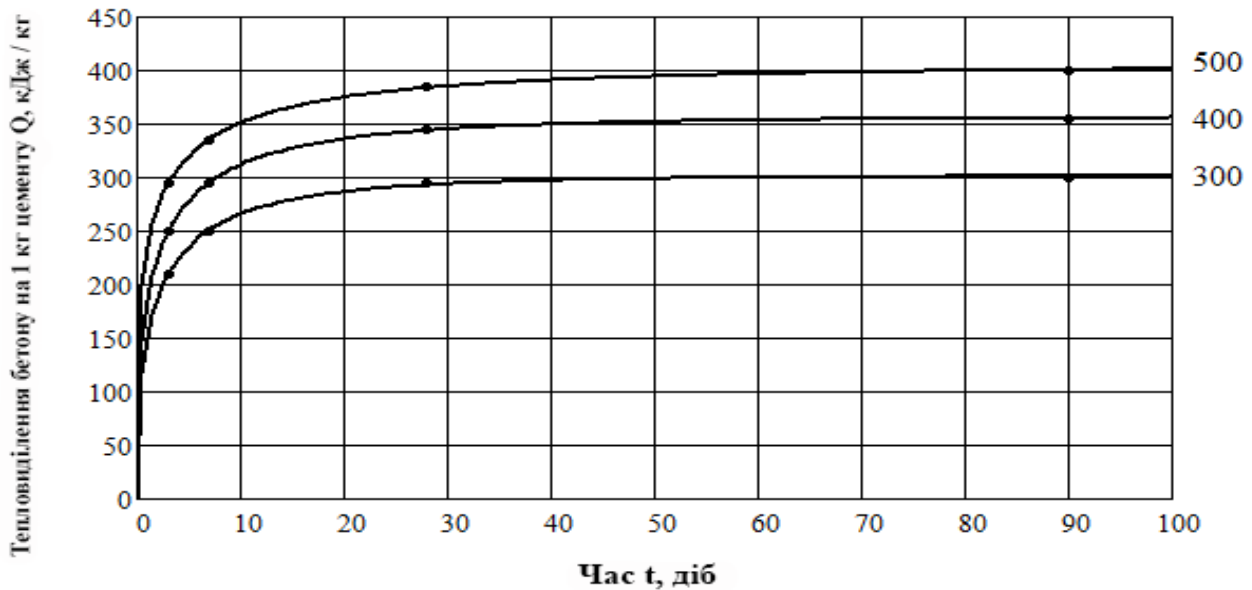


Рисунок 15 – Залежності тепловиділення бетону від віку

7.3 Основні теплофізичні характеристики гідротехнічного бетону і ґрунтів основи, які враховуються під час виконання розрахунків температурного режиму бетонних гідротехнічних споруд

Для виконання розрахунків термічного режиму бетонних гідротехнічних споруд необхідно мати дані про теплофізичні характеристики бетону та основи. Значення даних характеристик у вирішальній мірі впливають на інтенсивність зміни температурного поля системи «споруда–основа» як в часі, так і за координатами.

У число характеристик, що використовуються під час виконання температурних розрахунків, входять наступні величини:

– *щільність* матеріалу ρ , що представляє собою фізичну величину, чисельно рівну відношенню маси тіла до його об'єму. Одиниця виміру щільності – $\text{кг}/\text{м}^3$.

– *питома теплоємність* c , що представляє собою фізичну величину, чисельно рівну кількості тепла, яку необхідно передати одиничній масі даної речовини для того, щоб її температура змінилася на одну одиницю. Одиниця виміру питомої теплоємності – $\text{Дж}/(\text{кг}\cdot^\circ\text{C})$.

– *теплопровідність* (в технічній літературі часто використовується термін коефіцієнт теплопровідності) λ , яка характеризує здатність тіла проводити тепло і представляє собою фізичну величину, значення якої дорівнює кількості тепла, що протікає через одиницю площі поверхні за одиницю часу при одиничному перепаді температури на одиницю довжини нормалі до цієї поверхні. Одиниця виміру теплопровідності – $\text{Вт}/(\text{м}\cdot^\circ\text{C})$.

– *температуропровідність* (в технічній літературі часто використовується термін коефіцієнт температуропровідності) a , що представляє собою фізичну

величину, яка характеризує швидкість зміни (вирівнювання) температури в нерівноважних теплових процесах. Температуропровідність чисельно дорівнює відношенню теплопровідності до об'ємної теплоємності $C = c \cdot \rho$:

$$a = \frac{\lambda}{C} \quad \text{або} \quad a = \frac{\lambda}{c \cdot \rho}. \quad (62)$$

Одиниця виміру температуропровідності – $\text{м}^2/\text{с}$.

У загальному випадку зазначені характеристики гідротехнічного бетону, який використовується для зведення бетонних та залізобетонних споруд, залежать від багатьох факторів. У число таких факторів входить крупність і мінералогічний склад заповнювача, тип і витрата цементу, водоцементне відношення, умови схоплювання бетону та його вологісний режим, вік бетону, температурні умови тощо.

Розглянемо, як впливають дані чинники на щільність ρ_b , питому теплоємність c_b , теплопровідність λ_b і температуропровідність a_b гідротехнічного бетону.

На значення щільності ρ_b гідротехнічного бетону, який відноситься до важких бетонів, основний вплив має щільність і крупність заповнювача. Інші фактори практично не впливають на щільність бетону. Значення щільності бетону зазвичай знаходиться в межах $2300 - 2600 \text{ кг/м}^3$.

Питома теплоємність бетону c_b є досить стабільною величиною і залежить, в основному, від щільності і крупності заповнювача та його питомої теплоємності. Значення питомої теплоємності різних гідротехнічних бетонів може змінюватися в досить вузьких межах: $0,92 - 1,02 \text{ кДж / (кг} \cdot \text{°C)}$.

На теплопровідність бетону λ_b крупність заповнювача практично не впливає. Так, наприклад, збільшення крупності заповнювача на 50% призводить до підвищення значення λ_b для бетону всього на 5%. Мінералогічний склад заповнювача може істотно впливати на значення λ_b . Наприклад, значення теплопровідності бетону на кварцитовому заповнювачі складає $\lambda_b = 3,26 \text{ Вт / (м} \cdot \text{°C)}$, а на базальтовому заповнювачі – $\lambda_b = 1,61 \text{ Вт / (м} \cdot \text{°C)}$. Тип і витрата цементу незначно впливає на значення λ_b . Водоцементне відношення В / Ц також не робить істотного впливу на дану характеристику бетону. Наприклад, підвищення В / Ц від 0,4 до 0,8 призводить до зниження значення λ_b на 5 – 10%. Температура бетону чинить деякий вплив на його теплопровідність. Так зниження температури бетону на 40 °C призводить до підвищення його теплопровідності на 10 – 15%. У ранньому віці значення теплопровідності бетону вище, ніж відповідне значення теплопровідності старого бетону на 15 – 20%. Зазвичай значення теплопровідності гідротехнічного бетону знаходиться в межах $2,0 - 2,7 \text{ Вт / (м} \cdot \text{°C)}$.

Значення температуропровідності гідротехнічного бетону a_b , яке, згідно з (70), залежить від значень його теплопровідності λ_b , щільності ρ_b і питомої

теплоємності c_b , зазвичай знаходиться в межах $0,89 \cdot 10^{-6} - 1,28 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$.

Значення теплофізичних характеристик бетону для споруд класу СС3 (І) слід встановлювати на основі спеціальних досліджень. Значення даних характеристик для споруд класів СС2-1 – СС1 (ІІ – ІV) і на попередніх етапах проектування споруд класу СС3 (І) можуть прийматися згідно з діючими нормами проектування [45] такими, що дорівнюють: теплопровідність $\lambda = 2,67 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$, температуропровідність $a_b = 1,1 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$, питома теплоємність $c_b = 1,00 \text{ кДж} / (\text{кг} \cdot ^\circ\text{C})$.

До даного часу розглядалися теплофізичні характеристики бетону, які пов'язані з поширенням тепла в межах бетонного масиву. Під час виконання розрахунків температурного режиму бетонних споруд необхідно враховувати умови теплообміну між бетонною поверхнею і зовнішнім середовищем (повітря або вода). Якщо температура поверхні тіла вище температури навколишнього середовища, має місце тепловий потік, спрямований від тіла в навколишнє середовище, тобто тіло охолоджується. Коли температура навколишнього середовища вище, ніж температура поверхні тіла тепловий потік спрямований від навколишнього середовища до тіла, тобто тіло нагрівається.

В якості теплофізичної характеристики, яка характеризує інтенсивність теплопередачі тепла в зоні контакту поверхні бетону і зовнішнього середовища використовується фізична величина – *коефіцієнт тепловіддачі конвекцією* (або коефіцієнт теплообміну конвекцією) β_{cb} , що представляє собою кількість тепла, що проходить в одиницю часу через одиницю поверхні тіла при перепаді температур між поверхнею тіла і навколишнім середовищем, що дорівнює одиниці температури. Одиниця виміру коефіцієнта теплообміну конвекцією – $\text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$.

Значення коефіцієнта тепловіддачі конвекцією з відкритої поверхні бетону в повітря в основному залежить від швидкості вітру: за відсутності вітру $\beta_{cb} = 3,4 - 4,5 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$; за вітер середньої швидкості $\beta_{cb} = 11,5 - 17,5 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$; за сильного вітру $\beta_{cb} \geq 30 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ [34]. Норми проектування [45] рекомендують приймати такі значення коефіцієнта тепловіддачі конвекцією з відкритої поверхні бетону: в зовнішнє повітря $\beta_{cb} = 24 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$; в повітря всередині порожнистих швів, шахт, наметів $\beta_{cb} = 7 - 12 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$.

Значення коефіцієнта тепловіддачі конвекцією з відкритої поверхні бетону в воду залежить від швидкості руху води і знаходиться в межах $\beta_{cb} = 120 - 240 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$. Такі високі значення β_{cb} дозволяють відповідно до норм проектування [45] в практичних розрахунках приймати $\beta_{cb} = \infty$.

На попередніх етапах проектування під час виконання температурних розрахунків бетонних споруд на скельних основах можна скористатися даними про теплофізичні характеристики деяких гірських порід, що наведено в таблиці 7.

Таблиця 7 – Теплофізичні характеристики скельних порід

Порода	ρ , кг/м ³	c , кДж/(кг·°С)	λ , Вт/(м·°С)	$a \cdot 10^6$, м ² /с
Базальт	2600–2800	0,68–0,95	2,10–2,80	1,16–1,42
Габбро	2980	0,72	2,01	0,93
Граніт	2100–2410	0,88–0,92	2,38–3,00	1,00–1,25
Діабаз	2970	0,70	2,22	1,07
Доломіт	2510–2550	0,72–0,96	3,02–3,33	1,36–1,58
Вапняк	2300–2800	0,88–0,94	2,38–3,19	0,61–1,36
Кварцит	2430	0,91	3,54	1,61
Пісковик	1950–2300	0,88	2,07–2,45	1,19
Ріоліт	2350	0,95	2,07	0,94

Під час виконання розрахунків термічного режиму високих бетонних гребель необхідно враховувати теплофізичні характеристики скельних ґрунтів (скельних порід), що залягають в основі споруд – щільність ρ , питому теплоємність c , теплопровідність λ та температуропровідність a . У загальному випадку дані характеристики залежать від виду скельних ґрунтів, їх тріщинуватості, вологості, температури та інших чинників. Зазвичай значення даних теплофізичних характеристик приймаються постійними і не залежать від зазначених факторів. Відзначимо, що ступінь тріщинуватості скельних ґрунтів, яка в значній мірі визначає значення їх фізико-механічних характеристик, істотно менше впливає на значення теплофізичних характеристик даних ґрунтів.

Значення теплофізичних характеристик скельних ґрунтів основи гребель повинні визначатися на основі спеціальних досліджень, які слід проводити під час виконання інженерно-геологічних вишукувань.

7.4 Основні положення теорії теплопровідності

Розрахунок термічного режиму бетонних споруд зводиться до визначення температури в будь-якій точці споруди в будь-який момент часу. Для вирішення даної задачі зазвичай використовуються методи теорії теплопровідності, основні положення якої викладено нижче [30, 34 та ін.].

Основні поняття теорії теплопровідності. Найважливішим поняттям теорії теплопровідності є температура, що представляє собою основну термодинамічну характеристику стану фізичних тіл і характеризує внутрішню енергію в локальному місці матеріального тіла. Температура вимірюється в градусах Цельсія (°С) (або в градусах Кельвіна (К)). У загальному випадку температура T являє собою функцію від координат x_1, x_2, x_3 і часу t :

$$T = T(x_1, x_2, x_3, t). \quad (63)$$

Функція T , яка представляє собою сукупність температур в даній області в певний момент часу t , розглядається як температурне поле. У більшості випадків температурне поле змінюється в часі і його прийнято називати *нестационарним*. Іноді розглядається незмінне в часі температурне поле, яке називають *стационарним*. Для стационарного температурного поля вираження для функції T має наступний вигляд:

$$T = T(x_1, x_2, x_3), \quad \frac{\partial T}{\partial t} = 0. \quad (64)$$

В межах розглянутого тіла мають місце *ізотермічні поверхні*, у всіх точках яких температура однакова. Сліди перетину ізотермічних поверхонь площиною являють собою *ізотерми*, тобто лінії однакової температури. Ізотерми часто використовуються для графічного представлення температурного поля. Ізотермічні поверхні та ізотерми мають наступні властивості. Вони не перетинаються між собою, при безперервному температурному полі не обриваються усередині його, вони можуть замикатися всередині тіла або закінчуватися на його кордоні.

У будь-якій розглянутій точці температурного поля найбільше зростання температури на одиницю довжини відбувається у напрямку нормалі до ізотермічної поверхні, що проходить через дану точку. Таке зростання характеризується *градієнтом температури* $\text{grad } T$, який являє собою нормальний до ізотермічної поверхні вектор, спрямований у бік зростання температури. Довжина даного вектору чисельно дорівнює похідній від температури у напрямку нормалі n до ізотермічної поверхні:

$$\text{grad } T = \frac{\partial T}{\partial n} \cdot n_0, \quad (65)$$

де n_0 – одиничний вектор, спрямований за нормаллю до ізотермічної поверхні в бік зростання температури.

Одиниця виміру градієнта температури – $^{\circ}\text{C}/\text{м}$ (або $\text{K}/\text{м}$).

Одним з основоположних понять теорії теплопровідності є *теплова енергія*, що представляє собою сумарну кінетичну енергію структурних елементів речовини (атоми, молекули або інші частинки, з яких складається тіло). Теплова енергія або теплота може розглядатися як кількість енергії, яку отримує або втрачає тіло при теплопередачі – поширенні тепла.

Відповідно до другого закону термодинаміки поширення тепла за допомогою теплопровідності походить від частин тіла, більш нагрітих, до частин тіла, менш нагрітих. При цьому в кожній точці тіла виникає тепловий потік, його інтенсивність характеризується *щільністю теплового потоку* w , яка представляє собою кількість тепла, що проходить за одиницю часу через одиницю площі ізотермічної поверхні. В якості одиниці вимірювання щільності теплового потоку приймається $\text{Вт}/\text{м}^2$.

Щільність теплового потоку w є вектором, спрямованим за нормаллю до ізотермічної поверхні в сторону зменшення температури, тобто протилежно температурному градієнту. В межах температурного поля можуть бути побудовані *лінії теплового струму (току)*, дотичні до яких збігаються з напрямом вектору щільності теплового потоку.

Основні рівняння теорії теплопровідності. Теорія теплопровідності базується на законі теплопровідності Фур'є. Відповідно до даного закону, в будь-якій точці температурного поля вектор щільності теплового потоку є пропорційним градієнту температури в тій самій точці. Вектор щільності теплового потоку спрямований в бік, протилежний вектору температурного градієнта. Математично закон теплопровідності Фур'є записується в наступний спосіб:

$$w = -\lambda \cdot \text{grad } T, \quad (66)$$

де λ – теплопровідність матеріалу тіла, яка в загальному випадку може розглядатися як функція координат, часу і температури, тобто $\lambda = \lambda(x_1, x_2, x_3, t, T)$.

Рішення задач теорії теплопровідності зводиться до відшукування температурного поля в розглянутому тілі. Для цього використовується складене на основі балансу тепла диференціальне рівняння теплопровідності Фур'є, яке пов'язує функцію температури $T = T(x_1, x_2, x_3, t)$ з просторовими координатами x_1, x_2, x_3 і часом t . При складанні цього рівняння передбачалося наявність в тілі внутрішніх джерел тепла потужністю q , що представляє собою кількість тепла, яке виділяється (або поглинається) внутрішніми джерелами (або стоками) в одиницю часу в одиниці об'єму тіла. У загальному випадку q є функцією координат x_1, x_2, x_3 , часу t і температури T , тобто $q = q(x_1, x_2, x_3, t, T)$.

Для неоднорідного ізотропного тіла рівняння теплопровідності Фур'є в векторній формі записується в наступний спосіб:

$$c \cdot \rho \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \text{div} (\lambda \cdot \text{grad } T) + q, \quad (67)$$

де ρ, c , – відповідно, щільність і питома теплоємність матеріалу тіла; дані характеристики в загальному випадку також можуть бути функціями координат x_1, x_2, x_3 , часу t і температури T , тобто $\rho = \rho(x_1, x_2, x_3, t, T)$, $c = c(x_1, x_2, x_3, t, T)$.

Для однорідного ізотропного тіла дане рівняння має вигляд:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \nabla^2 T + \frac{q}{c \cdot \rho}, \quad (68)$$

де a – температуропровідність матеріалу тіла;

$\nabla^2 T$ – лапласіан функції температури, координатний вираз якого в декартовій

системі координат x, y, z має наступний вигляд:

$$\nabla^2 T = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}. \quad (69)$$

Підставляючи даний вираз для визначення $\nabla^2 T$ в (68), отримаємо рівняння теплопровідності Фур'є, для випадку нестационарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + \frac{q}{c \cdot \rho}. \quad (70)$$

У разі стаціонарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла, коли $\partial T / \partial t = 0$, рівняння теплопровідності Фур'є приймає вигляд рівняння Пуассона:

$$\nabla^2 T = -\frac{q}{\lambda} \quad \text{або} \quad \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = -\frac{q}{\lambda}, \quad (71)$$

а за відсутності внутрішніх джерел тепла – вид рівняння Лапласа:

$$\nabla^2 T = 0 \quad \text{або} \quad \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = 0. \quad (72)$$

Крайові умови, що використовуються при вирішенні задач в рамках теорії теплопровідності. При інтегруванні диференціального рівняння нестационарної теплопровідності Фур'є (70) повинні дотримуватися початкові та граничні умови (крайові умови).

В якості початкової умови приймається функція розподілу температур у всіх точках розглянутого тіла в початковий момент часу $t = t_0 = 0$, тобто $T(x, y, z, t = 0)$. При вирішенні багатьох задач нестационарної теплопровідності зазвичай приймається рівномірний розподіл температури T_0 в початковий момент часу $T(x, y, z, t = 0) = T_0$.

Граничні умови на поверхні (межі) тіла Γ можуть бути задані наступними способами.

1. Гранична умова 1-го роду, відповідно до якої вважається заданим розподіл температури $T|_{\Gamma}(t)$ у всіх точках поверхні розглянутого тіла в будь-який момент часу t :

$$T|_{\Gamma}(t) = T_e(t); \quad (73)$$

2. Гранична умова 2-го роду, відповідно до якої вважається заданою щільність теплового потоку $w|_{\Gamma}(t)$ в усіх точках поверхні розглянутого тіла в

будь-який момент часу t . Дана гранична умова може бути записана наступним чином:

$$\left. \frac{\partial T(t)}{\partial n} \right|_{\Gamma} = \frac{1}{\lambda} \cdot w|_{\Gamma}(t), \quad (74)$$

де $\left. \frac{\partial T(t)}{\partial n} \right|_{\Gamma}$ – похідна від функції температури за зовнішньої нормалі n до поверхні розглянутого тіла в будь-який момент часу t у всіх точках поверхні тіла.

В окремому випадку теплоізоляції поверхні тіла гранична умова 2-го роду набуває наступного вигляду:

$$\left. \frac{\partial T(t)}{\partial n} \right|_{\Gamma} = 0. \quad (75)$$

Якщо ділянка кордону тіла Γ являє собою площину, дана умова може розглядатися як умова симетрії.

3. Гранична умова 3-го роду, відповідно до якої вважаються заданими температура навколишнього середовища $T_e(t)$ в будь-який момент часу t і закон конвективного теплообміну Ньютона між поверхнею тіла та навколишнім середовищем. Згідно з даним законом щільність теплового потоку на поверхні (межі) тіла $w|_{\Gamma}(t)$ пропорційна різниці температур між поверхнею і навколишнім середовищем $T_e(t)$:

$$w|_{\Gamma} = \beta_c \cdot [T|_{\Gamma}(t) - T_e(t)], \quad (76)$$

де β_c – коефіцієнт пропорційності, який є коефіцієнтом тепловіддачі конвекцією (або коефіцієнтом теплообміну конвекцією), Вт/(м²·°C) (Вт/(м²·K)).

Дана гранична умова може бути записана наступним чином:

$$\left. \frac{\partial T(t)}{\partial n} \right|_{\Gamma} = -\frac{\beta_c}{\lambda} \cdot [T|_{\Gamma}(t) - T_e(t)]. \quad (77)$$

Відзначимо, що з граничної умови 3-го роду (77) як граничні можуть бути отримані гранична умова 1-го і гранична умова теплоізоляції 2-го роду. Дійсно, при $\beta_c \rightarrow \infty$ маємо $[T|_{\Gamma}(t) - T_e(t)] \rightarrow 0$ і, отже, приходимо до граничної умові 1-го роду (73). При $\beta_c \rightarrow 0$ виходить гранична умова теплоізоляції 2-го роду (75).

4. Гранична умова 4-го роду використовується, коли розглядається теплообмін тіла з навколишнім середовищем за законом теплопровідності або теплообмін системи тіл з різними теплофізичними характеристиками, які

знаходяться в тепловому контакті.

У разі ідеального (досконалого) теплового контакту температури поверхні тіла $T|_{\Gamma}(t)$ і навколишнього середовища $T_e(t)$ є однаковими. Крім того, має місце рівність щільності теплових потоків на контакті тіла з навколишнім середовищем. Граничні умови 4-го роду в такому випадку записуються наступним чином:

$$T|_{\Gamma}(t) = T_e(t), \quad -\lambda \cdot \frac{\partial T(t)}{\partial n} \Big|_{\Gamma} = -\lambda_e \cdot \frac{\partial T_e(t)}{\partial n} \Big|_e, \quad (78)$$

де індекс e позначає навколишнє середовище.

В теорії теплопровідності показано, що крайові умови, що включають початкову умову і граничні умови, дозволяють отримати єдине рішення рівняння теплопровідності Фур'є.

Рівняння теорії теплопровідності для двомірних і одновимірних задач в декартових координатах. До сих пір розглядалися просторові (тривимірні) температурні поля, які відповідають рівнянням (76) – (78), в яких температура T була функцією трьох координат x, y, z . У ряді випадків виявляється достатнім розгляд двомірних температурних полів, для яких температура T є функцією двох координат x, y .

Рівняння двомірної (плоскої) задачі теорії теплопровідності для функції температури $T = T(x, y, t)$ можуть бути записані у вигляді:

– для нестационарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла рівняння Фур'є:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + \frac{q}{c \cdot \rho}; \quad (79)$$

– для нестационарного температурного поля за відсутності внутрішніх джерел тепла:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right); \quad (80)$$

– для стаціонарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла рівняння Пуассона:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} = -\frac{q}{\lambda}; \quad (81)$$

– для стаціонарного температурного поля за відсутності внутрішніх джерел тепла рівняння Лапласа:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} = 0. \quad (82)$$

У деяких випадках достатньо розглянути одновимірні задачі теплопровідності. Рівняння теплопровідності в даних випадках мають простий вигляд і допускають аналітичні рішення. Рівняння одновимірної задачі теорії теплопровідності для функції температури $T = T(x, t)$ можуть бути записані у вигляді:

– для нестационарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{q}{c \cdot \rho}; \quad (83)$$

– для нестационарного температурного поля за відсутності внутрішніх джерел тепла:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}; \quad (84)$$

– для стаціонарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = -\frac{q}{\lambda}; \quad (85)$$

– для стаціонарного температурного поля за відсутності внутрішніх джерел тепла:

$$\frac{d^2 T}{dx^2} = 0. \quad (86)$$

Рівняння теорії теплопровідності для двовірних і одновірних задач в полярних координатах. У ряді випадків виявляється зручним вирішувати плоскі задачі теорії теплопровідності в полярних координатах r, θ . При цьому зазвичай, вважається, що початки декартової та полярної систем координат збігаються, лінійна полярна координата r являє собою відстань від початку координат до даної точки, кутова координата θ відраховується від осі x проти годинникової стрілки. Вираз лапласіана функції температури $\nabla^2 T$ у випадку полярних координат має вигляд:

$$\nabla^2 T = \frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial \theta^2}; \quad (87)$$

З урахуванням даного виразу рівняння двовірної (плоскої) задачі теорії теплопровідності в полярних координатах r, θ для функції температури $T = T(r, \theta, t)$ можуть бути записані у вигляді:

– для нестационарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла рівняння Фур'є:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial \theta^2} \right) + \frac{q}{c \cdot \rho}; \quad (88)$$

– для нестационарного температурного поля за відсутності внутрішніх джерел тепла:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial \theta^2} \right); \quad (89)$$

– для стаціонарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла рівняння Пуассона:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial \theta^2} = -\frac{q}{\lambda}; \quad (90)$$

– для стаціонарного температурного поля за відсутності внутрішніх джерел тепла рівняння Лапласа:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial \theta^2} = 0. \quad (91)$$

Рівняння одновимірної задачі теорії теплопровідності в полярних координатах для функції температури $T = T(r, t)$ можуть бути записані у вигляді:

– для нестационарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} \right) + \frac{q}{c \cdot \rho}; \quad (92)$$

– для нестационарного температурного поля за відсутності внутрішніх джерел тепла:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} \right); \quad (93)$$

– для стаціонарного температурного поля з внутрішніми джерелами тепла:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T}{\partial r} = -\frac{q}{\lambda}; \quad (94)$$

– для стаціонарного температурного поля за відсутності внутрішніх джерел тепла:

$$\frac{d^2 T}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dT}{dr} = 0. \quad (95)$$

Докладні відомості про методи вирішення задач теорії теплопровідності наведено у багатьох роботах, наприклад, [30 та інші]. Стосовно до бетонних гідротехнічних споруд різні рішення задач теорії теплопровідності розглянуто в ряді робіт, наприклад, [34] та інших.

7.5 Деякі аналітичні рішення задач теорії теплопровідності

Для виконання наближених розрахунків термічного режиму бетонних споруд і, зокрема, бетонних гребель на попередніх етапах проєктування можуть бути використані викладені нижче деякі аналітичні рішення найпростіших задач теорії теплопровідності.

Одновимірне стаціонарне температурне поле без джерел тепла в необмеженій пластині. Розглядається необмежена пластина товщиною b . Вважається що, в межах пластини сформувалося одновимірне стаціонарне температурне поле, яке змінюється тільки за товщиною пластини, тобто за координатою x , спрямованою зліва направо (рисунок 16). Початок координати x розташований на лівій грані пластини. Вважаються заданими температура середовища з боку лівої грані пластини $T_{e,l}$ та температура середовища з боку правої грані пластини $T_{e,r}$. Для вирішення такої задачі слід використовувати рівняння теплопровідності у вигляді (86). Очевидно, рішення даного рівняння являє собою лінійну функцію координати x , параметри якої залежать від граничних умов.

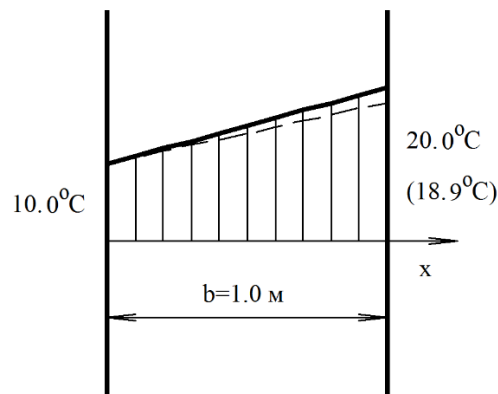


Рисунок 16 – Епюри температур в перетині необмеженої пластини.
Одновимірне стаціонарне температурне поле

За граничних умов першого роду на гранях пластини відповідно до (73), тобто:

$$T(x=0) = T_{e,l}, \quad T(x=b) = T_{e,r}, \quad (96)$$

рішення поставленої задачі може бути записано у вигляді:

$$T = T_{e,l} + (T_{e,r} - T_{e,l}) \cdot \frac{x}{b}. \quad (97)$$

На рисунку 16 для прикладу суцільною лінією показана еюра температури в перерізі пластини, ординати якої знайдено відповідно до виразу (97) за наступних вихідних даних: товщина пластини $b = 1,0$ м, температури середовища поблизу лівої $T_{e,l} = 10,0$ °С та правої $T_{e,r} = 20,0$ °С граней пластини.

Якщо на лівій грані пластини задано граничну умову першого роду відповідно до (73), а на правій грані пластини гранична умова – третього роду відповідно до (77), тобто:

$$T(x=0) = T_{e,l}, \quad \left. \frac{dT}{dx} \right|_{x=b} = -\frac{\beta_c}{\lambda} \cdot [T(x=b) - T_{e,r}], \quad (98)$$

для визначення значень температури слід використовувати вирази:

$$T = T_{e,l} + (T_{e,r} - T_{e,l}) \cdot \frac{\beta_c \cdot x}{\lambda + \beta_c \cdot b}, \quad (99)$$

де, як і раніше, λ – теплопровідність матеріалу пластини;

β_c – коефіцієнт тепловіддачі конвекцією з поверхні пластини в навколишнє середовище з боку правої грані.

На рисунку 16 штрих-пунктирною лінією показано епюру зміни температури за товщиною пластини відповідно до виразу (99) за тепло-фізичних характеристик, які відповідають бетону, і тих самих вихідних даних, що і в попередньому прикладі, тобто $b = 1,0$ м, $T_{e,l} = 10,0$ °С і $T_{e,r} = 20,0$ °С. Додатково враховувалися теплофізичні характеристики матеріалу пластини $\lambda = 2,67$ Вт / (м °С), $\beta_c = 10$ Вт / (м² °С), відповідних бетону.

Порівняння наведених на рисунку 16 епюр температур в перерізі необмеженої пластини показало, що в розглянутій задачі вплив виду граничних умов незначний. На низовій грані пластини різниця температури, отримана за врахування граничних умов першого роду, і температури, обчисленою за врахування граничних умов третього роду, не більше 1,1 °С. За більшої товщини пластини така різниця ще менше та за товщиною 10 м не перевищує 1,1% різниці $T_{e,r} - T_{e,l}$. Це дозволяє зробити висновок про те, що при вирішенні задач по визначенню параметрів стаціонарного температурного поля без великої погрішності можна обмежитися розглядом граничних умов першого роду.

Одновимірне стаціонарне температурне поле без джерел тепла в круговій арці постійної товщини. Розглядається кругова арка з внутрішнім радіусом r_1 і зовнішнім радіусом r_2 . Товщина арки $b = r_2 - r_1$. Вважається що, в межах арки сформувався одновимірне стаціонарне температурне поле, яке змінюється тільки за координатою r (рис. 17). Для вирішення такої задачі слід

використовувати рівняння теплопровідності у вигляді (95). Очевидно, рішення цього рівняння може бути записано у вигляді:

$$T = C_1 + C_2 \cdot \ln(r). \quad (100)$$

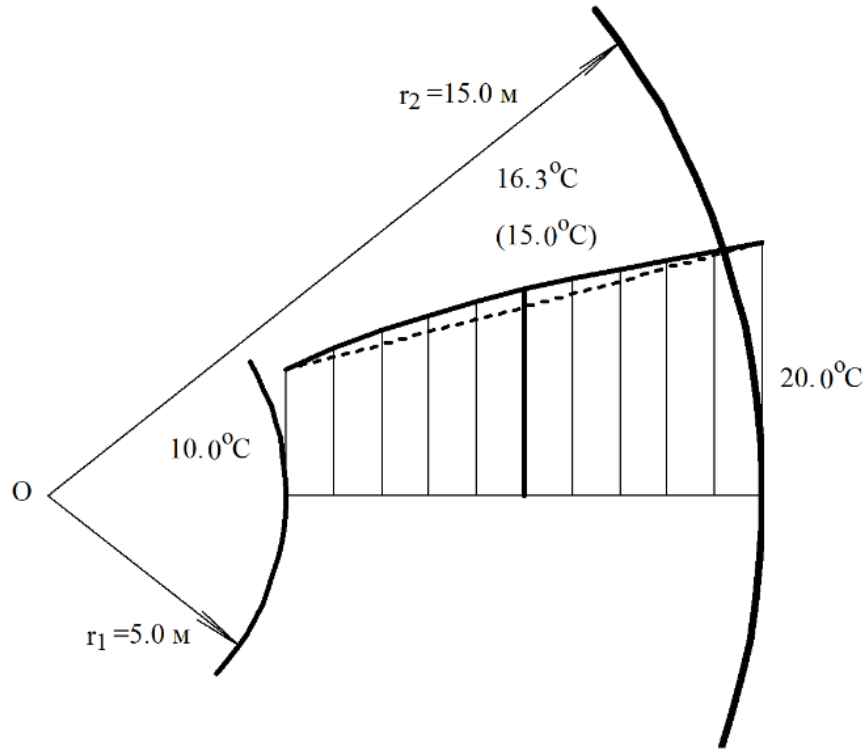


Рисунок 17 – Епюри температур в перетині кругової арки.
Одновимірне стаціонарне температурне поле

Постійні інтегрування C_1 , C_2 , які входять в даний вираз, може бути знайдено з граничних умов.

Як показано вище, при вирішенні стаціонарних задач теорії теплопровідності щодо бетонних гребель без великої погрішності можна обмежитися розглядом граничних умов першого роду на гранях споруди. Таким чином, розглядається випадок, в якому вважаються заданими температура середовища на внутрішній грані арки $T_{e,1}$ і температура середовища на зовнішній грані арки $T_{e,2}$, тобто:

$$T(r = r_1) = T_{e,1}, \quad T(r = r_2) = T_{e,2}, \quad (101)$$

Для цього випадку рішення задачі теплопровідності можна записати у вигляді:

$$T = \frac{1}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \cdot \left[T_{e,1} \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r}\right) - T_{e,2} \cdot \ln\left(\frac{r}{r_1}\right) \right]. \quad (102)$$

На рисунку 17 для прикладу суцільною лінією показана епюра температури в перерізі арки, ординати якої знайдено відповідно до виразу (102) за наступних вихідних даних: внутрішній і зовнішній радіуси кільця $r_1 = 5,0$ м, $r_2 = 15,0$ м, температури середовища поблизу граней арки $T_{e,1} = 10,0$ °С і $T_{e,2} = 20,0$ °С. Як видно, для перерізу даної арки характерна криволінійна епюра температури з ординатою на вісі арки $16,3$ °С.

На тому ж рисунку показано лінійну епюру температур, ординати якої визначено як в пластині за формулою (97). Ордината на вісі перерізу в даному випадку дорівнює $15,0$ °С. Таким чином, для даної товстої арки (товщиною $b = r_2 - r_1 = 10,0$ м, із середнім радіусом $r_0 = 0,5 \cdot (r_1 + r_2) = 10,0$ м) температури на вісі перерізу, які знайдено за формулами (97) і (102), відрізняються на величину $0,16 (T_{e,2} - T_{e,1})$. Відзначимо, що за $r_0/b > 5$ дана відмінність не перевищує значення $0,05 (T_{e,2} - T_{e,1})$.

Плоске стаціонарне температурне поле без джерел тепла в напівнескінченному гострокутному клині. Розглядається плоска стаціонарна задача теорії теплопровідності для напівнескінченного гострокутного клину, що моделює бетонну гравітаційну греблю. Розглянутий клин має вертикальну верхову грань, кут при вершині клину α (рис. 17). При вирішенні даної задачі використовуються декартові координати x, z і полярні координати r, θ . Початок координат прийнято в вершині клину (точка O). Вважається, що вісь x спрямована вправо, а вісь z спрямована вниз і збігається з верховою гранню клину. Кутова полярна координата θ відраховується від осі z проти годинникової стрілки.

На верховій грані клину вважається заданою деяка функція $T_1 = T_1(r)$ (або $T_1 = T_1(z)$), яка описує температуру, що змінюється уздовж грані, – аналог середньорічної температури води у водосховищі $T_{w,m} = T_{w,m}(r)$ (або $T_{w,m} = T_{w,m}(z)$), яка змінюється за глибиною. На низовій грані клину вважається заданою температура T_2 , яка не змінюється уздовж грані, – аналог середньорічної температури повітря $T_{a,m}$.

Як зазначалося раніше, рішення даної задачі зводиться до інтегрування рівняння Лапласа, яке в полярних координатах r, θ має вигляд (95). Прийнято, що при інтегруванні даного рівняння на гранях розглянутого клину виконуються наступні граничні умови 1-го роду:

$$T|_{\theta=0} = T_1(r), \quad T|_{\theta=\alpha} = T_2. \quad (103)$$

Рішення рівняння (95) може бути записане таким чином [30, 34 та інші]:

$$T = a_0 + a_1 \cdot \theta + a_2 \cdot \ln r + \sum_{i=1}^{\infty} \left[\left(A_i \cdot r^i + \frac{B_i}{r^i} \right) \cdot \cos(i \cdot \theta) + \left(C_i \cdot r^i + \frac{D_i}{r^i} \right) \cdot \sin(i \cdot \theta) \right], \quad (104)$$

де $a_0, a_1, a_2, A_i, B_i, C_i, D_i$ ($i = 1, 2, 3, \dots$) – довільні параметри, значення яких визначаються граничними умовами.

Вираз (104), враховуючі нескінченні ряди, які входять до нього, дозволяє отримати рішення практично за будь-якого довільного вигляду функції $T_1 = T_1(r)$. Обмежимося наступним виразом:

$$T = a_0 + a_1 \cdot \theta + A_1 \cdot r \cdot \cos(\theta) + A_2 \cdot r^2 \cdot \cos(2 \cdot \theta) + C_1 \cdot r \cdot \sin(\theta) + C_2 \cdot r^2 \cdot \sin(2 \cdot \theta). \quad (105)$$

Даний вираз дозволяє врахувати зміну температури в точках верхової грані клину $T_1 = T_1(r)$ відповідно до рівняння квадратною параболою, що досить близько до тої, що зазвичай має місце, зміни середньорічної температури за глибиною водоймища. В даному випадку вираз для визначення функції $T_1 = T_1(r)$ може бути прийнято у вигляді:

$$T_{1,t} = T_{1,t} - 2 \cdot (T_{1,t} - T_{1,b}) \cdot \frac{r}{H_1} + (T_{1,t} - T_{1,b}) \cdot \frac{r^2}{H_1^2}, \quad (106)$$

де $T_{1,t}$ і $T_{1,b}$ – параметри, що відповідають середньорічним температурам води біля поверхні $T_{w,m,t}$ та на дні $T_{w,m,b}$ водосховища;

H_1 – висота ділянки клину, що розглядається, – глибина води перед греблею (рис. 18).

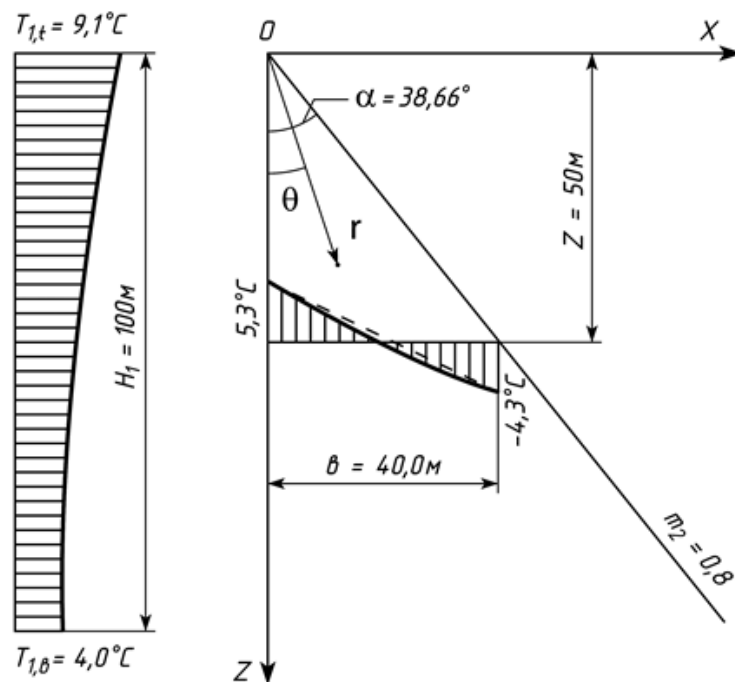


Рисунок 18 – Схема до вирішення плоскої стаціонарної задачі теорії теплопровідності для напівнескінченного гострокутного клину

Вид функції температури уздовж верхової грані клину $T_1 = T_1(r)$ (або $T_1 = T_1(z)$), яку прийнято відповідно до (106), показано на рисунку 18.

Перейдемо до визначення параметрів $a_0, a_1, a_2, A_1, A_2, C_1, C_2$, що входять у вираз (105).

Відповідно до першої граничної умови (103) з урахуванням (105) і (106) можна записати наступне:

$$a_0 + A_1 \cdot r + A_2 \cdot r^2 = T_{1,t} - 2 \cdot (T_{1,t} - T_{1,b}) \cdot \frac{r}{H_1} + (T_{1,t} - T_{1,b}) \cdot \frac{r^2}{H_1^2}. \quad (107)$$

Звідки можуть бути отримано наступні вирази для визначення параметрів a_0, A_1, A_2 :

$$a_0 = T_{1,t}, \quad A_1 = -2 \cdot (T_{1,t} - T_{1,b}) \cdot \frac{1}{H_1}, \quad A_2 = (T_{1,t} - T_{1,b}) \cdot \frac{1}{H_1^2}. \quad (108)$$

Згідно з другою граничною умовою (103) з урахуванням (105) і (106) можна записати наступне:

$$a_0 + a_1 \cdot \alpha + A_1 \cdot r \cdot \cos(\alpha) + A_2 \cdot r^2 \cdot \cos(2 \cdot \alpha) + C_1 \cdot r \cdot \sin(\alpha) + C_2 \cdot r^2 \cdot \sin(2 \cdot \alpha) = T_2. \quad (109)$$

Звідки можуть бути отримано наступні вирази для визначення параметрів a_1, C_1, C_2 .

$$a_1 = \frac{1}{\alpha} \cdot (T_2 - a_0), \quad C_1 = -A_1 \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\sin(\alpha)}, \quad C_2 = -A_2 \cdot \frac{\cos(2 \cdot \alpha)}{\sin(2 \cdot \alpha)} \quad (110)$$

або

$$a_1 = \frac{1}{\alpha} \cdot (T_2 - T_{1,t}), \quad C_1 = 2 \cdot (T_{1,t} - T_{1,b}) \cdot \frac{1}{H_1} \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\sin(\alpha)}, \quad C_2 = -(T_{1,t} - T_{1,b}) \cdot \frac{1}{H_1^2} \cdot \frac{\cos(2 \cdot \alpha)}{\sin(2 \cdot \alpha)}. \quad (111)$$

Знаючи значення параметрів $a_0, a_1, a_2, A_1, A_2, C_1, C_2$, за формулою (105) може бути знайдено значення температури T в будь-якій точці розглянутого напівнескінченного гострокутного клину з полярними координатами r, θ . Очевидно, що в точках горизонтального перерізу клину, які мають декартові координати x, z , значення температури T також може бути визначено за формулою (105). При цьому значення полярних координат даних точок r, θ , за відомих значень декартових координат x, z , може бути визначено за загальновідомими формулами:

$$r = \sqrt{x^2 + z^2}, \quad \theta = \arctg\left(\frac{x}{z}\right), \quad (112)$$

Для прикладу на рисунку 18 суцільною лінією показано епюру температур, значення яких визначено за формулою (105) за наступних вихідних даних:

– висота розглянутої ділянки клину – глибина води перед греблею

$H_1 = 100$ м;

– коефіцієнт закладання низової грані клину $m_2 = 0,8$, якому відповідає й кут при вершині $\alpha = 0,675$ рад. = $38,66^\circ$;

– глибина занурення розрахункового горизонтального перерізу під рівень води у водосховищі $z = 50$ м;

– температура води біля поверхні водосховища $T_{1,t} = 9,1$ °С;

– температура води у дна водосховища $T_{1,b} = 4,0$ °С;

– температура на низовій грані $T_2 = -4,3$ °С.

На тому ж рисунку штрихпунктирною лінією показано епюру температур, значення яких визначено наближено за лінійною залежністю від T_1 на верховій грані до T_2 на низовій грані клину:

$$T = T_1 + (T_2 - T_1) \cdot \frac{x}{b}. \quad (113)$$

З порівняння даних епюр видно незначну відміну наближеного рішення відповідно до лінійної залежності (113) від точного рішення (105). Аналіз виконаних систематичних розрахунків показав, що зазвичай дана відмінність не перевищує 5% різниці $T_1 - T_2$. Таким чином, без великої погрішності при визначенні середніх температур в горизонтальних перерізах бетонних гребель доцільно користуватися простим виразом (113).

Одновимірне квазістаціонарне температурне поле без джерел тепла в півпросторі. Теплові хвилі. Розглядається одномірна квазістаціонарна задача теорії теплопровідності в півпросторі. В даній задачі вважається, що температура середовища змінюється в часі згідно з гармонійним законом протягом такого тривалого часу, що первинний розподіл температури не впливає на значення та хід зміни температур в розрахунковій області. Таким чином, розглядається поширення плоских теплових хвиль в однорідному півпросторі уздовж осі X , яка перпендикулярна кордону даного півпростору [4, 30, 34 та ін.]. Початок координати X прийнято на кордоні півпростору. В результаті вирішення даної задачі можуть бути визначені значення функції температури $T = T(X, t)$ в будь-якій точці розглянутого півпростору з координатою X в будь-який момент часу t .

Матеріал півпростору характеризується теплопровідністю λ і температуропровідністю a .

Приймається, що температура середовища поблизу кордону півпростору $T_e = T_e(t)$ змінюється в часі t відповідно до гармонійного закону:

$$T_e = T_{e,A} \cdot \cos(\omega \cdot t), \quad (114)$$

де $T_{e,A}$ – амплітуда коливань температури середовища;

ω – кругова частота коливань температури, яка пов'язана з періодом коливань $t_{p,os}$ залежністю $\omega = 2\pi / t_{p,os}$.

На кордоні півпростору розглядається гранична умова 3-го роду (84), тобто

приймається, що на контактi пiвпростору з середовищем має місце конвективний теплообмiн, iнтенсивнiсть якого характеризується коефiциєнтом теплообмiну β_c .

Вираз для функцiї $T = T(X, t)$, отриманий в результатi вирiшення розглянутої задачi, має вигляд [4, 30, 34 та iншi]:

$$T = T_{A,0} \cdot \exp\left(-X \cdot \sqrt{\frac{\omega}{2 \cdot a}}\right) \cdot \cos\left[\omega \cdot (t - \Delta t_b) - X \cdot \sqrt{\frac{\omega}{2 \cdot a}}\right], \quad (115)$$

де $T_{A,0}$ – амплiтуда коливань температури поверхнi, що обмежує пiвпростiр, значення якої для розглянутої граничної умови 3-го роду може бути знайдено за формулою:

$$T_{A,0} = T_{e,A} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot \lambda}{\beta_c} \cdot \sqrt{\frac{\omega}{2 \cdot a}} + \frac{2 \cdot \lambda^2}{\beta_c^2} \cdot \frac{\omega}{2 \cdot a}\right)^{-1/2}; \quad (116)$$

Δt_b – промiжок часу, який враховує змiщення за фазою коливання температури кордону пiвпростору в порiвняннi з коливаннями температури середовища, такий, що дорiвнює:

$$\Delta t_b = \frac{1}{\omega} \cdot \arctg \left(\frac{1}{1 + \frac{\beta_c}{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot a}{\omega}}} \right). \quad (117)$$

З виразу (115) впливає вираз для визначення амплiтуди коливань температури T_A в будь-якiй точцi пiвпростору з координатою X :

$$T_A = T_{A,0} \cdot \exp\left(-x \cdot \sqrt{\frac{\omega}{2 \cdot a}}\right); \quad (118)$$

Наведена формула (115) дозволяє обчислити значення температури в будь-якiй точцi розглянутого пiвпростору з координатою X кожен момент часу t . З даної формули видно, що температура такої точки здiйснює гармонiйне коливання. Таким чином, має місце розповсюдження теплової хвилi з амплiтудою T_A , яка затухає за координатою x згiдно з виразом (118). Довжина такої хвилi Λ , що дорiвнює вiдстанi мiж двома точками, якi коливаються в однаковiй фазi, може бути знайдена за формулою:

$$\Lambda = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot a}{\omega}} \quad \text{або} \quad \Lambda = 2 \cdot \sqrt{\pi \cdot a \cdot t_{p,os}}. \quad (119)$$

Аналіз наведеного рiшення (115) дозволяє вiдзначити такi особливостi розподiлу температури в пiвпросторi при гармонiйному коливаннi температури

середовища з періодом коливань, який дорівнює $t_{p,os} = 1$ року та за рекомендованих норм проектування [45] і значеннях теплофізичних характеристик $a = 11 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с}$, $\lambda = 2,67 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$, $\beta_c = \text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, таких, що відповідають бетону. Амплітуда коливання температури поверхні, що обмежує півпростір, $T_{A,0}$ незначно менше ніж амплітуда коливання середовища $T_{e,A}$ і становить $T_{A,0} = 0,967 \cdot T_{e,A}$. Зсув за фазою коливання температури кордону півпростору в порівнянні з коливаннями температури середовища незначний і такий, що дорівнює $0,0324$ рад. Даному зміщенню відповідає проміжок часу Δt_b , значення якого дорівнює $\Delta t_{br} = 1,88$ доби. Довжина теплової хвилі дорівнює $\Lambda = 20,89 \text{ м}$. Амплітуда коливання температури в розрахункових точках T_A швидко згасає за глибиною розглянутого півпростору і за значення координати $x = 10 \text{ м}$ не перевищує 5% значення амплітуди коливання середовища $T_{e,A}$.

Рисунок 19 ілюструє рішення (115) при гармонійному коливанні температури середовища з періодом, який дорівнює одному року, і при рекомендованих нормах проектування зазначених вище значеннях теплофізичних характеристик. На даному рисунку показано розподіл температур T_1, T_2, T_3 в характерні моменти часу, відповідно, $t_1 = 0, t_2 = 1/6$ року, $t_3 = 1/3$ року.

У разі, якщо на кордоні півпростору розглядається гранична умова 1-го роду, амплітуда коливань температури кордону півпростору дорівнює температурі коливань температури середовища, тобто $T_{A,0} = T_{e,A}$, та відсутній зсув за фазою коливання температури кордону півпростору в порівнянні з коливаннями температури середовища, тобто слід прийняти $\Delta t_b = 0$.

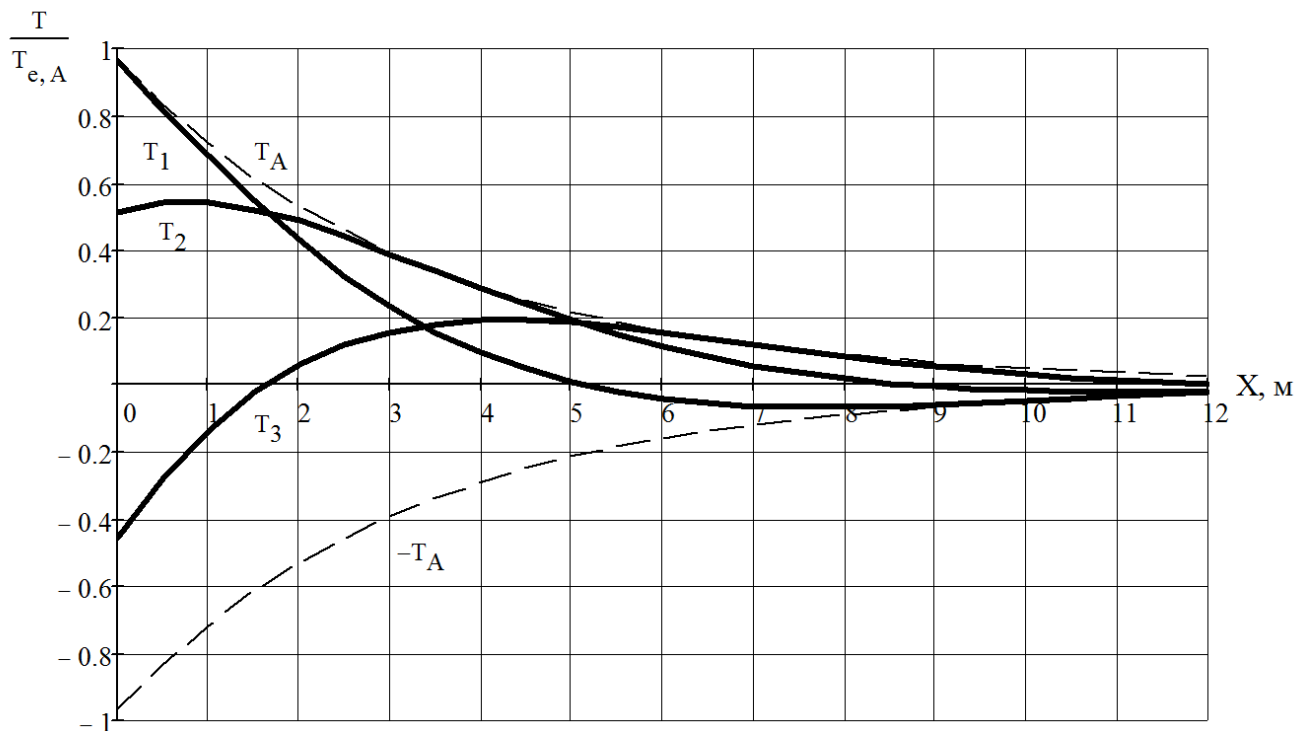


Рисунок 19 – Розподіл температури в півпросторі при гармонійних коливаннях температури середовища

7.6 Особливості розв'язання задач теорії теплопровідності при виконанні розрахунків термічного режиму бетонних споруд

Особливості врахування граничних умов при виконанні розрахунків термічного режиму бетонних гребель. Як вже зазначалося раніше, при виконанні розрахунків температурного режиму бетонних споруд і, зокрема, бетонних гребель розглядається система «споруда – основа», яка включає власне споруду і прилеглу до її підосви ділянку масиву гірських порід основи. Розглянемо, як задаються граничні умови на різних ділянках контуру розглянутої розрахункової області.

На контакті поверхонь споруди з водою зазвичай враховується гранична умова 1-го роду (81), тобто вважається, що температура в точках даних поверхонь дорівнює, відповідно, температурі води у водосховищі для верхової грані споруди та температурі води в нижньому б'єфі для низової грані споруди. При цьому температури води у водосховищі, які змінюються в часі та за глибиною, повинно бути попередньо знайдено на основі прогнозних розрахунків термічного режиму водосховища. Температури води в нижньому б'єфі також визначаються на основі прогнозних розрахунків з урахуванням умов пропуску витрат води через створ гідровузла. Аналогічним чином враховуються граничні умови в межах поверхонь дна водосховища та основи в нижньому б'єфі споруди за наявності води за спорудою.

На низовій грані споруди під час виконання розрахунків без урахування сонячної радіації використовується закон конвективного теплообміну Ньютона, тобто враховується гранична умова 3-го роду (77), в якому значення β_c приймається таким, що дорівнює β_{cb} (зазвичай $\beta_{cb} = 20 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$), а значення $T_e(t)$ такими, що дорівнюють значенням температури повітря в моменти часу t .

При врахуванні інсоляції на низовій грані греблі має місце конвективний теплообмін між відкритою бетонною поверхнею та повітрям, а також нагрівання даної поверхні внаслідок впливу сонячної радіації. Для врахування даних обставин в роботі [34] запропоновано наближений підхід, відповідно до якого для точок на поверхні контакту низової грані греблі з повітрям записується гранична умова, аналогічна наведеній вище 3-тій граничній умові (77), а саме:

$$\left. \frac{\partial T(t)}{\partial n} \right|_{\Gamma} = \frac{\beta_{crb}}{\lambda} \cdot [T|_{\Gamma}(t) - T_{ae}(t)], \quad (120)$$

де β_{crb} – розрахунковий коефіцієнт тепловіддачі, який враховує конвекцію в зоні бетонної поверхні та її випромінювання;

$T_{ae}(t)$ – змінна в часі t еквівалентна температура повітря, що враховує вплив сонячної радіації.

Коефіцієнт β_{crb} вважається рівним сумі коефіцієнта тепловіддачі конвекцією β_{cb} і коефіцієнта тепловіддачі випромінюванням β_{rb} , тобто:

$$\beta_{crb} = \beta_{cb} + \beta_{rb}. \quad (121)$$

В роботі [34] пропонується приймати рекомендований нормами проектування значення $\beta_{cb} = 20 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$, а значення β_{rb} приймати рівним $\beta_{rb} = 4,6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$.

Значення еквівалентної температури повітря $T_{ae}(t)$, що враховує вплив сонячної радіації, визначається за формулою:

$$T_{ae}(t) = T_a(t) + \frac{\varepsilon_c}{\beta_{crb}} \cdot S(t), \quad (122)$$

де $T_a(t)$ – температура зовнішнього повітря, що змінюється в часі t ;

ε_c – ступінь чорноти бетонної поверхні (значення ε_c може бути прийнято таким, що дорівнює $\varepsilon_c = 0,7$);

$S(t)$ – інтенсивність сумарної (прямої і розсіяної) сонячної радіації, що змінюється в часі t .

На контактi споруди зі скельною основою враховується гранична умова 4-го роду (85). Відповідно до даної умови вважаються такими, що дорівнюють одна одній температури бетону та основи в загальних точках контакту. Крім того, вважаються такими, що дорівнюють одна одній щільності нормального до поверхні контакту теплового потоку в бетоні та основі в даних точках.

При визначенні температурного режиму споруди в експлуатаційний період в загальному випадку необхідно враховувати вплив фільтрації води в основі і слід вирішувати задачу тепломасопереносу для виділеної розрахункової області основи. Однак з достатнім ступенем вірогідності для високих бетонних гребель температура основи споруди може бути прийнята такою, що дорівнює температурі фільтруючої води, яка надходить з нижніх шарів водосховища.

При виконанні розрахунків температурного режиму споруди в будівельний період для визначення граничних умов на кордонах ділянки області основи, виділеної поблизу підшови греблі, використовуються наступні підходи. На зовнішніх поверхнях споруди, що зводиться, і поверхнях основи в будівельний період використовуються граничні умови, аналогічні умовам, які наведено вище для низової грані споруди. При цьому в разі необхідності, може бути враховано вплив сонячної радіації. На нижній грані виділеної області основи може бути задано або щільність геотермічного потоку, або температуру, відповідну розрахунковому геотермічному градієнту і заглиблення даного кордону під поверхнею основи. На бокових гранях виділеної області основи зазвичай задається умова теплоізоляції.

Методи вирішення задач теорії теплопровідності стосовно до бетонних споруд. При виконанні розрахунків термічного режиму бетонних гребель застосовуються аналітичні та чисельні методи розв'язання відповідних задач теорії теплопровідності.

Наведені в роботах [4, 11, 30, 36, 54 та ін.] аналітичні рішення, які отримано для деяких порівняно нескладних задач теорії теплопровідності, можуть бути використані для розрахунків термічного режиму бетонних споруд і, зокрема, бетонних гребель на попередніх етапах проектування.

Відзначимо, що аналітичні рішення задач теорії теплопровідності для реальних профілів бетонних споруд за змінюваних реальних температурних умовах зовнішнього середовища, зустрічає значні математичні труднощі. Тому при вирішенні просторових і двомірних задач інтегрування рівнянь теорії теплопровідності за відповідних початкових та граничних умов зазвичай виконується чисельними методами, серед яких найбільшого поширення набули метод скінченних різниць і метод скінченних елементів. Реалізація даних методів стала можливою у зв'язку з розвитком і поширенням обчислювальної техніки.

Метод скінченних різниць, який часто застосовувався в другій половині ХХ століття, дозволяв вирішувати досить складні стаціонарні і нестаціонарні задачі теорії теплопровідності для оцінки термічного режиму бетонних споруд. Даний метод дозволяє врахувати багато з основних факторів, що впливають на розподіл температур в таких спорудах. У ряді робіт (дивись наприклад [20]) докладно викладено методіку визначення температурних полів в бетонних греблях методом скінченних різниць. Розглянутий метод є досить трудомістким і до теперішнього часу відсутні універсальні програми, що дозволяють виконувати розрахунки термічного режиму бетонних гребель. Тому при реалізації методу скінченних різниць з використанням обчислювальної техніки доводилося для кожної конкретної споруди складати відповідну програму розрахунку. Незважаючи на зазначені недоліки метод скінченних різниць до теперішнього часу застосовується при виконанні порівняно нескладних інженерних розрахунків, пов'язаних з визначенням температурного режиму бетонних гребель та їх елементів.

Розроблений в кінці ХХ століття метод скінченних елементів, який отримав найбільшого поширення в даний час, є універсальним, найбільш ефективним обчислювальним методом вирішення задач теорії теплопровідності. Даний метод дозволяє вирішувати практично будь-які стаціонарні та нестаціонарні, плоскі й просторові задачі теорії теплопровідності за будь-яких граничних умов. При цьому можуть розглядатися однорідні та неоднорідні тіла, тіла зі змінним в часі внутрішнім виділенням тепла, тіла зі змінними в часі конфігурацією та граничними умовами. Стосовно до вирішення задач теорії теплопровідності, даний метод реалізований в ряді комп'ютерних програм, наприклад, ANSYS, ABAQUS та інші. Можна вважати, що метод скінченних елементів дозволяє виконувати температурні розрахунки бетонних гребель в будівельний та експлуатаційний періоди з урахуванням всієї сукупності факторів, що впливають на термічний режим таких споруд. Відзначимо, що зважаючи на значну трудомісткість такі розрахунки методом скінченних елементів слід виконувати на остаточних етапах проектування гребель. При цьому, для отримання достовірних результатів розрахунків необхідно забезпечити достатню точність вхідних даних.

Особливості розрахунків термічного режиму бетонних споруд в будівельний період. Температурні розрахунки бетонних споруд в будівельний період зазвичай виконуються чисельними методами рішення задач теплопровідності з урахуванням наведених вище факторів, що впливають на формування термічного режиму даних споруд. Зазвичай розглядається система «споруда – основа», що включає власне споруду та область основи, яка примикає до неї. Розміри такої області може бути прийнято у відповідності до рекомендацій, наведених в темі 3.

Розглянемо характерні особливості формування термічного режиму бетонної греблі в будівельний період та підходи, які використовуються для їх врахування під час виконання температурних розрахунків.

Формування термічного режиму греблі починається в момент часу, який відповідає укладанню першого блоку бетонування на фундамент споруди. У даний момент часу, який можна назвати початковим моментом часу, температура бетону в межах блоку бетонування, очевидно, дорівнює температурі бетонної суміші, а в межах основи має місце деяке температурне поле. Під час виконання температурних розрахунків зазвичай вважається, що блоки бетонування укладаються на основу миттєво.

Для визначення характеристик температурного поля в межах основи в початковий момент часу попередньо виконуються температурні розрахунки, в яких основа, з точки зору теплофізичних характеристик, розглядається як однорідний або неоднорідний півпростір. В результаті таких розрахунків в початковий момент часу визначається температурне поле основи, яке сформувалося внаслідок сезонних коливань температури повітря з урахуванням таких факторів, як сонячна радіація, геотермічний потік з надр Землі, температура підземних вод. Температура контакту блоку бетонування з основою приймається середньою між початковою температурою бетонної суміші та температурою основи.

З моменту укладання на скельну основу першого блоку починається підйом температури бетону внаслідок тепловиділення, яке пов'язане з гідратацією цементу. Найбільш інтенсивний підйом температури має місце протягом перших 5–7 діб і може складати від 3–5 °С до 15 °С на добу в залежності від марки й витрати цементу, питомого тепловиділення бетону, розмірів блоку бетонування та інших чинників. Одночасно відбувається певний розігрів основи. Відзначимо, що в середній за висотою частині блоку бетонування зазвичай має місце максимум епюри температур. Під час виконання розрахунків термічного режиму першого блоку бетонування від моменту його укладання на скельну основу до моменту перекриття другим блоком бетонування розглядається система «перший блок бетонування – основа». Для даної системи вирішується нестационарна задача теорії теплопровідності з урахуванням тепловиділення бетону, віддачі тепла в основу і в зовнішнє повітря. В якості початкової умови приймається отриманий вище розподіл температур в даній системі для моменту часу, який відповідає моменту укладання першого блоку бетонування. На зовнішній поверхні блоку бетонування повинні

дотримуватися граничні умови, які враховують конвективний теплообмін з повітрям і сонячну радіацію. В результаті рішення поставленої таким чином нестационарної задачі теорії теплопровідності в будь-який розрахунковий момент часу (від моменту укладання першого блоку бетонування й до моменту перекриття його другим блоком бетонування) може бути знайдено поля температур в системі «перший блок бетонування – основа».

У момент часу, коли укладається другий блок бетонування, поле температур в межах першого блоку бетонування і основи відповідає температурному полю, яке мало місце перед даним моментом, а температура другого блоку бетонування дорівнює температурі бетонної суміші, що укладається. Описані температурні поля можуть розглядатися як початкові для системи «два блоки бетонування – основа». Температура контакту блоків бетонування може бути прийнято середньою між початковими температурами верхньої поверхні бетону першого блоку та бетонної суміші, що укладається.

Після укладання другого блоку бетонування в ньому починається підйом температури бетону внаслідок тепловиділення, яке пов'язане із гідратацією цементу. Інтенсивність такого підйому температури трохи вище, ніж в першому блоці бетонування. Це пов'язано з припливом тепла від нижче розташованого блоку і з меншим впливом основи. Під час виконання розрахунків термічного режиму споруди від моменту укладання другого блоку бетонування на перший блок до моменту перекриття третім блоком бетонування розглядається система «перші два блоки бетонування – основа». В якості початкової умови приймається отриманий вище розподіл температур в даній системі для моменту часу, який відповідає моменту укладання другого блоку бетонування. На зовнішній поверхні другого блоку бетонування повинні дотримуватися граничні умови, які враховують конвективний теплообмін з повітрям і сонячну радіацію. В результаті розв'язання поставленої таким чином нестационарної задачі теорії теплопровідності в будь-який розрахунковий момент часу (від моменту укладання другого блоку бетонування й до моменту перекриття його третім блоком бетонування) може бути знайдено поля температур в системі «перші два блоки бетонування – основа».

Аналогічні прийоми використовуються для визначення змінюваного в часі термічного режиму системи «гребля – основа» в будівельний період під час подальшого укладання блоків бетонування як в разі застосування віброваного бетону, так і в разі застосування укоченого бетону. Відзначимо, що під час виконання температурних розрахунків бетонних гребель в будівельний період в необхідних випадках слід враховувати вплив термічного опору опалубки, а також заходи щодо регулювання температури блоків бетонування (полив водою горизонтальної поверхні блоків, трубне охолодження блоків та інше). На рисунку 20 наведено типові епюри температур в бетонній кладці, які мають місце в разі застосування трубного охолодження (суцільна лінія) та за відсутності охолодження (штрихпунктирна лінія).

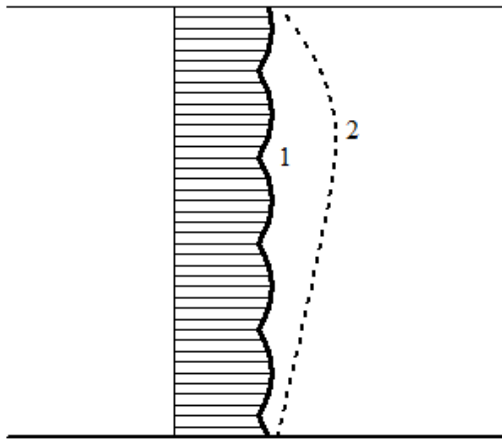


Рисунок 20 – Епюри температур в бетонному масиві, що зводиться:
1 – з трубним охолодженням; 2 – без охолодження

Описані вище підходи використовуються під час виконання температурних розрахунків бетонних гребель, що зводяться, в будівельний період на остаточних етапах проектування даних споруд. При цьому слід враховувати всю сукупність наведених вище факторів, які впливають на термічний режим бетонних гребель в процесі їх зведення. На попередніх етапах проектування термічний режим бетонних гребель в будівельний період може визначатися на основі спрощених підходів. В якості одного з таких спрощених підходів для гребель з укоченого бетону, який широко застосовується в даний час, може бути використано аналітичне розв’язання, отримане в роботі [11].

Особливості розрахунків термічного режиму бетонних споруд в експлуатаційний період. При оцінці термічного режиму бетонної споруди і, зокрема, бетонної греблі в експлуатаційний період зазвичай вважається, що процес розсіювання тепла, яке накопилось в масиві споруди внаслідок гідратації цементу в будівельний період, завершено. Передбачається, що в розглянутий експлуатаційний період зміна в часі температурних полів в тілі греблі відбувається внаслідок сезонних коливань температури повітря і температури води у водосховищі.

Слід зазначити, що мають місце істотні відмінності температурних полів у внутрішніх і в зовнішніх зонах греблі. Температурне поле у внутрішній зоні греблі може розглядатися як стаціонарне та таке, що відповідає середньобаторічній температурі повітря з боку низової грані, та таке, що відповідає середньобаторічній температурі води у водосховищі, яка змінюється за глибиною, з боку напірної грані споруди. Температурні поля в зовнішніх зонах греблі, що примикають до граней споруди, слід розглядати як нестаціонарні. Зміни таких полів в часі пов’язані із сезонними коливаннями температури навколишнього середовища. При цьому в зоні низової грані греблі необхідно враховувати вплив сезонних коливань температури повітря, а в зоні напірної грані греблі – сезонних коливань температури води в водосховищі.

Глибина зовнішніх зон греблі, в межах яких відчуваються сезонні коливання температури, не перевищує 10–12 м.

Під час виконання розрахунків бетонних гребель в експлуатаційний період зазвичай розглядається щорічно повторюваний так званий квазістаціонарний термічний режим споруди. Такий режим формується під впливом щорічно повторюваних змін температури повітря з боку низової грані греблі та температури води у водосховищі з боку напірної грані споруди.

Температурні розрахунки бетонних гребель виконуються для системи «споруда – основа» в рамках рішення квазістаціонарних задач теорії теплопровідності будь-яким чисельним методом.

Під час вирішення такої задачі в якості початкової умови доцільно прийняти (в межах даної системи «споруда – основа») температурне поле, яке відповідає стаціонарному режиму за середніх багаторічних значень температури повітря та температури води у водосховищі, що змінюється за глибиною.

На гранях греблі приймаються наступні граничні умови, які повинні враховуватися під час вирішення квазістаціонарних задач теорії теплопровідності. На напірній грані греблі враховуються граничні умови 1-го роду – щорічно повторювані, такі, що змінюються в часі та за глибиною температури води у водосховищі. На низовій грані греблі приймаються граничні умови 3-го роду (в необхідних випадках з урахуванням сонячної радіації), які враховують щорічно повторювані, такі, що змінюються в часі температури повітря. В необхідних випадках враховується щорічно повторювана, така, що змінюється в часі інтенсивність сонячної радіації. Для високих гребель температура в межах основи греблі зазвичай приймається постійною і такою, що дорівнює температурі води, що фільтрується. Для глибоких непроточних водоймищ ця температура практично не відрізняється від температури води в нижніх шарах водосховища.

Для отримання квазістаціонарного температурного режиму греблі в експлуатаційний період зазвичай надходять у такий спосіб. При зазначених вище початковій і граничних умовах вирішується нестационарна задача теорії теплопровідності для системи «споруда – основа» для досить тривалого проміжку часу (20 – 25 років). Вважається, що квазістаціонарний режим в греблі має місце, якщо в контрольованих точках тіла греблі температури, які визначені для розрахункового року, що слідує, незначно відрізняються від температур, знайдених для попереднього розрахункового року. Порівняння температур для того, що слідує, та попереднього розрахункових років слід проводити для одних й тих самих щорічно повторюваних моментів часу окремо для теплого і холодного періодів.

В результаті розрахунків температурного режиму греблі в експлуатаційний період може бути отримано температурні поля в тілі споруди в будь-який момент часу. Під час виконання розрахунків термонапруженого стану греблі зазвичай обмежуються розглядом двох екстремальних температурних полів в тілі греблі. Одне з даних температурних полів відповідає літньому періоду, а друге – зимовому періоду. Зазвичай екстремальне температурне поле

літнього періоду приймається для моменту часу, за якого температура поверхні низової грані греблі максимальна. Відповідно, екстремальне температурне поле зимового періоду приймається для моменту часу, за якого температура поверхні низової грані греблі мінімальна.

Під час виконання розрахунків по визначенню термічного режиму бетонних гребель на остаточних етапах проєктування необхідно вирішувати просторові задачі теорії теплопровідності. Іноді для масивних гравітаційних гребель обмежуються рішенням плоских задач.

Для визначення термічного режиму бетонних гребель в експлуатаційний період на попередніх етапах проєктування можна скористатися спрощеними методами [4, 36, 54 та ін.].

7.7 Відомості про методи вирішення задач по визначенню термонапруженого стану бетонних споруд

Загальні положення. Як вже зазначалося вище, температурні напруження, які виникають в бетонних спорудах і, зокрема, бетонних греблях, в ряді випадків можуть виявитися такими, що визначають їх міцність та тріщиностійкість. Під час знаходження температурних напружень в якості вихідних даних використовуються температурні поля, які формуються в спорудах в розрахункові моменти часу. Методи визначення таких температурних полів в бетонних спорудах для будівельного та експлуатаційного періодів викладено вище.

Необхідно відзначити, що найбільш достовірні дані про напружено-деформований стан бетонних та залізобетонних гідротехнічних споруд з урахуванням температурних впливів може бути отримано в результаті виконання розрахунків, в рамках рішення тривимірної в'язкопружнопластичної задачі механіки твердого тіла, що деформується, для системи «споруда – основа» з урахуванням послідовності зведення. Під час вирішення такої нелінійної задачі слід мати на увазі, що в процесі зведення одночасно зі зміною конфігурації споруди відбувається прикладання до неї силових впливів (власна вага, гідростатичний тиск тощо), а також температурних впливів, характер і значення яких змінюються в процесі зведення споруди. Крім того, під час виконання розрахунків для будівельного періоду необхідно додатково враховувати вплив зміни в часі деформаційних характеристик бетону, зокрема, зростання в часі модуля пружності, зниження в часі повзучості.

У загальному випадку такі розрахунки слід послідовно виконувати для розрахункових моментів часу протягом розрахункової тривалості життя споруди, починаючи від моменту влаштування котловану під споруду, включаючи розрахункові моменти часу в період зведення споруди, а також протягом усього періоду експлуатації до закінчення розрахункового терміну служби споруди. Під час виконання даних розрахунків для кожного розрахункового проміжку часу визначаються збільшення температурних напружень, що викликані зміною температурного поля споруди протягом такого

проміжку часу.

Розрахунки напружено-деформованого стану бетонних і залізо-бетонних гідротехнічних споруд з урахуванням всієї сукупності зазначених факторів можуть бути виконані чисельними методами з застосуванням комп'ютерних програм, наприклад, ANSYS, ABAQUS та інших. Викладений підхід до виконання розрахунків бетонних споруд і, зокрема, бетонних гребель доцільно використовувати на остаточних етапах проектування відповідальних споруд великої висоти.

Так само, як в розрахунках температурного режиму, під час визначення температурних напружень в бетонних спорудах часто розглядають окремо будівельний та експлуатаційний періоди.

Відзначимо, що температурні напруження в бетонних спорудах викликаються розрахунковими температурними полями, які відрізняються від температурних полів, визначених при виконанні розрахунків термічного режиму споруд в будівельний та експлуатаційний періоди.

Під час виконання розрахунків для експлуатаційного періоду розрахункові температурні поля, які викликають температурні напруження в бетонній споруді, визначаються як різниці температурних полів, обумовлених сезонними коливаннями температури навколишнього середовища (повітря і води у водосховищі), і температури замикання конструкцій T_0 . Значення T_0 слід приймати за даними про календарний термін замикання конструкції, за даними про порядок виконання робіт та у відповідності до інших виробничо-технологічних даних. Наприклад, для бетонних аркових гребель в якості температури замикання T_0 доцільно прийняти температуру споруди, що відповідає моменту часу закінчення цементації будівельних швів з урахуванням в необхідних випадках штучного охолодження бетонної кладки. За відсутності таких даних на попередніх етапах проектування значення температури замикання може бути прийнято відповідно до рекомендацій норм проектування [17].

Розрахунок температурних напружень в бетонних спорудах методом теорії пружності. Найбільш просто температурні напруження в бетонних спорудах визначаються методами теорії пружності. При цьому в якості вихідних даних використовуються розрахункові температурні поля, отримані в результаті виконання розрахунків термічного режиму споруди.

Визначення температурних напружень в ізотропному ідеально пружному тілі зводиться до стандартної процедури теорії пружності [2, 20, 29, 32, 36, 54 та інші]. При цьому задача вирішується в такій послідовності.

Спочатку в кожній точці даного тіла знаходяться напруження гідростатичного тиску $p_{от}$:

$$p_{от} = \frac{\alpha \cdot E \cdot T}{1 - 2 \cdot \nu}, \quad (123)$$

де α , E і ν – відповідно коефіцієнт лінійного температурного розширення,

модуль пружності та коефіцієнт Пуассона матеріалу тіла;

$T = T(x, y, z)$ – функція розрахункової температури в межах розрахункової області.

Потім визначаються значення фіктивних об'ємних $p_{x,T}$, $p_{y,T}$, $p_{z,T}$ і нормальних до поверхні контуру тіла навантажень $q_{n,T}$:

$$\begin{aligned} p_{x,T} &= -\frac{\alpha \cdot E}{1 - 2 \cdot \nu} \cdot \frac{\partial T}{\partial x}, \\ p_{y,T} &= -\frac{\alpha \cdot E}{1 - 2 \cdot \nu} \cdot \frac{\partial T}{\partial y}, \\ p_{z,T} &= -\frac{\alpha \cdot E}{1 - 2 \cdot \nu} \cdot \frac{\partial T}{\partial z}, \\ q_{n,T} &= \frac{\alpha \cdot E}{1 - 2 \cdot \nu} \cdot T_{\Gamma}, \end{aligned} \quad (124)$$

де T_{Γ} – температура в точках контуру тіла, в яких визначаються значення фіктивних контурних навантажень $q_{n,T}$.

Після цього звичайними методами (наприклад, методом кінцевих елементів) вирішується задача теорії пружності для розглянутого тіла, завантаженого об'ємними фіктивними та контурними навантаженнями. В результаті вирішення даної задачі визначаються значення напружень σ_{x1} , σ_{y1} , σ_{z1} , τ_{xy1} , τ_{xz1} , τ_{yz1} в межах розглянутої розрахункової області.

Нарешті, знаходяться значення температурних напружень σ_x , σ_y , σ_z , τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} за формулами:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_{x1} + p_{oT}, & \sigma_y &= \sigma_{y1} + p_{oT}, & \sigma_z &= \sigma_{z1} + p_{oT}, \\ \tau_{xy} &= \tau_{xy1}, & \tau_{xz} &= \tau_{xz1}, & \tau_{yz} &= \tau_{yz1}. \end{aligned} \quad (125)$$

Під час розрахунків температурного стану гребель, особливо в будівельний період, необхідно враховувати ряд додаткових факторів. До числа таких факторів відноситься модуль пружності бетону, який змінюється в часі та за перерізом конструкції. Крім того, виникає необхідність врахування повзучості бетону, яка значно знижує екстремальні значення температурних напружень. Істотний вплив може надати також армування конструкції, утворення тріщин та інші фактори. Врахування даних факторів значно ускладнює розрахунок термонапруженого стану гребель. Тому такий розрахунок виконується на комп'ютерах за спеціально розробленими програмами.

Більш детально методика виконання розрахунків термонапруженого стану бетонних гребель з урахуванням всієї сукупності факторів, які впливають на цей стан, викладено в роботах [4, 6, 20, 36, 49, 54 та ін.].

Контрольні питання

1. Описати загальні відомості про температурні впливи на гідротехнічні споруди.
2. Описати основні фактори, що впливають на термічний режим гідротехнічних споруд.
3. Описати основні теплофізичні характеристики гідротехнічного бетону і ґрунтів основи, які враховуються під час виконання розрахунків температурного режиму бетонних гідротехнічних споруд.
4. Описати основні положення теорії теплопровідності.
5. Описати аналітичні рішення задач теорії теплопровідності.
6. Описати особливості розв'язання задач теорії теплопровідності під час виконання розрахунків термічного режиму бетонних споруд.
7. Описати методи вирішення задач по визначенню термонапруженого стану бетонних споруд.

8 СЕЙСМІЧНІ ВПЛИВИ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

8.1 Загальні відомості про землетруси

Значну частину поверхні земної кулі займають сейсмічно активні зони. Під час будівництва в даних зонах будівель і споруд повинна бути забезпечена їх *сейсмостійкість*, під якою розуміється здатність будівель і споруд та їх несучих конструкцій протистояти сейсмічним впливам, зберігаючи при цьому свої експлуатаційні якості.

Гідротехнічні споруди та, зокрема, бетонні греблі є в достатній мірі сейсмостійкими спорудами. Так, наприклад, під час руйнівного Сичуанського землетрусу, що стався 12 травня 2008 року у Китаї в повіті Веньчуань високі бетонні греблі – арочна Шейпай та гравітаційна Бауцззі – не отримали будь-яких істотних пошкоджень, незважаючи на те, що інтенсивність даного землетрусу значно перевищувала розрахункове значення.

Землетрус являє собою динамічні коливання, що виникають в земній корі внаслідок її рухів і деформацій. Відповідно до сучасних поглядів землетруси є пов'язаними із наступними обставинами. Вважається, що зовнішня оболонка Землі (літосфера) складається з декількох гігантських тектонічних плит. Товщина таких плит складає близько 80 км. Плити рухаються одна відносно іншої під дією конвекційних потоків, що виникають на великих глибинах від поверхні в умовах високих температур та тисків. В результаті взаємодії плит на їх контактах виникають зони концентрації напружень. Напруження в даних зонах наростають зі швидкістю, пропорційною швидкості руху плит одна відносно одної. Одночасно йде процес релаксації напружень, що знижує швидкість їх росту. Якщо напруження в зонах їх концентрації не встигають прорелаксувати і досягають значень, що відповідають міцності гірських порід, відбувається розрив або зсув у вигляді скидання або підкидання. У таких випадках говорять про тектонічні землетруси, що володіють найбільшою силою.

Площину розриву разом з областю навколо неї зазвичай називають *вогнищем*, *фокусом* або *гіпоцентром* землетрусу. Проекцію гіпоцентру на земну поверхню прийнято називати епіцентром землетрусу.

Залежно від глибини вогнища (фокуса) під земною поверхнею H_{eq} розрізняють *глибокофокусні* землетруси при $H_{eq} = 300 - 700$ км, *проміжні* – при $H_{eq} = 60 - 300$ км, *нормальні* – при $H_{eq} = 15 - 60$ км та *дрібнофокусні* при H_{eq} менше 15 км. Найбільш руйнівними є дрібнофокусні землетруси.

Розрив гірських порід у вогнищі землетрусу супроводжується виділенням накопиченої енергії пружних деформацій. Велика частина цієї енергії витрачається на пластичні деформації та руйнування гірських порід в зоні їх розриву. Решта, порівняно невелика, частина енергії виділяється у вигляді сейсмічної енергії і викликає коливання навколишнього середовища.

Розвиток даних коливань супроводжується поширенням сейсмічних хвиль в масиві гірських порід. Дані хвилі бувають двох типів: поздовжні й поперечні. При проходженні поздовжніх хвиль виникають деформації стиснення-розтягування, які змінюються у часі. Поширення поперечних хвиль пов'язане із

деформаціями зсуву. Швидкості поширення сейсмічних хвиль залежать від щільності та пружних характеристик порід, в яких вони проходять. Значення швидкостей поширення поздовжніх V_p і поперечних V_s хвиль в однорідних ізотропних пружних тілах може бути знайдено за формулами [4, 21, 22, 53 та ін.]:

$$V_p = \sqrt{\frac{1 - \nu_{dyn}}{(1 + \nu_{dyn}) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_{dyn})} \cdot \frac{E_{dyn}}{\rho}}, \quad V_s = \sqrt{\frac{G_{dyn}}{\rho}} = \sqrt{\frac{E_{dyn}}{2 \cdot (1 + \nu_{dyn}) \cdot \rho}}. \quad (126)$$

де E_{dyn} , ν_{dyn} та G_{dyn} – динамічні пружні характеристики матеріалу тіла, в якому поширюються пружні хвилі: відповідно модуль пружності, коефіцієнт Пуассона і модуль зсуву;

ρ – щільність матеріалу тіла.

При досягненні поздовжніми та поперечними хвилями поверхні Землі відбувається їх відображення. Накладення хвиль, що підходять до поверхні Землі, на відображені хвилі призводить до інтерференції хвиль. В результаті виникають поверхневі хвилі, які поділяються на *хвилі Лява* та *хвилі Релея*. Хвилі Лява є поперечними горизонтальними коливаннями в напрямку, перпендикулярному напрямку поширення хвилі. Під час проходження хвиль Релея, частинки рухаються у вертикальній площині, описуючи еліпс.

Колівання земної поверхні під час землетрусів в будь-якій точці являють собою нестационарний коливальний процес, який характеризується прискореннями, які швидко змінюються в часі, а також залежними від них швидкостями та зсувами. Форми коливань і пікові значення даних параметрів залежать від геологічної будови масиву гірських порід і значною мірою від відстані розглянутої точки земної поверхні до епіцентру землетрусу. Очевидно, що пікові значення параметрів коливань земної поверхні мають максимальні значення в епіцентрі землетрусу і зменшуються за мірою віддалення від нього.

Для спостереження за землетрусами в сейсмічно небезпечних районах розміщують сейсмічні станції. Сейсмічна станція є науковою установою, яка проводить реєстрацію коливань земної поверхні під час землетрусів, а також первинну обробку отриманих результатів. При цьому використовується такий прилад як сейсмограф, призначений для запису прискорень під час коливань земної поверхні, викликаних землетрусами, а також при сейсмозв'язці.

8.2 Характеристики землетрусів

Однією з найважливіших характеристик землетрусів є *магнітуда*. Магнітуда являє собою десятковий логарифм максимальної амплітуди, мк, запису сейсмічної хвилі, отриманого сейсмографом стандартного типу на відстані 100 км від епіцентру землетрусу. Значення магнітуди перераховується відповідним чином, якщо запис отримано на сейсмографі іншого типу.

Перерахунок є необхідним також у разі, якщо запис зроблено на іншій відстані від епіцентру землетрусу. Використання магнітуди в якості характеристики землетрусу було запропоновано Вадаті (Японія) в 1931 році. Пізніше в 1935 році Ч. Ріхтером (США) було вдосконалено методику визначення магнітуди.

Між повною енергією, що виділяється в епіцентрі землетрусу E , Дж, і магнітудою M існує наступна емпірична залежність:

$$\lg E = 4,8 + 1,5 \cdot M = K . \quad (127)$$

Величину K називають енергетичним класом землетрусу. З формули (127) видно, що можливі землетруси із магнітудою $M = 0$. Такі землетруси не викликають коливання стандартного сейсмографу. Енергія, яка виділяється під час даних землетрусів не перевищує $E = 10^{4,8}$ Дж. Таким чином, магнітуда може розглядатися як енергетична характеристика вогнища землетрусу.

Для енергетичної оцінки землетрусу використовується шкала Ріхтера. Значення балу за даною шкалою приймається таким, що дорівнює значенню магнітуди. Найсильніші землетруси відзначалися в Колумбії та Еквадорі (1906 р.), в Японії (1933 р.), в Тихому океані на відстані в 138 км від острова Хонсю (2011 р.). Магнітуда даних землетрусів становила 8,9 за шкалою Ріхтера.

Параметри коливань земної поверхні залежать від магнітуди, відстані розглянутої точки земної поверхні до вогнища землетрусу та геологічної будови масиву гірських порід.

Для оцінки такої важливої характеристики сейсмічних коливань розглянутої точки земної поверхні, як середнє пікове горизонтальне прискорення, може бути використано графік, розроблений І. М. Ідрісс (I. M. Idriss) [63], який наведено на рисунку 21.

Окрім енергетичної характеристики землетрусу за магнітудою широко використовується поняття *інтенсивності землетрусу*. Інтенсивність землетрусу характеризує прояв сейсмічних коливань в тому чи іншому пункті земної поверхні. Відзначимо, що інтенсивність одного і того ж землетрусу в різних точках земної поверхні буде різною, незважаючи на те, що магнітуда одна. Для оцінки інтенсивності використовуються різні шкали. У Північній Америці широко використовується 12-бальна шкала Меркаллі. В Японії – 8-бальна шкала ІМА (мінімальне значення 0 балів, максимальне – 7 балів). У ряді європейських країн прийнято розроблену С.В. Медведєвим (Росія), В. Шпохойером (Німеччина) і В. Карником (Чехія) 12-бальну шкалу MSK-64.

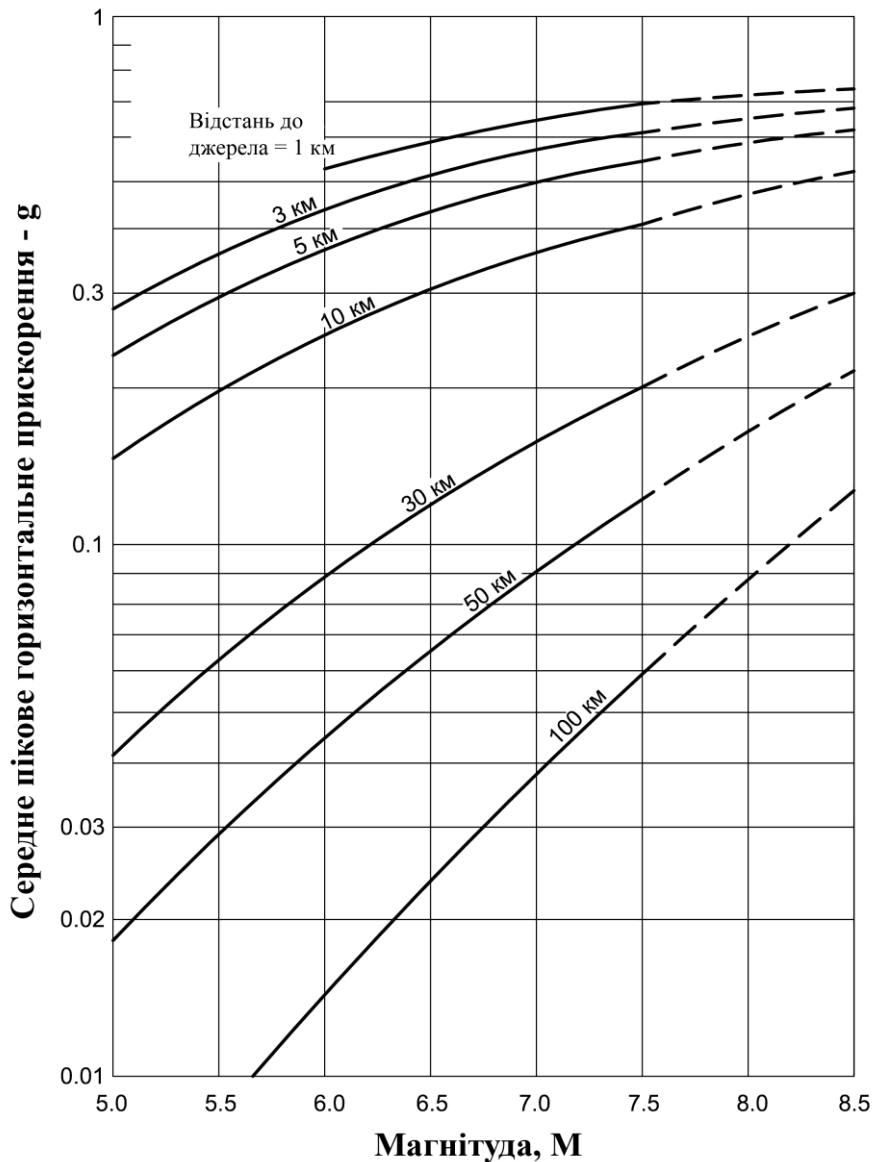


Рисунок 21 – Залежність середнього пікового горизонтального прискорення від магнітуди та відстані до вогнища землетрусу

В Україні в даний час застосовується шкала MSK-64, відповідно до якої інтенсивність землетрусів I в балах може бути визначено на підставі якісного опису наслідків землетрусів та кількісної оцінки параметрів коливань земної поверхні. Якісний опис наслідків землетрусів засновано на трьох критеріях: відчуття людей і впливи на навколишні предмети; впливи на будівлі та споруди різних типів; залишкові явища в ґрунтах та зміна режиму ґрунтових вод (табл. 7).

Для кількісної оцінки параметрів коливань земної поверхні шкала MSK-64 містить відповідні до того чи іншого балу I межі значень наступних величин: a_0 – амплітуда прискорень коливань ґрунту для періодів 0,1 – 0,5 с; v_0 – амплітуда швидкостей коливань ґрунту для періодів 0,5 – 2 с; x_0 – амплітуда зсувів центру маятника стандартного сейсмографу з періодом власних коливань 0,25 с і логарифмічним декрементом 0,5 (табл. 8). Значення амплітуди прискорень коливань ґрунту використовуються під час виконання розрахунків будівельних конструкцій на сейсмічні впливи.

Таблиця 8 – Якісний опис наслідків землетрусів за шкалою MSK-64

Інтенсивність землетрусу I , бали	Коротка характеристика землетрусу
1	Струси ґрунту відзначаються тільки приладами
2	Коливання відчуються в окремих випадках людьми
3	Землетрус відчувається небагатьма людьми
4	Землетрус відчуються багатьма людьми. Можливо деренчання стекол.
5	Хитання висячих предметів. Багато сплячих людей прокидається.
6	Легкі пошкодження будинків, тонкі тріщини в штукатурці. В окремих випадках в сирих ґрунтах можливі тріщини до 1 см шириною, обвали в гірських районах. Спостерігаються зміни дебіту джерел.
7	В штукатурці тріщини та відколювання шматків. Тонкі тріщини в стінах. Хвилі на поверхні води; підняття мулу. Зміна рівня води та дебіту джерел. Зсуви в піщаних і гравелистих берегах річок.
8	Великі тріщини в стінах, падіння карнизів, димових труб. Невеликі зсуви на крутих схилах насипів і виїмок. Тріщини в ґрунтах до декількох сантиметрів.
9	В деяких будівлях обвалення стін, перекриттів, покрівлі. Пошкодження штучних водойм; на поверхні води великі хвилі. На рівнинах повені. Часті зсуви, осипи; скелі обвалюються. Тріщини до 10 см і більше в ґрунтах.
10	Обвали в багатьох будівлях. Тріщини шириною до 1 м в ґрунтах. Небезпечні пошкодження гребель і дамб. Великі зсуви на берегах річок і морів. Широкі розриви, паралельні руслам водотоків. Вихлюпування води з каналів, річок, озер. Виникнення нових озер.
11	Катастрофа. Численні тріщини на поверхні Землі, великі обвали в горах. Серйозні пошкодження гребель, мостів, залізничних колій. Визначення бальності вимагає спеціальних досліджень.
12	Зміна рельєфу. Сильні пошкодження або руйнування практично всіх наземних та підземних споруд. Визначення бальності вимагає спеціальних досліджень.

Дані, які не наведено в таблиці 9 – дані для слабких землетрусів інтенсивністю нижчою за $I = 5$ балів і для дуже сильних землетрусів інтенсивністю вищою за $I = 10$ балів можуть бути отримано нелінійною (параболічною) екстраполяцією.

Таблиця 9 – Параметри коливань земної поверхні за шкалою MSK-64

Інтенсивність землетрусу I , бали	Характеристики коливань ґрунту		
	a_0 , см/с ²	v_0 , см/с	x_0 , мм
5	12–25	1–2	0,5–1
6	25–50	2,1–4	1,1–2
7	50–100	4,1–8	2,1–4
8	100–200	8,1–16	4,1–8
9	200–400	16,1–32	8,1–16
10	400–800	32,1–64	16,1–32

Однією з важливих характеристик є *повторюваність землетрусів*. Під час виконання розрахунків сейсмостійкості гідротехнічних споруд, в тому числі й бетонних гребель, необхідно враховувати досить сильні землетруси рідкісної повторюваності. Згідно з діючими нормами проектування [15, 53] значення розрахункового періоду повторюваності землетрусів T_{ret} слід приймати в залежності від виду сейсмічного впливу, що враховується, та класу споруд таким, що дорівнює 500 років, 1000 років та 5000 років.

8.3 Акселерограми землетрусів

Найбільш повно землетруси характеризуються *акселерограмами*, які представляють собою залежності від часу сейсмічних прискорень земної поверхні в даній точці за різними напрямками. Акселерограми землетрусів, що спостерігаються, отримують на сейсмічних станціях за допомогою сейсмографів у вигляді записів в часі процесів зміни прискорень для фіксованих напрямків: північ-південь (N-S), захід-схід (W-E), вертикалі (V). Акселерограми може бути представлено у вигляді графіків, але в даний час зазвичай використовуються оцифровані акселерограми. Оцифрована акселерограма являє собою таблицю значень сейсмічних прискорень за даним напрямком, які визначено в фіксовані моменти часу з досить малим кроком, наприклад, з кроком 0,005 с, 0,01 с, 0,02 с.

Важливою характеристикою акселерограми є *максимальне пікове прискорення* основи a_p , в якості якого приймається максимальне за абсолютним значенням сейсмічне прискорення за час землетрусу.

Характер акселерограми і значення максимального пікового прискорення залежать від магнітуди землетрусу, відстані розглянутої точки земної поверхні від вогнища, інженерно-геологічних умов та інших чинників.

Акселерограмі відповідають *велосиграма* та *сейсмограма*, які представляють собою залежності від часу відповідно швидкостей і зсувів земної поверхні в даній точці під час землетрусу.

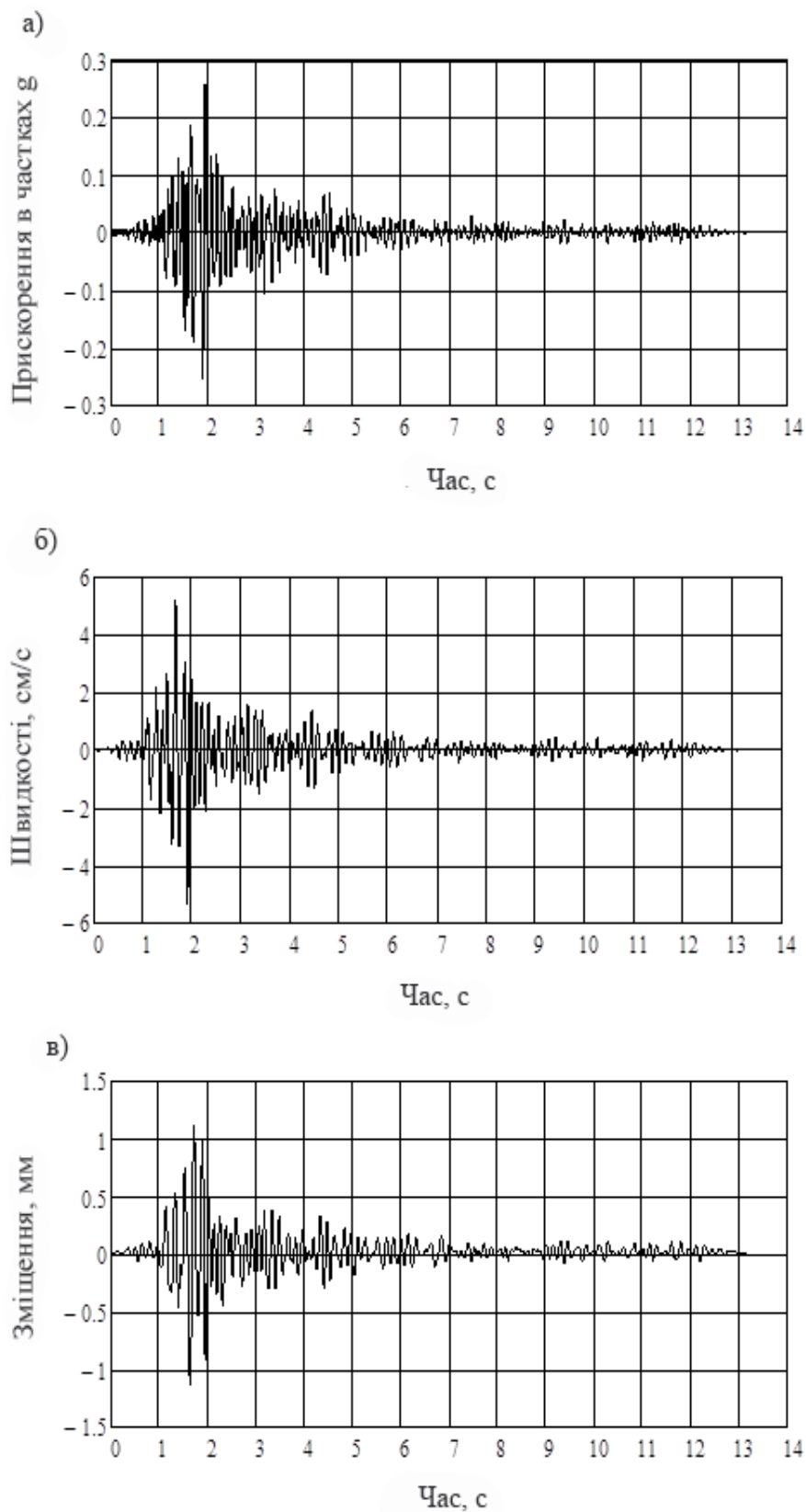


Рисунок 22 – Акселерограма (а), велосиграма (б) та сейсмограма (в) для розрахунків сейсмостійкості основних споруд Дністровської ГАЕС

До сих пір розглядалися акселерограми землетрусів, які отримують на сейсмічних станціях. Під час виконання розрахунків сейсмостійкості відповідальних споруд використовуються розрахункові акселерограми (і / або

велосиграми, сейсмограми). Параметри розрахункових акселерограм, які відповідають розрахунковій сейсмічності майданчика розміщення споруди, встановлюються під час виконання сейсмологічних досліджень та досліджень з урахуванням даних про швидкісні, частотні й резонансні характеристики ґрунтів, що залягають в основі споруди. При цьому, згідно із вимогами норм проектування [15, 53], можуть використовуватися акселерограми, які записано на майданчику будівництва, аналогові акселерограми, які отримано в районах, схожих з районом майданчика будівництва за сейсмологічними умовами, синтезовані акселерограми, які сформовано відповідно до розрахункових параметрів сейсмічного впливу. Синтезовані акселерограми отримують розрахунковими методами на основі статистичної обробки та аналізу ряду акселерограм і/або спектрів реальних землетрусів з урахуванням місцевих сейсмологічних умов.

На рисунку 22,а, для прикладу, показано розрахункову акселерограму, що описує горизонтальні коливання земної поверхні, яка використовувалася під час виконання розрахунків сейсмостійкості основних споруд Дністровської ГАЕС. Максимальне пікове прискорення даної акселерограми становить $a_p = 0,26 \cdot g$, де g – прискорення вільного падіння. На рисунках 22, б і 22, в наведено велосиграму та сейсмограму, які відповідають розрахунковій акселерограмі.

Для виконання розрахунків сейсмостійкості відповідальних споруд в загальному випадку використовуються трикомпонентні акселерограми, які описують коливання земної поверхні в трьох напрямках. При цьому розглядають горизонтальну радіальну компоненту (напрямок майданчик – вогнище землетрусу), горизонтальну тангенціальну компоненту (перпендикулярна до радіальної компоненти) та вертикальну компоненту акселерограми.

8.4 Сейсмічне районування та мікрорайонування. Нормативна, вихідна та розрахункова сейсмічність

Спостереження за сейсмічною активністю за допомогою сейсмографів на сейсмічних станціях дозволили здійснити загальне сейсмічне районування (ЗСР), що представляє собою поділ території держави або регіону на райони, в яких можливі землетруси тієї або іншої інтенсивності в балах. У нормах проектування [15, 53] наведено карти, на яких нанесено райони інтенсивностей можливих землетрусів в балах шкали MSK-64 для різних повторюваностей землетрусів:

- карта А ЗСР-97 для періоду повторюваності землетрусів $T_{ret} = 500$ років;
- карта В ЗСР-97 для періоду повторюваності землетрусів $T_{ret} = 1000$ років;
- карта С ЗСР-97 для періоду повторюваності землетрусів $T_{ret} = 5000$ років.

Крім того, в нормах проектування дано перелік міст і великих населених пунктів із зазначенням розрахункової сейсмічності.

Карти ЗСР-97 складено для середніх інженерно-геологічних умов.

Згідно з діючими нормами проектування [15, 53] сейсмічність в балах

шкали MSK-64, що встановлюється згідно з картами ЗСР-97, розглядається як *нормативна сейсмічність* (позначається I^{nor}).

Під час проєктування в сейсмічних районах, які входять в напірний фронт відповідальних гідротехнічних споруд класів СС3, СС2-1 (I і II класів), таких як високі бетонні греблі, необхідно виконувати детальне сейсмічне районування, в рамках якого складається сейсмотектонічна модель району розташування об'єкта. Така модель повинна включати карту і характеристики основних зон можливих вогнищ землетрусів, відомості про наявність чи відсутність активних розломів і можливості схилових зсувів великих обсягів та їх параметрів. В результаті детального сейсмічного районування встановлюється *вихідна сейсмічність* району розташування об'єктів в балах шкали MSK-64 (позначається I^{beg}). Для споруд класів СС2-2, СС1 (III і IV класів) вихідна сейсмічність приймається такою, що дорівнює нормативній сейсмічності, тобто $I^{beg} = I^{nor}$.

Слід зазначити, що при однаковій вихідній сейсмічності в межах усього району розташування гідровузла інтенсивність сейсмічного впливу в зоні майданчика розміщення кожної конкретної споруди може бути різною в залежності, в основному, від інженерно-геологічних умов. У разі скельних порід основи інтенсивність сейсмічного впливу буде меншою, а у разі глинистих водонасичених ґрунтів – істотно більшою. Крім того, на інтенсивність сейсмічного впливу в зоні майданчика розміщення споруди впливають гідрогеологічні умови, характер морфологічних змін ґрунтів, наявність можливих розривних порушень та інші чинники.

Для оцінки впливу даних факторів виконуються спеціальні сейсмологічні дослідження, які називають *сейсмічним мікрорайонуванням*. Задачею сейсмічного мікрорайонування є отримання кількісної оцінки впливу місцевих умов на сейсмічність і характер сейсмічних коливань в межах майданчика розміщення конкретної споруди.

Відповідно до вимог норм проєктування [15, 53] дослідження, що проводяться в рамках сейсмічного мікрорайонування для бетонних гребель та інших, що входять до складу напірного фронту гідротехнічних споруд класів СС3 і СС2-1 (I і II класів), повинні виконуватися інструментальними і розрахунковими методами, а для інших гідротехнічних споруд можуть використовуватися результати інженерно-геологічних і геофізичних досліджень для майданчика розміщення споруди.

В результаті сейсмічного мікрорайонування визначається розрахункова сейсмічність майданчика розміщення споруди в балах шкали MSK-64 (позначається I^{des}) і встановлюються параметри розрахункових акселерограм.

Таблиця 10 – Розрахункова сейсмічність майданчика будівництва

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунти	Розрахункова сейсмічність майданчика споруди при початковій сейсмічності, бали				
		6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7
I	Скельні ґрунти усіх видів (у тому числі багатолітньомерзлі в мерзлому і талому станах) невивітрілі та слабовивітрілі; великоуламкові ґрунти щільні маловологі з магматичних порід, що містять до 30% піщано-глинистого заповнювача; вивітрілі та сильновивітрілі скельні та нескельні твердомерзлі (багатолітньомерзлі) ґрунти за температури мінус 2°C та нижче під час будівництва та експлуатації за принципом I (збереження ґрунтів основи в мерзлому стані); швидкість поширення поперечних хвиль $V_s > 7000$ м / с; співвідношення швидкостей поздовжніх і поперечних хвиль $V_p / V_s = 1,7 - 2,2$ незалежно від ступеня водонасичення	–	–	7	8	9
II	Скельні ґрунти вивітрілі та сильновивітрілі, в тому числі багатолітньомерзлі, крім віднесених до категорії I; великоуламкові ґрунти, за винятком віднесених до категорії I; піски гравіюваті, крупні та середньої крупності щільні та середньої щільності маловологі й вологі; піски дрібні та пилюваті щільні та середньої щільності вологі; пилювато-глинисті ґрунти з показником текучості $J_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ – для глин і суглинків та $e < 0,7$ – для супісків; багатолітньомерзлі нескельні ґрунти пластичномерзлі або сипкомерзлі, а також твердомерзлі при температурі вище мінус 2°C при будівництві та експлуатації за принципом I; $V_s = 250 - 700$ м / с; $V_p / V_s = 1,7 - 2,2$ для неводонасичених ґрунтів; $V_p / V_s = 2,2 - 3,5$ для водонасичених ґрунтів	–	7	8	9	>9
III	Піски крихкі незалежно від ступеня вологості та крупності; піски гравіюваті, крупні та середньої крупності щільні та середньої щільності водонасичені; піски дрібні та пилюваті щільні та середньої щільності вологі та водонасичені; пилювато-глинисті ґрунти з показником текучості $J_L > 0,5$; пилювато-глинисті ґрунти з показником текучості $J_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e \geq 0,9$ – для глин і суглинків та $e \geq 0,7$ – для супісків; багатолітньомерзлі нескельні ґрунти при будівництві та експлуатації за принципом II (допущення відтавання ґрунтів основи); $V_s < 250$ м / с; $V_p / V_s = 1,7 - 3,5$ для неводонасичених ґрунтів; $V_p / V_s > 3,5$ для водонасичених ґрунтів	7	8	9	>9	>9

Для гідротехнічних споруд класу СС1 (IV класу) на остаточних стадіях проєктування, а також для гідротехнічних споруд класів СС3, СС2-1 і СС2-2 (I, II і III класів) на попередніх етапах проєктування розрахункова сейсмічність майданчика розміщення споруди I^{des} може прийматися за таблицею 10 в залежності від вихідної сейсмічності та категорії ґрунту основи за сейсмічними властивостями, яка визначається за результатами інженерно-геологічних вишукувань.

Для встановлення категорії ґрунту основи за результатами інженерно-геологічних вишукувань і сейсмічності майданчика розміщення споруди за даними сейсмічного мікрорайонування глибина досліджуваного шару основи повинна прийматися, виходячи з особливостей геологічної будови, але не менш ніж 40 м. При цьому категорії ґрунтів основи споруд за сейсмічними властивостями, а також фізико-механічні та сейсмічні характеристики даних ґрунтів слід визначати з урахуванням можливих техногенних змін властивостей ґрунтів у період будівництва та експлуатації.

Основу в межах майданчика розміщення споруди може бути складено ґрунтами, які за своїм складом займають проміжне положення між ґрунтами категорій I та II або II і III, наприклад, якщо в основі споруди залягають шаруваті ґрунти. У таких випадках норми проєктування [15] рекомендують додатково до категорій ґрунтів, наведених, в таблиці 9 вводити проміжні категорії III, II-III. При цьому розрахункову сейсмічність I^{des} для ґрунтів проміжної категорії III слід приймати як для ґрунтів II категорії, а для ґрунтів проміжної категорії II-III – як для ґрунтів III категорії.

У будівельний і ремонтний періоди за відсутності води у водосховищі розрахункову сейсмічність майданчика розміщення підпірної гідротехнічної споруди I^{des} , за відповідного обґрунтування, допускається знижувати на 1 бал.

Слід зазначити, що наповнення великих водосховищ у сейсмічно небезпечних районах може привести до підвищення сейсмічності. Це пов'язане з рядом факторів, основними з яких є дія порового тиску води і зниження несучої здатності гірських порід. Вказана обставина має враховуватися під час проєктування високих бетонних гребель та інших гідротехнічних споруд.

8.5 Розрахункові сейсмічні впливи

Очевидно, що рівень сейсмічних впливів на споруду залежить від сили землетрусу, яка визначається сейсмічністю майданчика, в межах якого розміщено дану споруду. За порівняно невисокого рівня сейсмічних впливів впливом землетрусів на міцність та стійкість споруди можна знехтувати. За дуже високого рівня сейсмічних впливів забезпечення сейсмостійкості споруди утруднено та економічно недоцільно.

Тому відповідно до вимог норм проєктування [4, 12] сейсмічні впливи на гідротехнічні споруди слід враховувати в районах з нормативною сейсмічністю I^{nor} , що дорівнює 6 балам і більше, при розрахунковій сейсмічності майданчика

розміщення споруди I^{des} , що дорівнює 7 балам і більше за шкалою MSK-64. При розрахунковій сейсмічності майданчика розміщення споруди I^{des} більш ніж 9 балів, а також при розрахунковій сейсмічності, що дорівнює 9 балів, при наявності ґрунтів категорії III за сейсмічними властивостями будівництво гідротехнічних споруд вимагає спеціального обґрунтування і допускається у виняткових випадках.

Згідно з діючими нормами проектування [15, 53] при обґрунтуванні сейсмостійкості бетонних гребель, як і інших гідротехнічних споруд, необхідно розглядати сейсмічні дії двох рівнів:

– максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ), який повинен сприйматися спорудою без загрози власного руйнування. При цьому може бути допущено будь-які пошкодження споруди і основи, які не можуть привести до руйнування споруди і / або до прориву напірного фронту, в тому числі пошкодження, що порушують нормальну експлуатацію об'єкта. Значення періоду повторюваності МРЗ T_{ret}^{DLE} для бетонних гребель та інших водопідпірних споруд класів СС3, СС2-1 і СС2-2 (I, II і III класів) приймається таким, що дорівнює $T_{ret}^{DLE} = 5000$ років, а для споруд класу СС1 (IV класу) таким, що дорівнює $T_{ret}^{DLE} = 1000$ років;

– проєктний землетрус (ПЗ), який повинен сприйматися спорудою без загрози для життя та здоров'я людей зі збереженням умов, що забезпечують нормальну експлуатацію об'єкта. При цьому може бути допущено залишкові зміщення, деформації, тріщини та інші пошкодження, що не порушують нормальну експлуатацію об'єкта. Повинна бути забезпечена ремонтпридатність споруди. Значення періоду повторюваності ПЗ T_{ret}^{DLE} для бетонних гребель та інших водопідпірних споруд всіх класів приймається таким, що дорівнює $T_{ret}^{DLE} = 500$ років.

Для кожного рівня сейсмічних впливів (МРЗ і ПЗ) встановлюються значення нормативної I^{mor} , вихідної I^{beg} та розрахункової I^{des} сейсмічності у відповідності з викладеними вище підходами.

Під час виконання розрахунків по обґрунтуванню сейсмостійкості бетонних гребель та інших підпірних гідротехнічних споруд необхідно знати розрахункові сейсмічні впливи окремо для МРЗ і ПЗ. В якості розрахункових впливів, які використовуються під час розрахунків споруд класів СС3, СС2-1 (I і II класів) на остаточних етапах проектування, приймаються розрахункові акселерограми, що визначаються при сейсмічному мікрорайонуванні та характеризуються розрахунковими значеннями максимальних пікових прискорень a_p^{DLE} для МРЗ і a_p^{SLE} для ПЗ. Під час виконання розрахунків споруд класів СС3, СС2-1 (I і II класів) на попередніх етапах проектування і споруд класів СС2-2, СС1 (III і IV класів) на остаточних етапах проектування обмежуються визначенням розрахункових значень максимальних пікових прискорень a_p^{DLE} для МРЗ і a_p^{SLE} для ПЗ.

Розрахункові значення a_p^{DLE} під час розрахунків підпірних гідротехнічних споруд на МРЗ приймаються таким, що дорівнюють [4, 12]:

– для споруд класів СС3, СС2-1 (I і II класів):

$$a_p^{DLE} = g \cdot A_{5000}; \quad (128)$$

– для споруд класу СС2-2 (III класу):

$$a_p^{DLE} = 0,93 \cdot g \cdot A_{5000}; \quad (129)$$

– для споруд класу СС1 (IV класу):

$$a_p^{DLE} = g \cdot A_{1000}. \quad (130)$$

Розрахункові значення a_p^{SLE} під час розрахунків бетонних гребель та інших підпірних гідротехнічних споруд на ПЗ приймаються такими, що дорівнюють [4, 12]:

– для споруд класів СС3, СС2-1 (I і II класів):

$$a_p^{SLE} = g \cdot A_{500}; \quad (131)$$

– для споруд класу СС2-2 (III класу):

$$a_p^{SLE} = 0,93 \cdot g \cdot A_{500}; \quad (132)$$

– для споруд класу СС1 (IV класу):

$$a_p^{SLE} = 0,8 \cdot g \cdot A_{500}. \quad (133)$$

У формулах (128–133) A_{500} , A_{1000} , A_{5000} – значення розрахункових прискорень основи в частках g , визначаються для землетрусу з розрахунковими періодами повторюваності відповідно $T_{ret} = 500$ років, $T_{ret} = 1000$ років, $T_{ret} = 5000$ років в залежності від вихідної сейсмічності майданчика розміщення споруди I^{beg} і категорії ґрунту основи за сейсмічними властивостями згідно таблиці 11.

Таблиця 11 – Значення розрахункових прискорень основи

Категорія ґрунту	I^{beg} , бали									
	6		7		8		9		10	
	I^{des} , бали	A	I^{des} , бали	A	I^{des} , бали	A	I^{des} , бали	A	I^{des} , бали	A
I	–	–	–	–	7	0,12	8	0,24	9	0,48
I–II	–	–	7	0,08	8	0,16	9	0,32	–	–
II	–	–	7	0,10	8	0,20	9	0,40	–	–
II–III	7	0,06	8	0,13	9	0,25	–	–	–	–
III	7	0,08	8	0,16	9	0,32	–	–	–	–

Якщо розрахунки сейсмостійкості споруд виконуються з використанням розрахункових акселерограм, розрахункові значення максимальних пікових прискорень таких акселерограм повинні бути не менше таких, що визначаються за формулами (128–133).

Під час виконання розрахунків сейсмостійкості бетонних гребель, як і інших гідротехнічних споруд, необхідно додатково враховувати такі фактори:

– ступінь залишкових деформацій, тріщин і пошкоджень, що допускаються в споруді під час землетрусу. Даний фактор враховується коефіцієнтом k_f , значення якого для всіх гідротехнічних споруд одне й теж саме $k_f = 0,45$;

– вплив висоти споруди на значення інерційних сейсмічних навантажень. Даний фактор враховується коефіцієнтом k_2 , значення якого для підпірних гідротехнічних споруд приймається таким, що дорівнює: для споруд висотою до 60 м $k_2 = 0,8$; для споруд висотою понад 100 м $k_2 = 1,0$; за проміжної висоти споруди – за лінійною інтерполяцією;

– вплив демпфуючих властивостей конструкції. Даний фактор враховується коефіцієнтом k_ψ , значення якого для бетонних гребель одне й теж саме $k_\psi = 0,9$.

З урахуванням зазначених обставин, для кожної конкретної споруди остаточно в розрахунок приймається розрахункове значення сейсмічного прискорення основи a_s , рівне:

$$a_s = k_f \cdot k_2 \cdot k_\psi \cdot a_p, \quad (134)$$

де a_p – як і раніше, розрахункове значення максимального пікового прискорення, яке визначається відповідно до викладеної вище методики.

Розрахункові значення сейсмічного прискорення основи слід визначати окремо для МРЗ a_s^{DLE} і ПЗ a_s^{SLE} .

Під час розрахунків споруд на сейсмічні впливи часто використовується коефіцієнт сейсмічності K_s , який дорівнює відношенню розрахункового значення сейсмічного прискорення основи a_s до прискорення вільного падіння g , тобто:

$$K_s = \frac{a_s}{g}. \quad (134)$$

Значення коефіцієнта сейсмічності також слід визначати окремо для МРЗ K_s^{DLE} і ПЗ K_s^{SLE} .

8.6 Короткі відомості про теорії сейсмостійкості

Під час виконання розрахунків стійкості та міцності гідротехнічних споруд в сейсмічно активних районах повинні розглядатися особливі розрахункові сполучення навантажень і впливів, в яких крім навантажень основних сполучень необхідно враховувати сейсмічні навантаження окремо при МРЗ і ПЗ.

У число сейсмічних навантажень, які враховуються під час виконання розрахунків споруд та їх основ, входять наступні навантаження:

– сейсмічні об'ємні інерційні навантаження, що виникають внаслідок землетрусу під час коливань споруди та її основи. Інтенсивність даних навантажень в кожній даній точці згідно із другим законом Ньютона дорівнює добутку щільності матеріалу на прискорення, що викликане сейсмічними впливами. Напрямок об'ємних інерційних навантажень є протилежним напрямку прискорення;

– сейсмічний гідродинамічний тиск води на поверхні споруди, що виникає внаслідок розвитку інерційних сил в рідині (воді водосховища) та взаємодії споруди, що коливається, із водним середовищем під час землетрусів;

– сейсмічний тиск наносів, які відклалися перед спорудою, що виникає внаслідок виникнення об'ємних інерційних навантажень в масиві ґрунту наносів і взаємодії споруди, що коливається, з даним масивом під час землетрусів;

– гідродинамічний тиск сейсмічних гравітаційних хвиль, що виникають на поверхні водосховища під час землетрусів.

Відзначимо, що гідродинамічний тиск сейсмічних хвиль визначається їх висотою. Крім того, дана висота повинна враховуватися під час призначення піднесення гребня греблі над розрахунковим горизонтом води у водосховищі. Висота сейсмічних гравітаційних хвиль Δh визначається в залежності від глибини водосховища h та умов утворення даних хвиль [15, 53].

У разі порівняно неглибокого водосховища (при $h < 100$ м), коли сейсмічна хвиля викликана сильним віддаленим землетрусом, її висоту Δh може бути

знайдено за формулою:

$$\Delta h = A \cdot k_f \cdot T_0 \sqrt{g \cdot h}, \quad (135)$$

де, як і раніше, A – розрахункове прискорення основи в частках g ;

k_f – коефіцієнт, який враховує ступінь залишкових деформацій, тріщин і пошкоджень, що допускаються в споруді під час землетрусу;

T_0 – переважаючий період сейсмічних коливань ложа водосховища, що визначається за даними інженерно-сейсмологічних досліджень, а за їх відсутності який дорівнює $T_0 = 0,5$ с;

h – глибина водосховища.

У разі глибокого водосховища (при $h > 100$ м) і можливості виникнення в ньому сеймотектонічних деформацій (зрушень) дна під час землетрусів інтенсивністю $I = 6-9$ балів висота сейсмічної хвилі Δh , м, визначається за формулою:

$$\Delta h = 0,4 + 0,76 \cdot (J - 6). \quad (136)$$

За відомої висоти сейсмічної гравітаційної хвилі її тиск на греблю визначається аналогічно визначенню тиску вітрових хвиль.

У загальному випадку напрямок сейсмічних впливів може бути довільним. Зазвичай під час розрахунків міцності бетонних гребель враховується тільки горизонтальний сейсмічний вплив, а під час розрахунків стійкості – тільки похилий. Похила сейсмічна дія відповідно до рекомендацій норм проектування [15, 53] приймається під кутом 30° до горизонту.

Для визначення сейсмічних навантажень на бетонні греблі та інші гідротехнічні споруди використовуються підходи, які базуються на теорії сейсмостійкості.

У міру розвитку науки удосконалювалися підходи, які застосовувалися для врахування сейсмічних впливів під час проектування споруд. Можна відзначити відповідні даним підходам наступні основні теорії сейсмостійкості споруд.

1. *Статична теорія сейсмостійкості*, запропонована Ф. Оморі та Сано в 1900 році [65], до середини ХХ століття рекомендувалася нормами проектування багатьох країн для виконання розрахунків будівель і споруд на сейсмічні впливи. Суть даної теорії полягає в наступному. Вважається, що споруда є недеформованою і під час землетрусу коливається з тими ж параметрами, що і ґрунт основи, тобто розрахункові значення сейсмічних прискорень в межах споруди $a_{s,d}$ приймаються такими, що дорівнюють значенням розрахункового сейсмічного прискорення основи a_s . Відповідні до сейсмічних прискорень $a_{s,d}$ об'ємні інерційні навантаження в споруді розглядаються як статичні. Під час виконання розрахунків у відповідності до статичної теорії сейсмостійкості розглядається горизонтальний сейсмічний вплив, інтенсивність якого

визначається одним параметром – значенням розрахункового сейсмічного прискорення основи a_s (або коефіцієнтом сейсмічності K_s).

2. *Елементарна динамічна теорія сейсмостійкості*, яка була запропонована Н. Мононобе в 1921 році [64]. Дана теорія відрізняється від статичної тим, що під час визначення інерційних сил враховується деформованість споруди із використанням коефіцієнта динамічності. Даний коефіцієнт залежить від періоду власних коливань споруди за основним тоном та від періоду коливань основи. Під час визначення коефіцієнта динамічності розглядалися гармонійні коливання, що встановилися. У 1927 році К. С. Заврієв незалежно від Н. Мононобе запропонував використовувати коефіцієнт динамічності, який залежить від тих самих параметрів [23]. Однак значення даного коефіцієнта вийшло в 2 рази більше, ніж у Н. Мононобе, так як К. С. Заврієв розглядав незгасаючі гармонійні коливання, починаючи з деякого моменту часу $t = 0$. Стосовно до гідротехнічних споруд і, зокрема, до бетонних гребель підходить елементарної динамічної теорії сейсмостійкості повною мірою розроблено Ш. Г. Напетварідзе [33]. У даній теорії також сейсмічна дія враховується у вигляді одного параметра – розрахункового сейсмічного прискорення основи (або коефіцієнта сейсмічності).

3. *Лінійна спектральна теорія сейсмостійкості*, яка отримала в даний час широке поширення та рекомендована нормами проєктування. Дана теорія була запропонована М. А. Біо в 1934 році [62]. Відповідно до лінійної спектральної теорії змінні за висотою споруди сейсмічні інерційні навантаження є пропорційними до пікового прискорення основи та визначаються в залежності від форм та періодів власних коливань споруди. Може бути враховано вплив води у водосховищі на форми та періоди власних коливань споруди.

4. *Динамічна теорія сейсмостійкості* дозволяє повною мірою врахувати основні особливості розрахункової сейсмічної дії, яка задається у вигляді акселерограми. Дану теорію норми проєктування [15, 53] рекомендують використовувати під час розрахунків відповідальних споруд. Динамічна теорія сейсмостійкості заснована на чисельному інтегруванні рівнянь руху, яке може виконуватися двома методами – розкладання за формами власних коливань або крокове (за часом) інтегрування.

5. *Хвильова теорія сейсмостійкості*, яка почала розвиватися в 60-70 роки ХХ століття в інституті гідромеханіки Національної академії наук України під керівництвом Л. І. Дятловіцького [20, 21 та інші]. Відповідно до даної теорії розглядається поширення пружних хвиль в основі греблі, які виникають під час землетрусів, та взаємодія даних хвиль зі спорудою й рідким середовищем (водою водосховища). При цьому для системи «гребля-основа-рідке середовище» спільно вирішуються динамічна задача механіки твердого тіла, що деформується в межах розрахункової області, зайнятою греблею та основою, і задача про коливання рідини для води водосховища. Вважається заданою сейсмограма, що характеризує розрахунковий землетрус в районі розміщення споруди. В результаті в будь-який розрахунковий момент часу може бути визначено динамічні напруження в межах розрахункової області греблі та основи, які

використовуються для оцінки сейсмостійкості споруд. Крім того, може бути знайдено значення тиску в межах розрахункової області рідини (води у водосховищі).

У технічній літературі широко висвітлено підходи, які можуть використовуватися під час виконання розрахунків сейсмостійкості різних типів гідротехнічних споруд [4, 6, 9, 10, 15, 21, 22, 27, 33, 36, 41, 49, 53, 58, 61 та ін.].

Контрольні питання

1. Описати загальні відомості про землетруси.
2. Описати основні характеристики землетрусів.
3. Описати акселерограми землетрусів.
4. Описати сейсмічне районування та мікрорайонування. Описати нормативну, вихідну та розрахункову сейсмічність.
5. Описати розрахункові сейсмічні впливи.
6. Описати відомості про теорії сейсмостійкості.

9 ЕКСПЛУАТАЦІЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

9.1 Структура і задачі служби експлуатації

У кожній країні, як правило, є своя структура служби експлуатації, сформована з урахуванням їх природних, адміністративно-господарських, економічних та інших особливостей. Однак загальне керівництво службою експлуатації виконують в основному державні та інші підприємства за допомогою національних кадрів. Головні задачі служби експлуатації – раціональне використання водогосподарського комплексу та забезпечення його працездатності протягом розрахункового терміну служби. Для успішного використання водогосподарського комплексу або гідровузла часто залучається і інженерно-технічний персонал організації, що виконала проєкт даного об'єкта. Число інженерно-технічного персоналу залежить як від складності споруд, що експлуатуються, так і від наявності національних висококваліфікованих кадрів.

9.2 Введення в експлуатацію гідроенергетичних агрегатів

Перед здачею в експлуатацію гідроелектростанції (ГЕС) і насосної станції (НС) їх споруди та обладнання повинне бути випробувано та прийнято за допомогою приймально-здавальних актів. Агрегати ГЕС і НС випробовуються під навантаженням безперервно протягом 72 годин.

Введення в експлуатацію ГЕС і НС проводиться в дві стадії. Спочатку ГЕС і НС перебувають у тимчасовій експлуатації, коли вводяться в експлуатацію перші й наступні агрегати та добудовуються споруди. Перші агрегати ГЕС пускаються і працюють при зниженому напорі. З метою прискорення пуску ГЕС в експлуатацію іноді на перших агрегатах встановлюються тимчасові робочі колеса турбін, які після добудови греблі, підйому рівня верхнього б'єфу та підвищення напору демонтуються й замінюються штатними, тобто постійними робочими колесами. Так зроблено, наприклад, на Саяно-Шушенській ГЕС, перший агрегат якої з тимчасовим робочим колесом був введений в експлуатацію в грудні 1978 року за греблі, яка була зведена на неповну висоту.

Тимчасова експлуатація великих ГЕС з великим числом агрегатів проводиться протягом 2–3 років; для ГЕС і НС середньої потужності цей період становить 1–2 роки. В період тимчасової експлуатації персонал ГЕС забезпечує промислову генерацію електричної енергії, а НС – подачу води водоспоживачам. В даний період експлуатаційний персонал повністю освоює введене в експлуатацію обладнання, виявляє дефекти устаткування і усуває їх спільно з заводами-постачальниками. В даний же період перевіряється міцність, стійкість і надійність всіх гідротехнічних споруд та їх обладнання.

Приймання ГЕС і великої НС в постійну експлуатацію проводиться державною приймальною комісією. Дана комісія звертає особливу увагу на відповідність збудованої споруди проєкту, а також змінам і узгодженням, які було прийнято в процесі будівництва та затверджено спеціальними актами або

документами, які порівнюються до них. При цьому комісія оглядає до затоплення підводні частини споруд та звертає увагу на наступне: осадку елементів споруд; просідання ґрунтових засипок; стан протифільтраційних пристроїв; працездатність механічного обладнання, наявність інвентарю, запасних частин; аварійний запас матеріалів, пристроїв та обладнання; захисні засоби для безпечної праці та наявність необхідної документації. Комісія перевіряє також наявність актів на приховані роботи.

Приймання споруд, як правило, здійснюють до затоплення котловану. При цьому звертають особливу увагу на стан споруд і їх елементів в період заповнення водосховища. Обладнання, встановлене на спорудах, піддається випробуванню вхолосту і під напором. Притому випробування проводять як індивідуальні, так і комплексні. Вони повинні проходити в умовах, наближених до експлуатації, відповідно до інструкцій.

Пуск споруд в експлуатацію – один з найбільш відповідальних періодів в їх роботі, тому він повинен супроводжуватися безперервними спостереженнями за станом споруд і прилеглих до них зон.

При пуску споруд в експлуатацію розрізняють три періоди: передпускові роботи, заповнення водосховища і пропуск води через споруди; спостереження в пусковий період.

В передпусковий період не тільки уточнюють відповідність виконаних споруд проекту, але й перевіряють рівні ґрунтових вод на початок наповнення водосховища, оглядають контрольно-вимірну апаратуру (КВА), розробляють календарний план пуску споруд гідровузла із відображенням в ньому порядку випробувань, режиму пуску, спостережень тощо.

В період заповнення водосховища можуть виникнути зсуви схилів, берегів, а іноді й укосів інженерних споруд. У зв'язку з цим оцінюють можливість їх появи, прогнозують потенційний збиток і при відповідному обґрунтуванні розробляють заходи щодо його зниження. Перед пуском перевіряють, чи не залишилися в зоні затоплення будівельні матеріали, механізми, пристосування. У нижньому б'єфі не повинно бути сміття, великогабаритних будівельних блоків, плит, металоконструкцій тощо.

Особливо обережно треба заповнювати водосховища, розташовані в зоні карстових, сильно тріщинуватих або хімічно нестійких порід. Якщо при цьому з'явилися зосереджені виходи фільтраційних вод, то необхідно призупинити наповнення, а в особливо небезпечних випадках навіть знизити рівні до з'ясування причин і усунення вогнищ підвищеної фільтрації. Швидкість заповнення водосховищ приймають з умови допустимих градієнтів фільтрації в тілі та основі гребель.

При заповненні водосховища поступово подають воду в нижній б'єф і систематично стежать за деформаціями русла. При скиданні в «сухий» нижній б'єф навіть незначних витрат може виникнути відігнаний стрибок, який призведе до підмиву кріплення. Тому швидкість заповнення водосховища також пов'язують із режимом наповнення нижнього б'єфу.

В пусковий період спостереження проводять істотно частіше, ніж в період

постійної експлуатації, зокрема: цілодобово за рівнями води в б'єфах і витратою, що пропускається; щодня за фільтраційним режимом, витратами, рівнями ґрунтових вод, температурою води та хімічним складом фільтрату; два-три рази на пусковий період беруть аналіз води, що профільтрувалась через тіло бетонної греблі; періодично вимірюють витрати фільтрату в оглядових колодязях, галереях тощо; один раз в 5–7 діб проводять спостереження за горизонтальними і вертикальними зміщеннями, роботою ущільнюючих швів, станом мастила в шарнірах опор підйомних механізмів та інше.

Після приймання споруд складають спеціальний акт, що затверджується органом, який призначив приймальну комісію.

Основні організаційні та технічні вимоги експлуатації ГЕС викладено в «Правилах технічної експлуатації електричних станцій і мереж» (ПТЕ) [73]. Правила є обов'язковими для персоналу електростанцій і мереж всіх міністерств та відомств, а також для проєктних, будівельно-монтажних і налагоджувальних організацій, які виконують роботи щодо електростанцій та мереж. Додатково випускаються інструктивні матеріали, протиаварійні та експлуатаційні циркуляри; типові інструкції з експлуатації та ремонту гідроспоруд, механічного та гідромеханічного обладнання ГЕС та інші; керуючі накази; норми і правила тощо.

Всі робочі місця повинні бути забезпечені необхідними експлуатаційними та посадовими інструкціями, складеними відповідно до вимог ПТЕ на основі заводських і проєктних даних, типових і директивних матеріалів, досвіду експлуатації і результатів випробувань, а також з урахуванням місцевих умов. Інструкції затверджуються головним інженером ГЕС або каскаду ГЕС. Експлуатація НС проводиться на основі відповідних правил технічної експлуатації та інструкцій, що затверджуються в установленому порядку.

У разі зміни стану споруд і обладнання або зміни умов експлуатації в інструкції ГЕС і НС вносяться відповідні доповнення.

9.3 Експлуатація споруд та обладнання ГЕС

Основні положення. Основною умовою експлуатації водогосподарських об'єктів є оптимальне використання водних ресурсів для спільного задоволення потреб зрошення, водопостачання, енергетики, водного транспорту, рибного господарства та охорони навколишнього середовища.

Експлуатаційний персонал ГЕС повинен підтримувати споруди та обладнання в справному стані, забезпечувати надійність, економічність і високу маневреність роботи ГЕС при можливо більш повному використанні витрати води і напору, з максимально високим ККД.

Добовий графік навантаження ГЕС задається Диспетчерським управлінням Енергосистеми на основі оптимізації розподілу навантаження між ГЕС з урахуванням задоволення потреб неенергетичних водоспоживачів і водокористувачів – зрошення, водопостачання, судноплавства тощо, а також із урахуванням положень щодо охорони навколишнього середовища. В ряді

випадків основними вважаються вимоги зрошення. В період пропуску паводку та льоду через споруди ГЕС головні вимоги зводяться до забезпечення безпеки споруд та обладнання ГЕС, прибережних населених пунктів, підприємств, доріг тощо.

У меженний період основним завданням експлуатаційного персоналу ГЕС є оптимальне енергетичне використання води з найбільшим ККД при задоволенні регламентованих вимог неенергетичних водоспоживачів і водокористувачів.

Підвищення енергетичного використання води забезпечується експлуатаційним персоналом ГЕС шляхом найвигіднішого розподілу заданого добового навантаження ГЕС між її агрегатами, зниженням до мінімуму втрат напору й витрати води.

Особлива увага повинна приділятися підтримці високих енергетичних якостей гідротурбіни.

У разі великого зниження ККД гідротурбін доцільно якомога швидше проводити їх ремонт для відновлення енергетичних якостей турбін.

ГЕС зобов'язані в нормальних умовах виконувати заданий диспетчерською службою графік активного навантаження та резерву потужності, що обертається. В процесі експлуатації на вимогу диспетчера експлуатаційний персонал ГЕС повинен підвищувати навантаження до повної робочої потужності або знижувати її до технічно допустимого мінімуму. Експлуатаційний персонал ГЕС повинен забезпечити надійність роботи гідротехнічних споруд і їх механічного обладнання, ефективну роботу і високу маневреність гідроенергетичного обладнання, забезпечити оптимізацію внутрішньостанційних режимів. Якщо втрати в водопровідному тракті турбін не однакові, то під час розподілу навантаження між агрегатами доцільно користуватися енергетичними характеристиками гідроагрегатного блоку, в яких враховується ККД турбіни, генераторів і водопровідних пристроїв (рис. 23).

Стан гідротехнічних споруд ГЕС має задовольняти вимогам стійкості, міцності, надійності та безпеки. Особливу увагу експлуатаційний персонал ГЕС приділяє забезпеченню надійності дренажних і водотривких пристроїв.

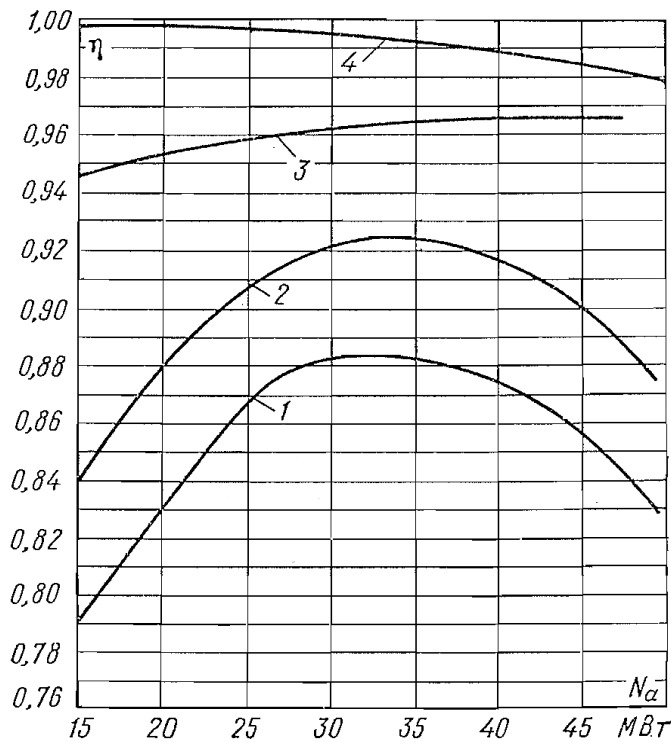


Рисунок 23 – Робоча характеристика блоку з поворотньолопатевих турбін (ККД):

1 – блоку; 2 – турбіни; 3 – генератора; 4 – водопідвідних пристроїв

9.4 Експлуатація ґрунтових гідротехнічних споруд

Основний склад робіт під час експлуатації ґрунтових гідротехнічних споруд, як і інших – це огляд стану (візуальні спостереження), утримання споруд і контроль за надійністю за допомогою пристосувань і КВА.

Огляд стану дозволяє отримати попереднє враження про роботу споруд і виконується незалежно від їх класів. Його проводять відповідно до інструкції. При цьому в журналах візуальних спостережень описують дефекти, відхилення і порушення, роблять їх схеми, ескізи і фотографії. Крім того, вказують дату, місце їх знаходження, прив'язку, розміри, приблизні причини виникнення, вжиті заходи та пропозиції.

В процесі огляду звертають увагу на наслідки впливу потоку на споруди та їх елементи, фіксуючи осередки фільтрації, обвали, опливи, осипи, тріщини, просідання, випор, здимання (пучення), розмиви, стан кріплень, зливоскидної мережі тощо.

Можливі заростання, замулення, засмічення, руйнування, деформація лотків, кюветів і водоскидних каналів.

Іноді спостерігаються осідання зворотних засипок, пазух підвалин, зон контакту ґрунтових і бетонних частин споруд.

При оглядах перевіряють стан КВА, пікетів, марок, створних знаків та інших пристосувань і пристроїв.

В умовах жаркого клімату уважно стежать за станом швів, залитих бітумними композиціями або іншими матеріалами, які розм'якшуються за високих температур.

Під час сильного вітру, бурі, урагану і після них можливі винос і руйнування ущільнюючих матеріалів із швів кріплення під впливом хвиль, винос гравійно-піщаної підготовки або ґрунту основи з-під одягу через щілини та тріщини, вихід фільтраційного потоку, утворення вимоїн під облицюваннями тощо. За штормової погоди може бути перелив води через гребінь, якщо при призначенні його відмітки не були належним чином враховані великі хвилі й нагін. При цьому може руйнуватися як гребінь, так і низовий укіс споруди.

Виявлені дефекти та пошкодження негайно усувають. Належний догляд за спорудами частково визначає їх довговічність. В процесі догляду за ґрунтовими спорудами ремонтують кріплення укосів, очищають від сміття зливовідвідні лотки та кювети, підтримують зелений покрив укосів в хорошому стані, ведуть боротьбу із землерийними гризунами, руйнуючи їх ходи та ущільнюючи ґрунт в цих місцях, своєчасно забарвлюють сходи і огорожі, стежать за освітленням тощо.

Інструментальні спостереження проводять з метою визначення характеристики фільтрації, вертикальних і горизонтальних переміщень, деформацій, напружено-деформованого стану.

Спостереження за фільтрацією здійснюють за допомогою п'езометрів, що показують рівень депресійної поверхні фільтраційних вод в споруді або в основі [68], і за допомогою пристроїв, які дозволяють визначити витрату фільтраційного потоку, а іноді і його каламутність. При влаштуванні п'езометрів в якості фільтрового матеріалу почали широко застосовувати геотекстиль (технічну тканину).

В скельних основах фільтровим матеріалом може бути один шар гравію товщиною $8 \div 10$ мм. Якщо за тріщинами можливий винос продуктів їх заповнення, то встановлюють сітку зі склотканини або аналогічного матеріалу із відсипанням фільтрового матеріалу.

П'езометри вимагають систематичного догляду та спостережень. За необхідності їх очищають від мулу желонками, промивають під тиском $0,2 \div 0,4$ МПа або шляхом відкачування води з п'езометра, замінюють на нові [68].

Швидкість фільтрації потоку встановлюють шляхом пуску в п'езометри або в верхній б'єф перед понуром індикаторів та виміру часу їх появи в нижньорозташованому п'езометрі. Витрату обчислюють звичайними гідрометричними способами.

Води, що профільтрували, піддають хімічному аналізу і визначають склад їх твердої фази (каламутність води).

Спостереження за переміщеннями невисоких гідротехнічних споруд проводять за допомогою геодезичних приладів: реперів марок і створних знаків (рис. 24), знаків-вказівників [72].

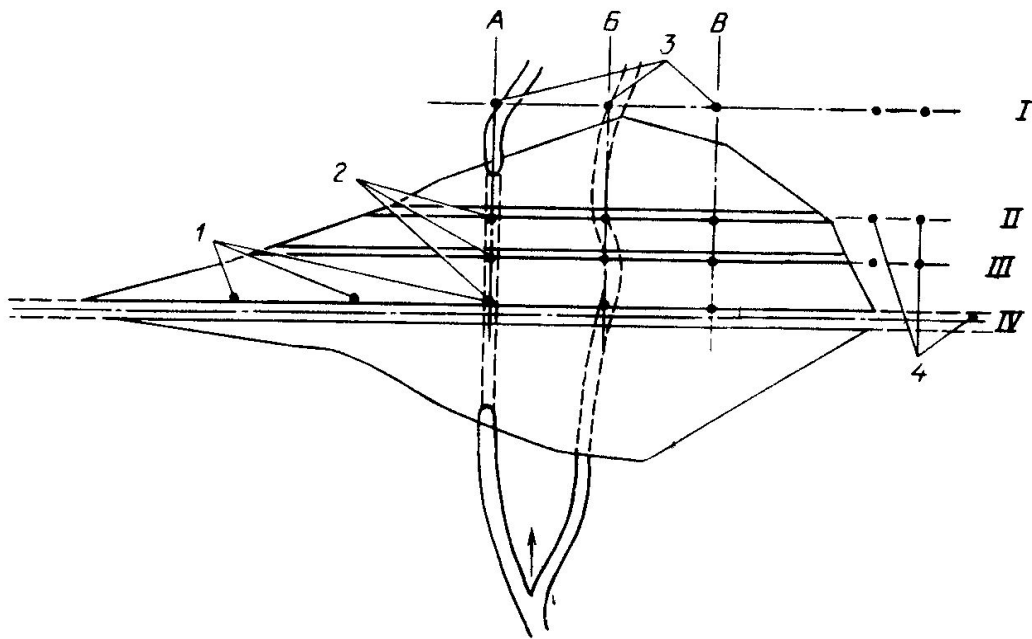


Рисунок 24 – Схема розміщення марок і створних знаків на ґрунтовій греблі:
 1, 2 – для визначення відповідно поздовжніх і поперечних осідань; 3 – для фіксування появи випору; 4 – створні знаки; I ... IV – поздовжні створи;
 А, Б, В – поперечні створи

Для вимірювання осідання основ або окремих шарів використовують глибинні та телескопічні марки [68].

Відносні деформації високих гребель в будь-якому напрямку іноді визначають за допомогою глибинних марок, що складаються з неелектропровідних труб, покладених в заданому напрямку, навколо яких в необхідних місцях вмонтовані металеві пластини. За зміни положення даних пластин на кілька міліметрів зонд, що проходить всередині даних труб, подає електричний сигнал. Таким чином фіксуються горизонтальні переміщення.

Для вимірювання горизонтальних переміщень застосовують також інклінометр. Відносні переміщення в трьох напрямках вимірюють екстензометри.

За плановими переміщеннями гребня або берм греблі спостерігають методами: створів, триангуляції та комбінованими.

Періодичність спостережень за переміщеннями тіла гребель залежить від виду ґрунтів тіла та основи, тривалості експлуатації, умов роботи споруди тощо. Орієнтовно виміри осідань в перший рік експлуатації проводять два рази на місяць, а потім – один раз в квартал. Після двох років експлуатації виміри виконують навесні та восени, а за стабілізації осідання – один раз на рік.

Якщо необхідно отримати більш точні дані, то використовують дублювання приладів. Наприклад, в Мексиці в останні роки осідання ряду гребель вимірювали інклінометрами та гідравлічними рівнями (греблі Джозе Морелос, Гваделупа, Нетруаотнойотль та інші).

Також ведеться контроль за глибинним розташуванням ґрунтових вод в

земляних греблях та дамбах, особливо в межах низового клину, щоб уникнути його промерзання та руйнування. За необхідності вживаються заходи щодо посилення роботи дренажних пристроїв і їх утеплення; ведеться контроль за виносом ґрунту фільтраційною водою.

Спостереження за поровим тиском в маловодопроникних ґрунтах (протифільтраційних пристроїв, основ тощо) в греблях висотою понад 25 м здійснюють за допомогою п'єзодинамометрів струнного типу, двотрубного точкового типу, гідравлічної дії та інше [68].

У проєкті ґрунтової греблі гідровузла Теодорос (Кіпр; гребля з ядром, напір 102 м) передбачено створи вимірювань параметрів споруди із наступними приладами: п'єзометрами опускними – 31, напірними – 13; перетворювачами порового тиску – 20; марками поверхневими – 16, висотними – 19; інклінометричними установками – 3; акустичними рівнемірами – 1; сейсмологічними акселерометрами – 8 та інше.

При наповненні і спорожненні водосховищ, басейнів і каналів експлуатаційний персонал ГЕС створює такі умови, які не допускають появи високого тиску за облицюванням споруди, зсуву укосів, виникнення вакууму в трубопроводах. Проводяться спостереження за осіданнями та зміщеннями споруд та їх основ, контролюється вплив льоду на споруди та їх заледеніння.

При експлуатації напірних трубопроводів персонал ГЕС стежить за вібрацією оболонки і забезпечує надійну роботу всіх опор, контролює нормальну роботу захисних пристроїв, передбачених на випадок розриву трубопроводів, а також аераторів і компенсаторів і не допускає утворення вакууму в трубопроводах. Особлива увага приділяється селепропускникам, які систематично очищаються, а на підхідних ділянках до них виконуються гірничо-меліоративні роботи.

9.5 Експлуатація бетонних гідротехнічних споруд

При експлуатації бетонних гідротехнічних споруд належна увага приділяється тим місцям, які піддаються пошкодженням, що викликаються корозією бетону, тріщиноутворенням, кавітацією, підвищеною деформацією. Особлива увага приділяється тим ділянкам бетону, які розташовані в зонах змінного рівня і які схильні до дії води, що фільтрує, де за необхідністю рекомендується проводити перевірку міцності бетону.

Бетонні споруди систематично оглядають, виявляючи тріщини, патьоки, нальоти і нашарування предметів вилуговування, раковини, порожнечі, відшаровування бетону, оголення арматури тощо. Поверхні бетонних споруд, що знаходяться в зоні змінних рівнів, оглядають в період знижених рівнів води влітку з човна.

Під час наповнення водосховища і в перший рік експлуатації загальний огляд споруд здійснюють щодня, в наступні 3–4 роки – 1–2 рази на тиждень, а в подальшому за нормальної роботи споруди – не рідше ніж один раз в тиждень. При появі дефектів спостереження виконують частіше. Під час паводку огляд

проводять щодня.

Значна фільтрація через шви часто свідчить про порушення ущільнень, а збільшення розкритих швів за високих температур – про нерівномірні осідання або горизонтальні зсуви. Розмір розкриття тріщин часто аналізується спільно з можливістю фільтрації через них.

Вертикальні осідання (переміщення) слід відстежувати застосовуючи марки: поверхневі, стінні, труби-марки, глибинні, тимчасові та інші [68].

В бетонних спорудах поверхневі марки розміщують на всіх секціях берегових підвалин і греблі, щоб можна було оцінити осідання споруди в просторі, тобто в напрямках осі споруди і руху потоку. На високих греблях марки закладають в бетон низової межі, найближчої до основи оглядової галереї, що незатоплюється (по одній марці у країв). Крім того, марки встановлюють в поперечних галереях через $8 \div 10$ м на кордонах міжстовбчатих швів [69].

В греблях, що мають галереї зі стабільною температурою, для вимірювання переміщень застосовують гідростатичний нівелір. Прилад являє собою дві сполучені посудини, наповнені водою. За рівнем води судять про вертикальні переміщення.

У період зведення греблі спостереження за переміщеннями проводять не рідше двох разів на місяць; в період наповнення водосховища – щодня; в перші роки експлуатації – двічі на рік; в наступні роки в процесі загасання осідань – один раз на рік.

Нівелювання, перевірку приладів і рейок, а також ведення записів і обробку результатів виконують відповідно до інструкцій [70].

Для вимірювання відносних горизонтальних переміщень бетонних гребель використовують прямі або зворотні високи (прямовиси). Прямий висок (рис. 25, а) являє собою звичайний висок з точкою підвісу у верхній частині греблі, в середині або в основі в залежності від висоти греблі або цілей вимірювання переміщень. Приєднаний в нижній частині вантаж зазвичай поміщають в ємність, наповнену рідиною для забезпечення демпфірування (заспокоєння) коливань.

Розміщують високи в вертикальних шахтах або спеціально змонтованих трубах. За допомогою координатоміра, розміщеного над вантажем, вимірюють переміщення в двох взаємно перпендикулярних напрямках. В однотипних секціях і геологічних умовах високи розміщують приблизно через кожні 100 м. В греблях на нескельній основі прямі високи встановлюють через 2 – 4 секції.

Зворотний висок (рисунок 25,б) являє собою натягнуту нитку, яка внизу закріплена за допомогою якоря, а вгорі підтримується та натягається кільцевим поплавком, зануреним в бак із рідиною. Якір омоноличують в забої свердловини. Координатомір у зворотному високу розташовується трохи нижче за бак із поплавком. Зворотний висок за своїми можливостями більш універсальний прилад, так як їм одним можна визначати переміщення гребня греблі відносно заданої точки основи та підшови греблі; точки закріплення якоря високу. Найчастіше одночасно передбачають влаштування прямих і зворотних високів (рис. 25, в).

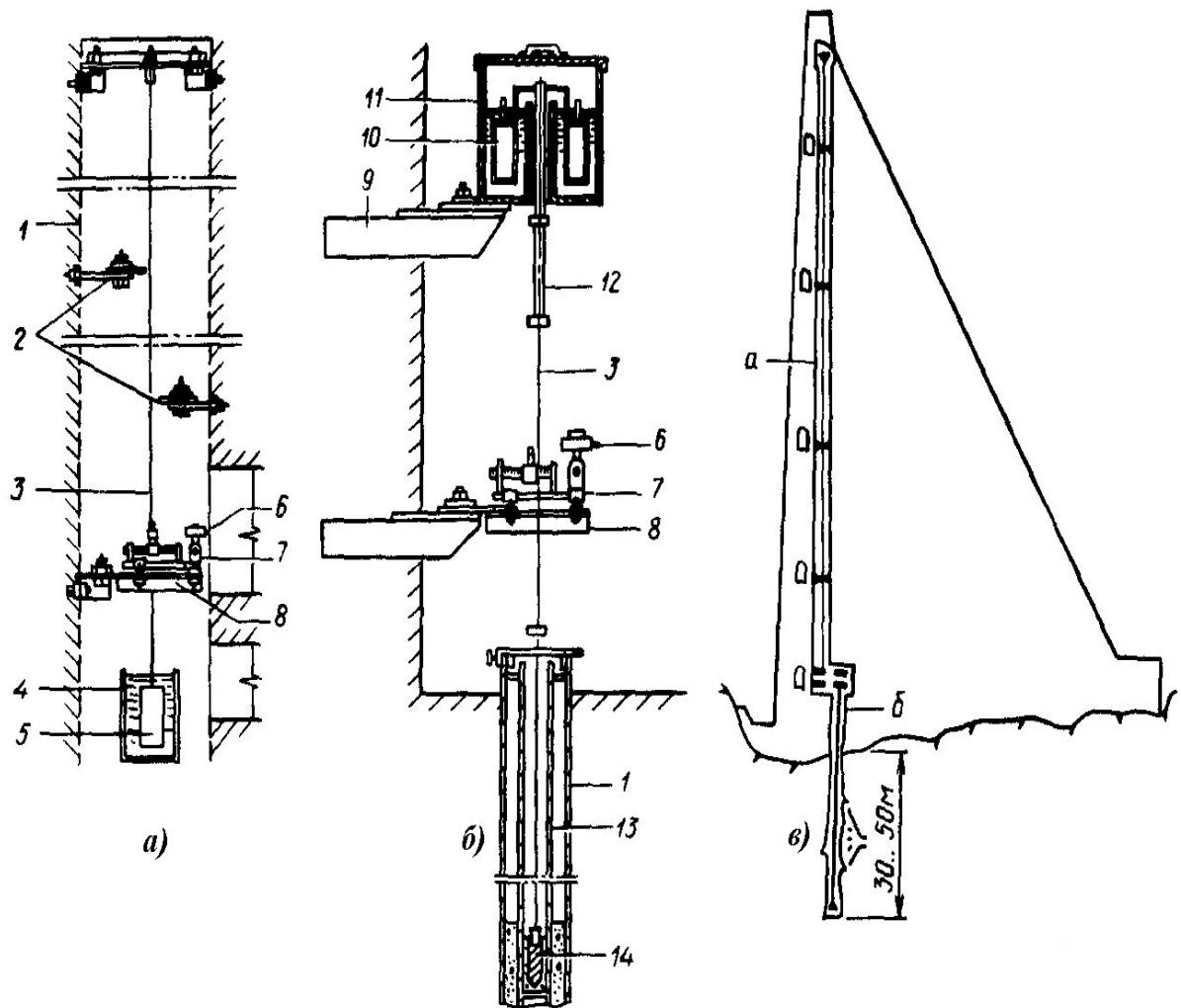


Рисунок 25 – Схеми прямої (а) та зворотної (б) противаг та спільного їх використання (в) для вимірювання відносних переміщень:

1 – обсадна труба; 2 – зачепи; 3 – інварний дрiт; 4 – бак з демпфуючою рiдиною; 5 – вантаж; 6 – столик для координатомiра; 7 – координатомiр; 8 – оптичний пристрiй; 9 – кронштейн; 10 – поплавок; 11 – оголовок схилу; 12 – шток поплавка; 13 – захисна труба; 14 – якор

Значення горизонтальних переміщень окремих секцій знаходять за допомогою натягнутої в оглядовій галереї нитки, закріпленої в крайніх секціях. Зміщення визначають за марками, встановленими на секціях греблі, відносно нитки.

Кути нахилів гiдротехнiчних споруд або їх елементiв вимiрюють за допомогою нiвелювання марок, розмiщених на напiрнiй та низовiй гранях споруди.

Спостереження за трiщинами в залежностi вiд їх характеру, небезпеки розвитку, мiсця розташування, розмiрiв проводять: а) вiзуально; б) за допомогою маякiв з гiпсу, алебастру, цементного розчину, оргскла, металу. Ступiнь розкриття швiв зазвичай вимiрюють щiломiрами.

Щіломіри поділяються на площинні та просторові (рис. 26), а також на закладні та накладні.

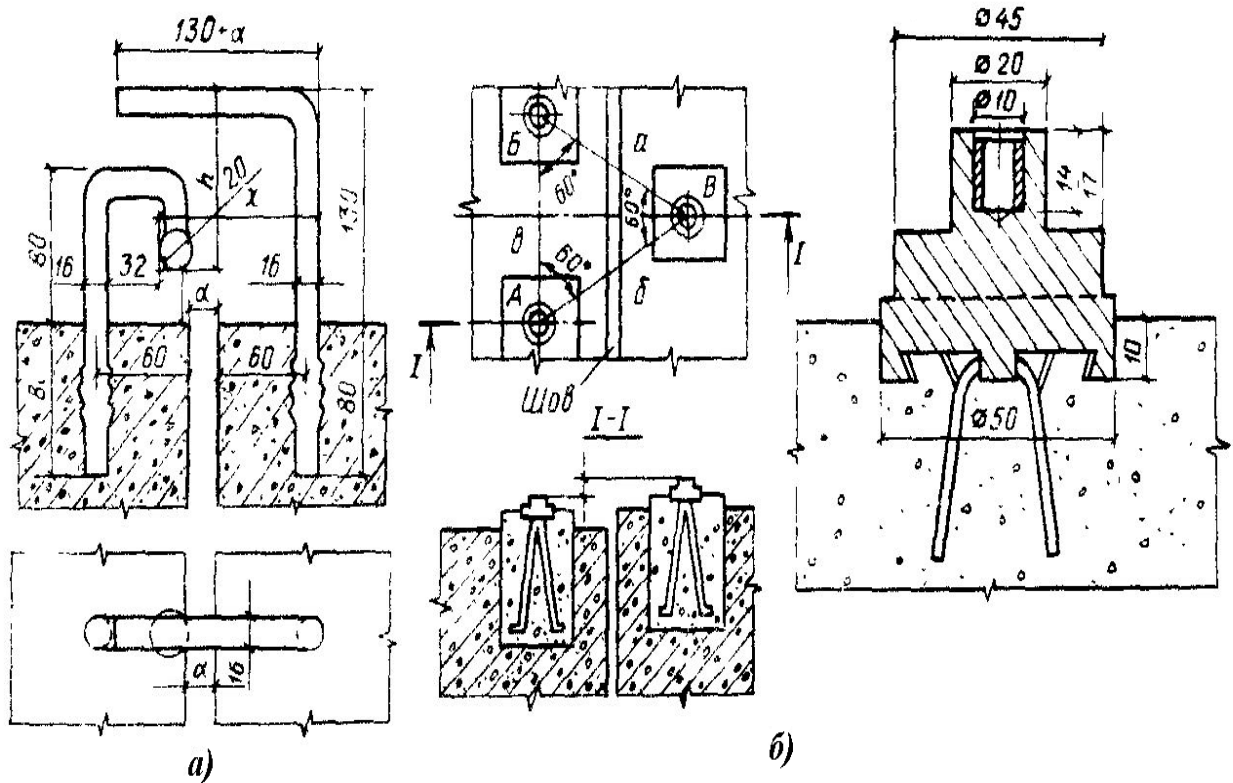


Рисунок 26 – Площинний (а) та просторовий (б) щіломіри. (Розміри в мм)

Міцність побудованих бетонних, залізобетонних та металевих споруд визначають різними методами: руйнуючими та неруйнуючими [68]. Найбільшого поширення знайшли неруйнуючі.

До неруйнуючих методів належать: ультразвукові (ультразвуковий, резонансний, поверхневої хвилі); радіаційні (нейтронні, гамма-випромінювання); електромагнітні (поглинання світла високої частоти, хвиль, електромагнітної індукції). Ультразвуковий метод знайшов найбільше поширення. Конструкції приладів наведено в роботі [68].

Для визначення напружено-деформованого стану споруд в основному застосовують два способи: тензометричний та безпосередній вимір напружень за допомогою закладних датчиків. Методику їх розміщення, монтажу і виконуваних при цьому спостережень викладено в роботах [68, 71]. Для телевимірювання статичних відносних деформацій бетону, скелі та металевих споруд служить прилад ПЛДС – перетворювач лінійних деформацій струнний. За появи деформацій в бетоні натяг струни змінюється і частота її коливання за виведення їх рівноваги електричним сигналом стає іншою. Це фіксується реєструючим приладом. За таким принципом працює велика кількість приладів, які використовуються для вимірювання місцевих переміщень, сил в арматурі, тисків, температури та інше.

При виявленні фільтрації через бетон витрати визначають одним з

наступних методів: шляхом накладення на вогнище фільтрації щита з вологопоглинаючими матеріалами (вата і т.п.) на деякий час з наступним зважуванням об'ємним способом; шляхом відкачування або нагнітання води через спеціально пробурені свердловини (в підводних і підземних частинах споруди та інше). Застосовують також метод вибурювання керна і визначення питомого водопоглинання.

Протитиск на підшву споруди контролюють точковими п'єзометрами.

Під час експлуатації водопропускних споруд щорічно проводять обстеження нижнього б'єфу споруд з обов'язковим зняттям рельєфу воронки місцевого розмиву.

За водоскидними спорудами з високошвидкісними потоками стежать не тільки візуально, але і за допомогою КВА. При цьому натурні дослідження проводять комплексно, тобто оцінюють процес взаємозв'язку потоку із елементами водоскиду і споруд в цілому, звертаючи велику увагу на гідравліку, гідродинаміку, кавітацію, вібрацію та інше. Для даної мети розроблено комплекс відповідних перетворювачів і апаратури, яка дозволяє вести автоматизований процес [69, 71].

9.6 Забезпечення надійності роботи механічного устаткування гідротехнічних споруд та експлуатація енергетичного обладнання

Забезпечення надійності роботи механічного устаткування гідротехнічних споруд. До складу механічного устаткування гідротехнічних споруд входять затвори із підйомними пристроями, закладні частини затворів і захисні загороди (решітки, сітки, запані) з їх механізмами. Експлуатаційний персонал ГЕС забезпечує їх справність й готовність до роботи та процесу маневрування, стежить за водонепроникністю затворів, за щільним приляганням до опорного контуру, усуває підвищену їх вібрацію. В необхідних випадках персонал ГЕС забезпечує утеплення або обігрів пазів, опорних пристроїв і прогонових будов затворів, сороутримуючих решіток, призначених для роботи в зимових умовах.

Експлуатація енергетичного обладнання. Основним енергетичним обладнанням ГЕС є головні агрегати (турбіни і генератори) і головні трансформатори. Використання даного обладнання оперативно підпорядковано безпосередньо диспетчеру енергосистеми. Електричні розподільчі пристрої високої напруги, автоматичні й телемеханічні пристрої системного призначення, турбінні затвори, оперативні затвори гребель і водопропускних пристроїв також знаходяться в безпосередньому оперативному підпорядкуванні у диспетчера енергетичної системи. Персонал ГЕС не має права на свій розсуд, без відома диспетчера системи, проводити будь-які операції на цьому обладнанні. Обслуговування обладнання ГЕС під час його нормальної роботи лежить на обов'язку чергового персоналу ГЕС. Якщо порушується нормальний режим роботи обладнання, відбувається аварія або виникає загроза безпеки для

обслуговуючого персоналу, черговий інженер станції негайно вживає заходів до відновлення нормального режиму роботи обладнання або до ліквідації аварійного стану та повідомляє про це черговому диспетчеру системи.

9.7 Експлуатація водосховищ і басейнів добового регулювання

Необхідно стежити за замулюванням водосховища та здійснювати ефективно його розчищення шляхом промивання і проведення режимних заходів, здійснювати берегоукріплювальні та наносоутримуючі заходи або видаляти наноси механічними засобами. В період великої каламутності води доводиться стежити за замулюванням каналів і створювати режим їх роботи, близький до постійного, з максимальною витратою води. Коли природну витрату води в річці не може бути повністю використано для генерації електроенергії, то в такі періоди надлишок води використовується для змиву наносів з водосховища в нижній б'єф греблі, а також для промивання порогів перед водоприймальними пристроями. У разі скупчення наносів перед порогом водоприймача з дозволу диспетчера енергоуправління виконуються короткочасні, але інтенсивні промивання. Якщо у водосховищі є поклади торфу, то персонал ГЕС організовує перехоплення спливаючих мас торфу вище створу водозабірних і водоскидних споруд та буксирування їх в бухти і на мілини.

9.8 Ремонт споруд та обладнання

Поточний ремонт гідротехнічних споруд спрямований на тривале збереження експлуатаційних якостей самих споруд та забезпечення безпеки прилеглої території. Гідроспоруди експлуатуються в найрізноманітніших природних умовах і значно відрізняються за конструкцією між собою. Зниження працездатності споруди відбувається повільно і непомітно. Накопичуючись, вказані зміни можуть викликати аварію.

Необхідний постійний оперативний контроль за станом споруди та її основи, за результатами якого призначається послідовність виконання ремонтних робіт.

Найбільш часто повторюються такі види ремонтних робіт:

– по бетонним напірним гідроспорудам: ін'єкційні роботи (для усунення фільтрації крізь бетон за робочими швами і тріщинами), буріння (для відновлення дренажних свердловин в основі і тілі споруди), торкретування (для ремонту пошкоджених корозією бетонних поверхонь), ін'єкція за металеві облицювання (для заповнення пустот і тріщин у породі), ремонт асфальтових шпонок (для відновлення ущільнень деформаційних швів), усунення розмивів в НБ водоскидів;

– по спорудам з ґрунтових матеріалів: влаштування дренажу, укладання зворотних фільтрів, розчищення колекторів, відновлення кріплення напірних укосів гребель, заповнення промоїн під плитами, кам'яне накидання, розчищення каналів від обростання, ремонт зливовідвідної мережі, розчищення

п'єзометричних свердловин, відновлення протифільтраційних пристроїв;

– по дериваційним спорудам: ремонт кріплень напірних укосів гребель, дамб, каналів, лотків, швидкотоків, відновлення й ремонт на вказаних спорудах протифільтраційних пристроїв;

– по металоконструкціям: лакофарбові покриття, металізація та протикорозійна обробка затворів, загороджень, решіток, закладних частин, попередня обробка поверхонь піскоструминними апаратами;

– в будівлях ГЕС: ремонт внутрішніх приміщень, стін та покрівлі машинних залів.

Поточний ремонт основного обладнання ГЕС передбачає роботи з усунення дефектів, що знижують продуктивність його роботи, але не потребують значного розбирання агрегату. При даних ремонтах проводиться заміна зношених і дефектних деталей, чистка, промивка та змащування окремих механізмів, огляд мастилопроводів і повітропроводів, усунення дрібних дефектів. Поточний ремонт призначається, коли в агрегаті виникають недоліки, які знижують надійність його роботи, такі як: протікання масла і води через ущільнення турбіни, знос окремих частин механізмів, погіршення якості мастила тощо. Поточний ремонт виконується за потребою. На розсуд керівництва ГЕС (каскаду) і енергосистеми може проводитися до трьох разів на рік. Приймання агрегату в експлуатацію оформляється актом, який затверджується головним інженером ГЕС.

Капітальний ремонт гідротехнічних споруд здійснюється при модернізації та реконструкції гідротехнічних споруд. Особливістю даних робіт є те, що з гідроспоруд не знімається напір води, протікання й фільтрації мають місце в процесі виробництва робіт. До виконання зазначених робіт залучаються спеціалізовані ремонтно-будівельні організації.

Капітальний ремонт основного обладнання. Капітальний ремонт гідротурбін проводиться 1 раз на 4–6 років, генераторів – через 1 рік після введення в експлуатацію, в подальшому через 4–6 років; головних трансформаторів електростанції та основних трансформаторів власних потреб електростанції – перший раз не пізніше, ніж через 6 років після включення в експлуатацію, в подальшому – за потреби. Тривалість простою агрегату в капітальному ремонті залежить від діаметра робочого колеса турбіни і коливається від 12 до 25 робочих днів. Тривалість простою генератора і трансформаторів в капітальному ремонті не перевищує термінів, що задаються для ремонту турбін. Одночасно із капітальним ремонтом виконуються намічені раніше реконструктивні роботи, на здійснення яких дається додатковий час простою агрегату.

При капітальному ремонті агрегату – розбирають і оглядають, а в разі потреби, ремонтують підп'ятник агрегату, розбирають і ремонтують зношені та дефектні механізми і деталі агрегату і його допоміжного обладнання, перевіряють і ремонтують гідромеханічний захист (від розгону, температурний, системи мастила, рівнів тощо); ремонтують і налагоджують всі прилади й апаратуру автоматики; налагоджують систему регулювання агрегату;

здійснюють ремонт бетонних поверхонь, цементують закладні частини затворів і спіральної камери; виконують антикорозійне фарбування облицювань і металевих частин турбіни, сороутримуючих решіток, підводних металоконструкцій; проводять контрольні вимірювання та перевірку зазорів і таке інше.

На дериваційних ГЕС із значним твердим стоком багато вузлів і деталей проточної частини турбін наражаються інтенсивному зношуванню. Такі гідротурбіни відновлюються при капітальному ремонті шляхом зміни облицювань або за допомогою наплавлень електродів на зношені місця. Незважаючи на регулярні ремонти стан турбін деяких ГЕС швидко погіршується і доводиться робити позачергові їх ремонти. Знос деталей турбіни залежить не тільки від абразивних властивостей наносів, але й від зносостійкості матеріалів, з яких виготовлені ці деталі.

Турбіни наражаються не тільки стиранню та ударної дії зважених у воді наносів, а й кавітаційним роз'їданням. Абразивного зносу піддаються направляючі лопатки, верхнє й нижнє кільця направляючого апарату, кришка турбіни, ободи і робочі поверхні лопатей робочого колеса. Кавітації ж зазвичай піддаються фундаментне кільце, горловина відсмоктуючої труби, тильні поверхні лопатей робочого колеса.

При капітальному ремонті гідрогенератора – розкривають генератор, сполучну муфту між генератором і збудником, перевіряють і встановлюють вісь магнітної симетрії та монтажні зазори; лакують активну сталь в розточуванні, перевіряють щільність кріплення на стиках генератора; шліфують контактні кільця; перевіряють і виправляють контакти струмопроводів; перевіряють кріплення полюсів, обмоток полюсів і міжполюсних з'єднань; оглядають і ремонтують гальмівні та підйомні пристрої; очищають, промивають, обпресовують і ремонтують повітроохолоджувачі, газо- охолоджувачі; промивають старі і встановлюють нові фільтри; перевіряють і ремонтують пускові та регулювальні пристрої, ланцюги управління, сигналізації та захисних пристроїв генераторів та інше.

При капітальному ремонті трансформатора – розкривають трансформатор, піднімають сердечник або знімний бак; оглядають і очищають магнітопроводи, перевіряють і відновлюють ізоляцію; оглядають і очищають відводи, підтягують і ремонтують їх кріплення; оглядають, чистять і ремонтують вводи, пристрої системи охолодження; сушать ізоляцію; перевіряють вимірювальні прилади та проводять інші роботи.

9.9 Пропуск паводків, повеней та льоду

Пропуск через гідротехнічні споруди надлишків води під час паводку й повені та льоду є досить відповідальним етапом експлуатації ГЕС. Велику небезпеку становлять паводки від мусонних злив, які можуть викликати стихійні лиха. На рівнинних річках великі ускладнення викликає весняний льодохід.

Відповідно до розроблених та затверджених правил, великі водосховища

використовуються для трансформації паводків і повеней. При наявності великої місткості лід може затриматися і танути в водосховище. Успіх пропуску паводків, повеней та льоду багато в чому залежить від своєчасного надійного гідрометеорологічного прогнозу.

Перед паводком і повинню водосховище спорожняється до встановлених рівнів і виконуються підготовчі заходи, перевіряється стан територій верхнього б'єфу, стан підйомних пристроїв у водоскидних затворів, укомплектовується аварійний запас матеріалів та інструментів, готуються транспортні засоби, організовуються аварійні бригади.

До настання паводка або повені організовується паводкова комісія, яка аналізує матеріали попередніх років, уточнює величину й час очікуваного паводку або повені, вивчає порядок пропуску надлишків води на вищерозташованих ГЕС, уточнює заходи щодо захисту підприємств і населених пунктів в нижньому б'єфі, захисту споруд і обладнання ГЕС від можливих пошкоджень.

Передповене та передпаводкове спорожнення й подальше наповнення водосховища проводиться в міру отримання гідрометеорологічних прогнозів і фактичного стану рівнів води у водосховищі.

При скиданні надлишкових витрат води повинен строго дотримуватися встановлений порядок відкриття затворів водоскидів. Для ліквідації заторів льоду застосовуються відповідні заходи із використанням в особливих випадках артилерії, літаків тощо.

Після пропуску паводку або повені перевіряється стан споруд і при наявності пошкоджень визначається обсяг ремонтно-відновлювальних робіт.

9.10 Техніка безпеки та охорона праці

Техніка безпеки повинна дотримуватися як при експлуатації ГЕС, так й в період пуско-налагоджувальних робіт з підйомом напору на споруди та пуском агрегатів під навантаження. Заходи щодо забезпечення безпеки на гідроспорудах і обладнанні залежать від виду робіт. Територія електростанції, акваторії, приміщення та робочі місця гідротехнічного цеху та машинного цеху повинні забезпечувати безпечну роботу обслуговуючого і ремонтного персоналу.

На території повинні постійно підтримуватися в справному стані мостові навколо будівель і споруд, дороги та проїзди, тротуари, водостічні труби й лотки. Через кювети, нагірні канали або траншеї, які перетинають проїжджі дороги, повинні влаштовуватися мости з перилами.

При спрацьовуванні водосховища для цілей огляду або ремонту споруд перебування людей в нижньому б'єфі не допускається. Населення, яке живе нижче за греблю, завчасно оповіщається про майбутнє підвищення рівня води, а водні станції вище за греблю припиняють пересування човнів і поромів.

Промивання наносів з басейнів та водойм земснарядами повинне виконуватися із дотриманням правил безпеки під час експлуатації засобів

гідромеханізації. Промивні галереї водоприймача, завалені наносами, прочищаються тільки з боку верхнього б'єфу. Включення механізмів головних затворів греблі на спуск проводиться тільки після того, як черговий особисто переконається у відведенні всіх осіб із загрозованих зон.

Водолазні роботи на ГЕС виконуються за спеціальними нарядами і технічними завданнями. В документації повинні бути передбачені техніка безпеки виробництва робіт, механізація водолазного труда та заходи щодо його оздоровлення.

Огляд і ремонт дериваційних каналів повинен бути організований так, щоб виключити падіння людей у воду. Доступ персоналу в спорожнену камеру відстійника можливий після того, як черговий по споруді перевірить і переконається в щільності закриття затвора та відключенні подачі струму до електродвигунів.

Експлуатація турбінних трубопроводів передбачає огляд і ремонт їх при відключеному та знеструмленому автоматичному захисті від розриву трубопроводів. На весь період ремонту трубопроводів дискові й кульові затвори у напірного басейну або зрівняльних резервуарів повинні бути закриті, а затвори у турбін – відкриті.

Огляд і ремонт механізмів затворів гідротехнічних споруд дозволяється тільки після вжиття заходів щодо запобігання випадкового включення їх в роботу. При чищенні та ремонті механізмів повинні бути вжиті заходи проти самостійного переміщення рухомих частин як в результаті випадкового включення джерела енергії, яке живить машину або механізм, так і під дією власної ваги даних частин.

Контрольні питання

1. Описати введення в експлуатацію гідроенергетичних агрегатів.
2. Описати основні положення експлуатації споруд та обладнання ГЕС.
3. Описати експлуатацію бетонних гідротехнічних споруд.
4. Описати експлуатацію ґрунтових гідротехнічних споруд.
5. Описати забезпечення надійності роботи механічного устаткування гідротехнічних споруд.
6. Описати експлуатацію енергетичного обладнання.
7. Описати експлуатацію водосховищ і басейнів добового регулювання.
8. Описати ремонт споруд та обладнання.
9. Описати капітальний ремонт основного обладнання.
10. Описати пропуск паводків, повеней та льоду.
11. Описати техніку безпеки та охорону праці.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бетонні гравітаційні та аркові греблі на скельній основі : В. І. Бронштейн, О. І. Вайнберг, Е. Г. Газієв [та ін.] ; під загал. ред. д-ров техн. наук Ю. О. Ландау, Ю. Б. Мгалобелова. – Харків : ФОП Глазкова І.М., 2020. – 776 с.
2. Вайнберг О. І. Метод розрахунку термічного режиму глибоких водосховищ / О. І. Вайнберг // Гідроенергетика України, 2017. – № 1 – 2. – С. 28 – 31.
3. Вайнберг О. І. Надійність та безпека гідротехнічних споруд. Вибрані проблеми / О. І. Вайнберг. – Харків : Видавництво «Важпроматоматика», 2008. – 304 с.
4. Вайнберг О. І. Сейсмічний тиск води на напірну грань бетонної гравітаційної греблі / О. І. Вайнберг // Гідроенергетика України, 2016. – № 3 – 4. – С. 1 – 6.
5. Вайнберг О. І. Сейсмічний тиск наносів на напірну грань бетонної гравітаційної греблі / О. І. Вайнберг // Гідроенергетика України, 2017. – Спеціальний випуск. – С. 51 – 58.
6. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. – Чинний від 01.10.2014. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 110 с.
7. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. – Чинний від 01.01.2011. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 37 с.
8. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Чинний від 01.01.2007. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с.
9. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – Чинний від 01.11.2011. – Київ : Мінбуд України, 2011. – 123 с.
10. Дятловицький Л. І. Формування напружень в гравітаційних греблях : Л. І. Дятловицький, О. І. Вайнберг. – Київ : Наукова думка, 1975. – 264 с.
11. Сеймов В. М. Дінаміка та сейсмостійкість гідротехнічних споруд : / В. М. Сеймов, Б. Н. Островерх, О. І. Єрмоленко. – Київ : Наукова думка, 1983. – 320 с.
12. Biot M.A. Mechanical Analysis for the Prediction Earthquake Stresses : Bulletin of the Seis. Soc. of America, 1941. – vol. 31. – № 2.
13. Idriss, I.M. Evaluating Seismic Risk In Engineering Practice : Proc., Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (San Francisco), 1985. – Vol. 1. – P. 255–320.
14. Mononobe N. Die Eigenschwingungen eingespannter Stäbe von veränderlichen Querschnitt : Zeitschrift für Angewandte Mathematik and Mechanik, 1921. – Band 1. – Helt 6.
15. Omori F. Seismic Experiments on the Fracturing and Overturning of Columns : Publ. Earthquake Inter. Comm. in Foreign Language (Tokyo), 1900. – № 4.
16. Westergaard H. W. Water Pressure on Dams during Earthquakes : Proc. Am. Soc. Eng, 1931. – vol. 57. – № 9. – p. 1303.

17. Westergaard H. W. Water Pressure on Dams during Earthquakes : Proc. Am. Soc. Eng., 1933. – vol. 59. – Trans. Number 98. – p. 418.

18. Технічна експлуатація електричних станцій і мереж. Правила. [Електрон. ресурс]. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://cutt.ly/cestZtTs>, вільний (дата звернення: 14.08.2024). – Назва з екрану.

Електронне навчальне видання

ПАЛЬЧЕНКО Олег Леонідович

**СПЕЦКУРС. ТЕОРІЯ ПРОЄКТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ
ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД**

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

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

Відповідальний за випуск *В. А. Александрович*
За авторською редакцією
Комп'ютерне верстання *О. Л. Пальченко*

План 2025, поз. 4Л

Підп. до друку 27.01.2025. Формат 60 × 84/16.
Ум.-друк. арк. 8,1

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Чорноглазівська (Маршала Бажанова), 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.