

С.І. РОГАЧКО

**СИЛОВА ДІЯ ВІТРОВИХ ХВИЛЬ НА МОРСЬКІ
ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ**



Одеса – 2025

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Одеський національний морський університет

С.І. РОГАЧКО

**СИЛОВА ДІЯ ВІТРОВИХ ХВИЛЬ НА МОРСЬКІ
ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ**

(Підручник для бакалаврів, магістрів та аспірантів)

Одеса – 2025
ОНМУ

УДК 627.521.1
ББК 26.221:38.77

Рецензенти:

Рокочинський А.М., доктор технічних наук, професор. Національний університет водного господарства та природокористування.

Яковлев В.В., провідний науковий співробітник Інституту гідромеханіки Національної академії наук України, доктор технічних наук, професор.

Силова дія вітрових хвиль на морські гідротехнічні споруди: підручник для вузів/ С.І.Рогачко. - Одеса: ОНМУ, 2025. - 153 с., з іл.

У цьому підручнику викладено існуючі методи розрахунку хвильових навантажень на різні типи стаціонарних гідротехнічних споруд. Опанування методами розрахунку хвильових впливів майбутніми фахівцями в галузі гідротехнічного будівництва дозволить їм уникнути помилок при проектуванні реальних морських гідротехнічних споруд різного призначення, аварії яких призводять до людських жертв та екологічних катастроф.

При написанні даного підручника використовувалися класичні уявлення про хвильові процеси на водній поверхні, а також дослідження хвильових навантажень радянських, вітчизняних та іноземних вчених, які в якості рекомендацій увійшли до відповідних нормативних документів. Підручник може бути корисним також і для аспірантів, дослідження яких безпосередньо пов'язані з силовим впливом вітрових хвиль на різні типи морських гідротехнічних споруд.

ЗМІСТ

ОСНОВНІ УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ, СИМВОЛИ, ОДИНИЦІ ТА ТЕРМІНИ.....	5
ВСТУП.....	6
1. ВІТРОВІ ХВИЛІ.....	8
1.1. Класифікація хвиль на водній поверхні.....	8
1.2. Регулярні хвилі.....	12
1.2.1. Теорія хвиль малої амплітуди.....	13
1.2.2. Теорія хвиль Стокса.....	17
1.2.3. Теорія хвиль кінцевої висоти.....	19
1.3. Нерегулярні хвилі.....	21
1.4. Тривимірні нерегулярні хвилі.....	32
1.5. Области застосування хвильових теорій.....	32
1.6. Параметри хвиль, які використовуються при проектуванні гідротехнічних споруд.....	34
1.7. Аномальні хвилі.....	38
2.ХВИЛЬНІ ВПЛИВИНА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ.....	41
2.1. Основні типи гідротехнічних споруд.....	42
2.2. Хвильові навантаження на споруди вертикального типу.....	53
2.2.1. Хвильові навантаження на споруди вертикального профілю від впливу стоячих хвиль.....	55
2.2.2. Хвильові навантаження на споруди вертикального профілю від впливу розбитих та прибійних хвиль.....	60
2.3. Хвильові навантаження на обтічні перешкоди.....	67
2.3.1. Вертикальні обтічні перешкоди.....	67
2.3.2. Горизонтальні обтічні перешкоди.....	79
2.3.3. Споруди ґратчастого типу.....	85
2.4. Хвильові навантаження на вертикальні циліндричні перешкоди великого діаметру.....	88
2.5. Вплив хвиль на споруди укiсного типу.....	96
2.5.1. Хвильові навантаження на споруди з непроникними укосами.....	96
2.5.2. Хвильові навантаження на споруди з рваного каменю та фігурних блоків.....	103
2.6. Призначення позначок надводних частин гідротехнічних споруд над розрахунковими рівнями води.....	106
2.7. Захист поверхневих шарів ґрунтів від розмивів біля фундаментів гідротехнічних споруд.....	113
3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ХВИЛЬОВИХ	122

ВПЛИВІВ.....	
3.1. Закони подібності та правила моделювання хвильових впливів.....	123
3.2. Експериментальні установки для дослідження хвильових впливів на моделі гідротехнічних споруд.....	130
3.3. Дослідження захищеності акваторій портів від проникаючого штормового хвилювання.....	138
4. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ХВИЛЬОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА РІЗНІ ТИПИ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД.....	141
4.1. Визначення розрахункових параметрів хвиль.....	141
4.1.1. Розрахунок параметрів хвиль на глибокій воді.....	141
4.1.2. Визначення розрахункових параметрів хвиль з урахуванням трансформації та рефракції хвиль на мілководді.....	143
4.2. Розрахунки хвильового навантаження на вертикальні стінки.....	147
4.2.1. Розрахунок хвильових навантажень на споруди вертикального профілю від впливу стоячих хвиль.....	147
4.2.2. Розрахунок хвильових навантажень на споруди вертикального профілю від впливу хвиль, що розбиваються.....	152
4.2.3. Розрахунок хвильових навантажень на споруди вертикального профілю від дії прибійних хвиль.....	154
4.3. Розрахунок хвильових навантажень на вертикальні обтічні перешкоди.....	157
...	
4.4. Розрахунок хвильових навантажень на горизонтальні обтічні перешкоди.....	161
...	
4.5. Розрахунок хвильових навантажень на трубопроводи на донній поверхні.....	165
4.6. Розрахунок хвильових навантажень на циліндричні перешкоди великих діаметрів.....	168
4.7. Розрахунок хвильових навантажень на непроникні укоси.....	170
4.8. Визначення розрахункової маси каменю, штучних бетонних блоків...	172
ВИСНОВОК.....	177
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	178

ОСНОВНІ УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ, СИМВОЛИ, ОДИНИЦІ ТА ТЕРМІНИ

- d – глибина води, м;
 h – висота хвилі, м;
 λ – довжина хвилі, м;
 T – період хвилі, с;
 k – хвильове число;
 ω – кругова частота хвилі;
 h/λ – крутість хвилі;
 λ/h – пологість хвилі;
 h_i, λ_i, T_i – відповідно висота, довжина та період хвиль $i\%$ відсотка забезпеченості в системі шторму, м;
 $\overline{h}, \overline{\lambda}, \overline{T}$ – відповідно середні висота, довжина та період хвиль в системі шторму;
 $\overline{h}_d, \overline{\lambda}_d$ – відповідно середні висота та довжина хвиль в системі шторму на глибокій воді, м;
 V_w – розрахункова швидкість вітру на висоті 10м над поверхнею акваторії, м/с;
 L – довжина розгону шторму, м;
 d_{cr} – критична глибина води, коли відбувається перше обвалення хвилі, м;
 $d_{cr.u}$ – критична глибина води, за якої відбувається останнє обвалення хвилі, м;
 ρ – щільність води, т/м³;
 ρ_m – щільність матеріалу, т/м³;
 g – прискорення вільного падіння, м/с²;
 η – піднесення вільної хвильової поверхні, м;
 p – гідродинамічний хвильовий тиск, кПа;
 v – швидкість частинок у товщі води, м/с.

ВСТУП

Гідротехнічна наука поділяється на два напрямки. До першого з них належить річкова гідротехніка, а до другого морська.

Річкові гідротехнічні споруди входять до комплексу гідровузлів, які зводяться з метою отримання відносно дешевої та екологічно чистої електричної енергії. При цьому проектуються та зводяться комбіновані греблі, будівлі гідроелектростанцій, транспортні гідротехнічні споруди (шлюзи та канали) для забезпечення річкового судноплавства. Крім цього, на судноплавних річках та штучних водосховищах будуються річкові порти.

Будівництво гребель завжди пов'язане з утворенням різних за площею та глибиною водосховищ. Водосховища можуть створюватися цілеспрямовано для водопостачання міст та інших населених пунктів. У посушливих регіонах з давніх часів вода річок, озер і штучних водоймищ використовувалася для зрошення полів. Таким чином, до річкової гідротехніки належать також споруди, що забезпечують водопостачання та зрошення сільськогосподарських угідь. Останнє має безпосереднє відношення до гідромеліорації.

Морська гідротехніка пов'язана з проектуванням, будівництвом та експлуатацією портових гідротехнічних споруд (молів, хвилеломів, причалів), судноремонтних та суднобудівних споруд (елінгів, сухих доків, сліпів), а також морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд (МНГС). МНГС нині зводяться на шельфі морів для облаштування та розробки морських родовищ вуглеводнів. Слід зазначити, що на шельфі Чорного моря, що належить Україні, розвідано перспективні запаси нафти та газу, які в найближчому майбутньому необхідно освоювати.

Останнім часом зазначається будівництво яхт-клубів для обслуговування маломірних суден. Проектування та будівництво гідротехнічних споруд на таких акваторіях здійснюється з використанням тих же будівельних норм та правил, а також різних технічних умов, що й портових споруд. У річковій та морській гідротехніці вирішуються питання захисту берегів від руйнівного впливу вітрових хвиль та течій.

Основною метою цього підручника є викладення існуючих методів розрахунку хвильових навантажень на різні типи стаціонарних гідротехнічних споруд. Опанування методами розрахунку хвильових впливів майбутніми фахівцями в галузі морського гідротехнічного будівництва дозволить їм уникнути помилок при проектуванні реальних гідротехнічних споруд, аварії яких призводять до людських жертв та екологічних катастроф.

При написанні даного підручника використовувалися класичні уявлення про хвильові процеси на водній поверхні, а також дослідження хвильових навантажень радянських, вітчизняних та іноземних вчених, які в якості рекомендації увійшли до відповідних нормативних документів, які нині діють в Україні. В підручник також включені дослідження силової дії регулярних та нерегулярних хвиль виконані автором в процесі розробки нормативних документів. Підручник може бути корисним також і для

аспірантів, дослідження яких безпосередньо пов'язані з силовим впливом вітрових хвиль на різні типи гідротехнічних споруд.

Приклади розрахунку хвильових навантажень були виконані асистентами гідротехнічного факультету Одеської державної академії будівництва та архітектури, магістрами В.Г.Бааджі, А.В.Руденком та Р.В.Синицею.

1. ВІТРОВІ ХВИЛІ

1.1. Класифікація хвиль на водній поверхні

Процес хвилювання є рух рідини, в якій швидкість переміщення її форми відрізняється від швидкості її частинок. Поширення енергії Сонця, звуку, радіохвиль та деякі види руху води відбувається завдяки саме хвильовим процесам. Якщо хвилювання на воді викликано дією сил тяжіння, такі хвилі називають гравітаційними. Виникнення гравітаційних хвиль на воді зобов'язане будь-якій дії зовнішніх сил. Відповідно до цього хвилі поділяються на такі типи:

- цунамі, що викликаються силами сейсмічного походження, завдяки або тектонічним процесам, що призводять до переміщення величезних пластів дна, або виверження підводних вулканів;

- вітрові, що виникають при взаємодії в часі повітряних мас з водною поверхнею;

- приливні, які є результатом впливу на водні маси Землі сил притягіння Місяця та Сонця;

- сейші, що виникають у замкнутих або частково замкнутих водоймах у результаті різкої зміни атмосферного тиску та вітрового нагону з періодом, рівним або кратним періоду власних коливань водойми;

- тягун, що є низькочастотними коливаннями води в після штормові періоди.

Серед перерахованих видів хвиль найбільший інтерес, з погляду їхнього впливу на різні типи гідротехнічних споруд є гравітаційні вітрові хвилі. Схема класифікації гравітаційних хвиль представлена рис.1.1 /23/.

Ця класифікація відображає фізичні особливості кожного з перелічених типів гравітаційних хвиль. Теоретичний опис вітрового хвилювання потребує певної схематизації та ідеалізації, які б відображали основні властивості конкретного типу вітрових хвиль.

Найбільш поширені теоретичні моделі хвиль гідродинамічного і спектрального напрямів засновані на тому, що вода розглядається ідеальною, не маючою в'язкості, важкою рідиною, а рух хвиль приймається потенційним (безвихровим). Слід зазначити, що ці теоретичні припущення здебільшого узгоджуються з лабораторними та натурними дослідженнями, а також дозволяють отримати цілком задовільні кількісні результати при описі параметрів хвиль та їх внутрішньої структури.

У лінійній спектральній теорії хвиль розглядаються нерегулярні двовимірні та тривимірні хвилі. До нерегулярних хвиль відносяться хвилі, елементи та форма яких змінюються випадковим чином, як по довжині розгону, так і в конкретній точці схвильованої поверхні моря в часі.

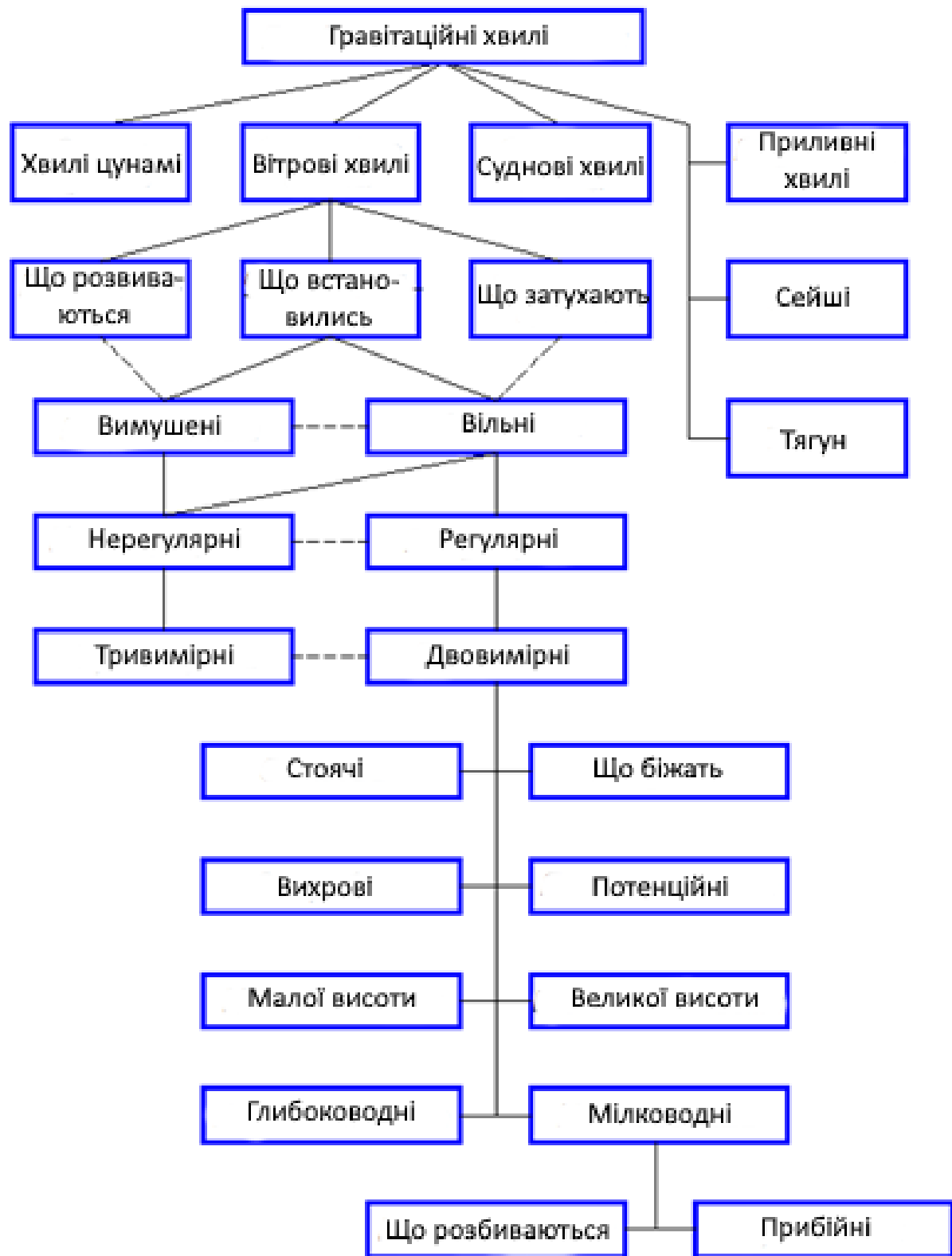


Рис.1.1. Класифікація гравітаційних хвиль

Гідродинамічні теорії описують різні види двовимірних хвиль. До них відносяться хвилі, елементи та форма яких як у конкретній точці, так і за довжиною розгону однакові та не змінюються у часі. Такими хвилями є:

- одиночні (відокремлені хвилі, що розповсюджуються по поверхні води без западини);

- регулярні хвилі з незмінними в часі параметрами на певній площі, що різняться на гармонійні (синусоїдальні), та описуються лінійною теорією або першими наближеннями нелінійних теорій, і негармонічні, гребені яких вище і більш вузькі в порівнянні з їх западинами, що описуються вищими наближеннями нелінійних теорій;

- групи хвиль, що розглядаються з теоретичних позицій як сума двох гармонік з близькими, але різними частотами, що поширюються в одному напрямку.

На відміну від одиночних, різні види регулярних хвиль, у тому числі і групи, належать до періодичних хвиль.

Перерахованим теоретичним моделям хвиль можуть відповідати: розбиваючі та прибіжні хвилі – поодинокі; хвилі зибі на глибокій воді і відносному мілководді - регулярні (при малій висоті хвилі зибі близькі до гармонійних, а при великій висоті їм властивий несиметричний профіль, особливо на мілководді); двомірні вітрові хвилі – групи хвиль.

Характер вітрових хвиль залежить від глибини води. При підході до берега розрізняють чотири зони залежно від відносної глибини води d/λ (Рис. 1.2).

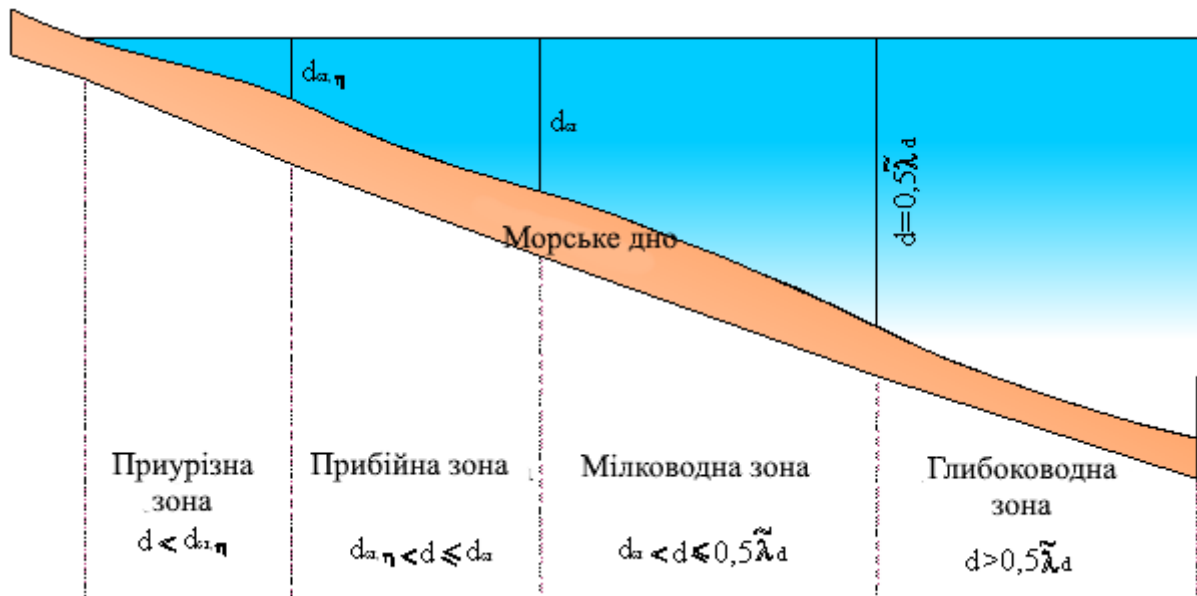


Рис. 1.2. Зони глибин води

У першій зоні, глибоководній з глибиною $d > 0,5\lambda_d$, морське дно не впливає на хвильові процеси (λ_d - середня довжина хвиль в системі шторму на глибокій воді). Частинки рідини рівномірно рухаються по колам (радіус яких зменшується зі збільшенням глибини води), незначно переміщаючись поступально. Цей хвильовий процес повною мірою описується рівняннями Герстнера.

У другій, мілководній зоні при $d_{cr} < d < 0,5\lambda_d$ відбувається безперервна зміна характеру хвилювання. При цьому тривимірні хвилі перетворюються на двомірні, а кругові рухи частинок перетворюються на еліптичні. Критична глибина d_{cr} відповідає першому обвалу хвиль. Найточніше цей хвильовий процес описується рівняннями Стокса.

У третій зоні, прибійній із глибинами від d_{cr} до d_{cr-u} , характер і форма хвилювання суттєво змінюється. Частинки рідини рухаються незамкнутими петле подібними орбітами, а в цілому відбувається поступальний рух у бік берега. При описі цього хвильового процесу зазвичай застосовують теорію одиночної хвилі Релея, Мак-Коуена.

У четвертій (приуризній) зоні при глибині меншій за d_{cr-u} відбувається остаточне руйнування хвиль. Теоретичне рішення цього процесу руйнування хвиль і нині не розроблено.

Сучасні гідротехнічні споруди, залежно від їхнього функціонального призначення, проектуються та будуються у всіх перерахованих зонах. Професіоналізм фахівців у галузі морського гідротехнічного будівництва і полягає в тому, щоб на стадії проектування проводити розрахунки хвильових навантажень з урахуванням особливостей хвильових процесів, що відбуваються у цих зонах.

1.2. Регулярні хвилі

Роботами А.Коші (1815г) та Г. Ері (1845г) було започатковано розвиток гідромеханічних теорій хвильових рухів рідини з використанням теорій хвиль малої амплітуди. У хронологічному порядку далі йдуть роботи Г.Стокса (1847г) із застосуванням теорії хвиль кінцевої висоти у другому наближенні, Дж. Буссінеска (1847г) та Дж. Релея (теорія одиночних хвиль), Д. Кортвега та Г. Де-Вріса (1845г.) - Теорія довгоперіодичних (кноїдальних) хвиль. До сучасних робіт, які зробили фундаментальний внесок у розвиток теорії періодичних і неперіодичних хвиль кінцевої висоти, належать роботи відомих радянських учених: М.А. Лаврентьєва (1946р.), А.І. Некрасова (1951р.), Л.Н Стрітенського (1977р.), Я.І. Секерж-Зіньковича, Н.М. Моїсеєва, М.Д. Хаскінда, В.В. Шулейкіна. Добре відомими роботами в цій галузі є також роботи іноземних вчених, таких як Т. Леві-Чівіта, Ф. Базеля, Дж. Стокера, М. Лонге-Хіггінса. Розвиток інженерних методів розрахунку морських гідротехнічних споруд на силовий вплив хвиль став причиною проведення цілого ряду досліджень хвиль кінцевої висоти. Результати цих досліджень відобразились у роботах М.П.Кожевникова, Д.Д. Лаппо, Ю.З. Алешкова, С.В. Іванової, Л. Скільбрея, Дж. Хендріксона, Р. Діна. В результаті були розроблені пропозиції щодо застосування кноїдальних хвиль (Р. Вігель) та теорії одиночних хвиль (В. Мунк). Крім цього, низкою дослідників, таких як В.В. Каплун, С.В. Іванова, Ю.М. Шестакова, Б.А. Шуляк та Дж. Року, в лабораторних умовах вивчалася також і кінематика регулярних хвиль. При розрахунках морських гідротехнічних споруд на

силовий вплив хвиль необхідно мати інформацію про основні залежності розрахункових характеристик хвильового руху, що описуються різними теоріями регулярних хвиль.

1.2.1. Теорія хвиль малої амплітуди

Хвилями малої висоти (амплітуди) називаються хвилі, висота h яких настільки мала в порівнянні з їх довжиною λ ($h \ll \lambda$) і частинки рідини в хвилі рухаються з такою малою швидкістю V , що у початкових математичних виразах теорії хвиль можна нехтувати величиною V^2 , і навіть добутками швидкості V на малі величини. Це, у свою чергу, дозволяє в математичних виразах замінювати висотну координату z частинки рідини в хвилі її висотною координатою в стані спокою z_0 , тому, що різниця між ними не перевищує величину $\frac{V^2}{2g}$, яка за умовою зневажливо мала.

Ця теорія передбачає, що двомірні регулярні хвилі поширюються над непроникним горизонтальним дном при кінцевій глибині d , а початок декартової системи координат збігається з поверхнею спокійного горизонту. При цьому вісь z спрямована вертикально вгору, а вісь x – вправо. Залежно від глибини води, частинки рідини рухатимуться замкнутими орбітами, представленими на рис. 1.3.

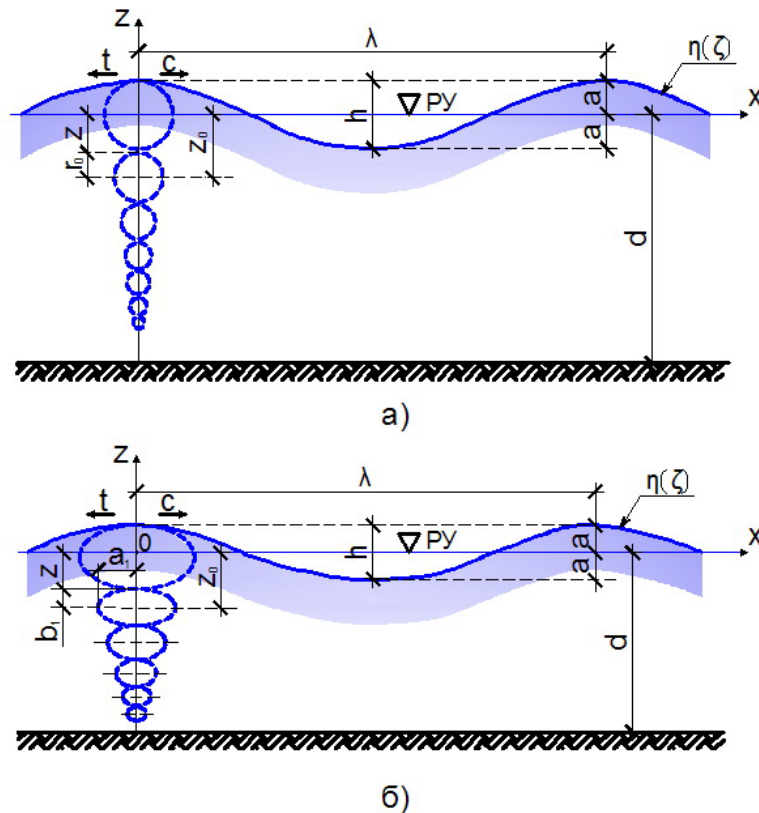


Рис. 1.3. Розрахункова схема хвиль малої амплітуди
а – хвилі на глибокій воді при $d/\lambda > 0,5$; б – хвилі на мілководді

На спокійному горизонті $z = z_0 = 0$ (див. рис.1.3.), а рівняння схвильованої вільної поверхні виражається функцією /19, 24, 55/:

$$\eta(x_0, t) = a \cos(kx_0 - \omega t), \quad (1.1)$$

де a – амплітуда хвилі ($a = h/2$); ω - частота хвилі ($\omega = 2\pi/T$); k – хвильове число ($k = 2\pi/\lambda$).

Отже, аналітичний вираз (1.1.) описує гармонійну плоску (двовимірну) хвилю, що поширюється в позитивному напрямку осі x зі швидкістю:

$$c = \omega/k = \lambda/T \quad (1.2)$$

У теорії хвиль малої амплітуди швидкість поширення хвиль залежить від довжини λ . З урахуванням кінцевої глибини води ця залежність виражається рівнянням:

$$c = \sqrt{\frac{g}{k} \cdot \text{th} kd} = \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} \cdot \text{th} \frac{2\pi d}{\lambda}} \quad (1.3)$$

або, інакше, відомою залежністю:

$$\omega^2 = g \cdot k \cdot \text{th}(kd) \quad (1.4)$$

де g - прискорення вільного падіння.

Враховуючи що $\omega = \frac{2\pi}{T}$, був отриманий взаємозв'язок між довжиною хвилі λ та її періодом T залежно від глибини води:

$$\lambda = \left(\frac{gT^2}{2\pi} \right) \cdot \text{th} \left(\frac{2\pi d}{\lambda} \right) \quad (1.5)$$

Таким чином, швидкість поширення хвиль c , період T і довжина не залежать від їх амплітуди (висоти). У разі поширення хвиль з глибоководної зони в мілководну, період T залишається постійним, а швидкість поширення та довжина монотонно зменшуються із зменшенням глибини води за законом $\text{th}(kd)$.

Горизонтальні v_x та вертикальні v_z проекції швидкостей частинок у товщі води, при $-d \leq z_0 \leq 0$, можуть бути виражені наступним чином:

$$v_x = \frac{\pi h}{T} \cdot \frac{\text{ch}k(d + z_0)}{\text{sh}kd} \cdot \cos(kx_0 - \omega t) \quad (1.6)$$

$$v_z = \frac{\pi h}{T} \cdot \frac{\text{shk}(d + z_0)}{\text{shkd}} \cdot \sin(kx_0 - \omega t) \quad (1.7)$$

Горизонтальні w_x та вертикальні w_z проекції прискорень руху частинок у рідині визначаються при диференціюванні виразів (1.6) та (1.7) за такими формулами:

$$w_x = \frac{dv_x}{dt} = \frac{\pi h}{T} \omega \frac{\text{chk}(d + z_0)}{\text{shkd}} \sin(kx_0 - \omega t) \quad (1.8)$$

$$w_z = \frac{dv_z}{dt} = -\frac{\pi h}{T} \omega \frac{\text{shk}(d + z_0)}{\text{shkd}} \cos(kx_0 - \omega t) \quad (1.9)$$

Аналіз рівнянь траєкторій руху частинок рідини [19, 24, 47, 55] показує, що вони описують біля свого положення рівноваги (x_0, z_0) замкнуті, затухаючі з глибиною, еліптичні орбіти з півосями, представленими на рис. 1.3,

а – горизонтальною

$$a_1 = \frac{h \text{chk}(d + z_0)}{2 \text{shkd}} \quad (1.10)$$

і b – вертикальною

$$b_1 = \frac{h \text{shk}(d + z_0)}{2 \text{shkd}} \quad (1.11)$$

Горизонтальне відхилення частинок від положення рівноваги описується рівнянням:

$$\xi(x_0, z_0, t) = \frac{h \text{chk}(d + z_0)}{2 \text{shkd}} \sin(kx_0 - \omega t) \quad (1.12)$$

а вертикальне – рівнянням:

$$\eta(x_0, z_0, t) = \frac{h \text{shk}(d + z_0)}{2 \text{shkd}} \cos(kx_0 - \omega t) \quad (1.13)$$

Отже, при $z = 0$ вертикальне підвищення частинок на вершині хвилі $b_1 = a = h/2$, а з глибиною орбітальний рух загасає, причому біля дна, при $z_0 = -d$ і $b_1 = 0$, частки коливаються в горизонтальній площині з амплітудою $a_1 = a/\text{sh}(kd)$. При цьому в гребнях хвилі частинки рухаються по верхній частині дуги еліпса у бік поширення хвиль, а у западинах – у протилежному напрямку. Згідно з (1.6), горизонтальні складові швидкості частинок на

вершині та на підозві хвилі (при $z_0 = 0$ і $\cos(kx_0 - \omega t) = \pm 1$) рівні за величиною та протилежні у напрямку. Величини швидкостей і прискорень теорії хвиль малої амплітуди обчислюються з допомогою координат частинок у спокої (x_0, z_0) , але прикладаються у відповідних точках орбіт руху частинок.

Тиск рідини на будь-якій глибині z_0 при $z_0 \leq 0$ визначається за формулою:

$$p - p_0 = -\gamma z_0 + \gamma a \frac{\operatorname{ch}k(d + z_0)}{\operatorname{ch}kd} \cos(kx_0 - \omega t) \quad (1.14)$$

де $\gamma = \rho g$ - питома вага води; ρ - щільність води.

В умовах нескінченної глибини води ($kd \rightarrow \infty$) залежності, наведені вище, спрощуються. Так, множник з гіперболічними функціями перетворюється на $\exp(kz_0)$. Ця обставина є причиною того, що на глибокій воді замкнені еліптичні орбіти руху частинок перетворюються на кругові (див. рис. 1.3а), а горизонтальні та вертикальні складові орбітальних швидкостей практично зрівнюються. Відповідно до теорії хвиль малої амплітуди, замкнутість орбіт руху частинок у хвилі виключає переміщення мас води (хвильової течії) у напрямі поширення хвиль. У низці робіт [19, 24,] було показано, що наявність хвильової течії є основною умовою потенційності руху. Виходячи з цього, в теорії хвиль малої амплітуди порушено основне припущення про потенційність руху.

Тим не менш, теорія хвиль малої амплітуди знайшла широке застосування в теоретичних дослідженнях, а також у морській гідротехніці та кораблебудуванні. Причиною цього є не тільки простота цієї теорії, а й те що, що її лінійність, при знаходженні потенціалу хвильового руху, дозволяє застосовувати принцип суперпозиції елементарних рішень. Цей підхід також застосовується і при вирішенні задач лінійної спектральної теорії хвиль та лінійної дифракції хвиль на стаціонарних перешкодах та плавучих об'єктах.

1.2.2 Теорія хвиль Стокса

У 1847 р. Стоксом була вирішена задача про хвилі кінцевої висоти. Дане рішення також знайшло застосування в інженерній практиці, наприклад, при розрахунках навантажень від хвиль на обтічні елементи наскрізних перешкод. Кінематичні характеристики хвиль кінцевої висоти у другому наближенні Стокса, як і в теорії хвиль малої амплітуди, виражаються через координати точок рідини у спокої x_0, z_0 (див. рис.1.3) [19, 20, 24], так як рішення отримано у змінних Лагранжа. Основні залежності, що описують кінематику хвиль кінцевої висоти у другому наближенні, наведено нижче. Так схвильована поверхня описується наступним рівнянням:

$$\eta(t) = \frac{h}{2} \cos(kx_0 - \omega t) + \frac{\pi h^2 \operatorname{ch}kd(2 + \operatorname{ch}2kd)}{8\lambda \operatorname{sh}^3kd} \cos 2(kx_0 - \omega t) \quad (1.15)$$

Зміщення частинки рідини у вертикальному напрямку від положення спокою (x_0, z_0) виражається такою формулою:

$$\eta(x_0, z_0, t) = \frac{h \operatorname{sh}k(d + z_0)}{2 \operatorname{sh}kd} \cos(kx_0 - \omega t) + \frac{3\pi h^2}{\lambda} \cdot \cos 2(kx_0 - \omega t) \quad (1.16)$$

Слід зазначити, що у формулі (1.16) перший член правої частини відповідає теорії хвиль малої амплітуди (1.13).

Горизонтальна проекція орбітальної швидкості частинок, що обертаються навколо положення рівноваги (x_0, z_0) , має вигляд:

$$v_x(x_0, z_0, t) = \frac{\pi h \operatorname{ch}k(d + z_0)}{T \operatorname{sh}kd} \cos(kx_0 - \omega t) + \frac{\pi^2 h^2 \operatorname{ch}2k(d + z_0)}{2\lambda T \operatorname{sh}^2kd} \left[\frac{3 \operatorname{ch}2k(d + z_0)}{2 \operatorname{sh}^2kd} - 1 \right] \times \cos 2(kx_0 - \omega t) \quad (1.17)$$

У цій залежності перший член правої частини відповідає лінійному рішенню (1.6), а другий характеризує згасаючу з глибиною хвильову течію (стоксова течія) і, нарешті, третій член описує нелінійну добавку до орбітальної швидкості, що змінюється з подвійною частотою. Роботами дослідників /20, 24/ та багатьох інших було підтверджено, що у зв'язку з наявністю хвильової течії, траєкторії частинок хвиль, що біжать на кінцевій глибині, мають розімкнуту еліптичну форму. Відповідно до другого наближення Стокса швидкість поширення хвиль збігається зі швидкістю за лінійною теорією хвиль (1.2) і (1.3).

Рішення Стокса математично справедливе при $kd > 1$ ($d/\lambda \geq 0,16$). При цьому максимальна горизонтальна швидкість частинки на вершині гребня хвилі ($z_0=0, \cos(kx_0 - \omega t) = 1$) визначається відповідно до виразу (1.17) таким чином:

$$v_{x, \max} = \frac{\pi h \operatorname{ch}kd}{T \operatorname{sh}kd} + \frac{1\pi^2 h^2 \operatorname{ch}2kd}{2\lambda T \operatorname{sh}^2kd} + \frac{\pi^2 h^2}{2\lambda T \operatorname{sh}^2kd} \left[\frac{3 \operatorname{ch}2kd}{2 \operatorname{sh}^2kd} - 1 \right] \quad (1.18)$$

Аналіз даної теорії показує, що добавка від стоксової течії практично не залежить від відносної глибини води ($d/\lambda \geq 0,15 \div 0,5$) і визначається лише крутістю h/λ . Ця добавка істотно збільшує швидкості частинок на вершині гребеня хвилі (від 10% до 30%) зі збільшенням h/λ від 0,033 до 0,10. Облік третього члена у виразі (1.18) при $d/\lambda \geq 0,25$ та $\lambda/h \geq 0$ призводить до незначного збільшення швидкості на гребені хвилі порівняно із сумою двох перших членів. Збільшення ж глибини води є причиною швидкого згасання цих розбіжностей.

Ця обставина призвела до того, що в інженерній практиці при розрахунках силового впливу хвиль на споруди, що зводяться на середніх і відносно великих глибинах, обчислення горизонтальної проекції орбітальної швидкості за теорією Стокса у другому наближенні обмежується двома членами у виразі (1.17), і тоді воно трансформується наступним чином:

$$v_x = \frac{\pi h \operatorname{ch}k(d+z_0)}{T \operatorname{sh}kd} \cos(kx_0 - \omega t) + \frac{\operatorname{ch}2k(d+z_0)}{\operatorname{sh}^2kd} \quad (1.19)$$

Звідси випливає, що вираз для горизонтальної складової прискорення співпадатиме з залежністю (1.8), наведеною в теорії хвиль малої амплітуди.

1.2.3 Теорія хвиль кінцевої висоти

Завдання про потенційні хвилі кінцевої висоти, що біжать, при постійній глибині в змінних Ейлера з урахуванням третього наближення по амплітуді хвилі, вирішена в роботах [1, 32]. У цьому вирішенні показано, що з першого і другого наближень, амплітуда хвилі, $a = h/2$. При цьому швидкість поширення хвилі відповідає теорії хвиль малої амплітуди, а амплітуда хвиль і швидкість поширення залежать від відносної глибини d/λ і крутості h/λ хвиль.

Розрахунки кінематичних характеристик хвиль у третьому наближенні складні, оскільки визначення амплітуди хвилі та її швидкості поширення необхідно використовувати метод ітерації. Автори даного рішення рекомендують застосовувати його в інженерних розрахунках лише в мілководних зонах при $d/\lambda < 2$. Проте, як показала практика, цілком задовільні результати виходять при використанні першого або другого наближення. З цієї причини у цьому параграфі наводяться розрахункові кінематичні характеристики хвиль лише першого і другого наближень. Слід зазначити, що у розрахункові залежності цього випадку входять координати нерухомих точок простору (x, z) рис.1.3, а не координати точок спокою (x_0, z_0) . Так, у першому наближенні рівняння схвильованої поверхні, проекції горизонтальної та вертикальної складових орбітальних швидкостей при $-d \leq z \leq \eta(t)$ мають наступний вигляд:

$$\eta(t) = \frac{h}{2} \cos(kx - \omega t) \quad (1.20)$$

$$v_x(t) = \frac{\pi h k \operatorname{ch}(d+z)}{T \operatorname{sh}kd} \cos(kx - \omega t) \quad (1.21)$$

$$v_z(t) = \frac{\pi h \operatorname{sh}k(d+z)}{T \operatorname{sh}kd} \sin(kx - \omega t) \quad (1.22)$$

Відповідні рівняння другого наближення при $-d \leq z \leq \eta(t)$ мають такий вигляд:

$$\eta(t) = \frac{h}{2} \cos(kx - \omega t) + \frac{\pi h^2 \operatorname{ch} kd (1 + 2 \operatorname{ch}^2 kd)}{8\lambda \operatorname{sh}^3 kd} \cos 2(kx - \omega t) \quad (1.23)$$

$$v_x = \frac{\pi h \operatorname{ch} k(d+z)}{T \operatorname{sh} kd} \cos(kx - \omega t) + \frac{3 \pi^2 h^2 \operatorname{ch} 2k(d+z)}{4 \lambda T \operatorname{sh}^4 kd} \cos 2(kx - \omega t) \quad (1.24)$$

$$v_z(t) = \frac{\pi h \operatorname{sh} k(d+z)}{T \operatorname{sh} kd} \sin(kx - \omega t) + \frac{3 \pi^2 h^2 \operatorname{sh} 2k(d+z)}{4 \lambda T \operatorname{sh}^4 kd} \sin 2(kx - \omega t) \quad (1.25)$$

Світовий досвід облаштування морських родовищ вуглеводнів показав, що вони розташовані переважно на глибокій воді. Тому, при розрахунках хвильових навантажень на споруди континентального шельфу, успішно застосовується теорія хвиль кінцевої висоти першого наближення [32]. Оскільки морські нафтогазопромислові гідротехнічні споруди мають відносно невеликі планові розміри, то дослідники в аналітичних залежностях для розрахунків кінематичних характеристик хвиль прийняли поточну координату x , що дорівнює 0, а початок координат перенесли з розрахункового рівня води на дно. З цієї причини вирази для характеристик регулярних хвиль на кінцевій глибині, відповідно до теорії хвиль кінцевої висоти першого порядку наближення, були перетворені таким чином:

$$\eta(t) = \frac{h}{2} \cos \omega t \quad (1.26)$$

$$v_x(t) = \frac{\pi h \operatorname{sh} kz}{T \operatorname{sh} kd} \cos \omega t \quad (1.27)$$

$$v_z(t) = \frac{\pi h \operatorname{sh} kz}{T \operatorname{sh} kd} \sin \omega t \quad (1.28)$$

$$w_x(t) = \frac{dv_x}{dt} = -\frac{\pi h}{T} \omega \frac{\operatorname{ch} kz}{\operatorname{sh} kd} \sin \omega t \quad (1.29)$$

$$w_y(t) = \frac{dv_z}{dt} \omega \frac{\operatorname{sh} kz}{\operatorname{sh} kd} \cos \omega t \quad (1.30)$$

Швидкість поширення хвиль може бути визначена за формулою (1.3), а зв'язок між частотою ω (періодом T) та хвильовим числом k (довжиною λ) хвиль описується формулами (1.4) та (1.5).

1.3. Нерегулярне хвилювання

Вітрове хвилювання, що виникає на акваторіях озер, водосховищ, морів та океанів є випадковим процесом. Вітрові хвилі поділяються на вимушені, вільні та змішані. До вимушених хвиль належать хвилі, що знаходяться під безперервним силовим впливом штормових вітрів.

Ті хвилі, які вийшли із зони дії вітру (шторму) або продовжують поширюватися після припинення його дії, називаються вільними хвилями. Вільні хвилі згодом трансформуються на хвилі зибі і мають відносно регулярний характер.

У випадках, коли на акваторіях морів та океанів відбувається складання вимушених і вільних хвиль, виникає змішане хвилювання. Вітрові нерегулярні хвилі характеризуються середнім періодом \bar{T} , середньою довжиною $\bar{\lambda}$ та середньою висотою \bar{h} . Численні натурні спостереження та дослідження показали, що основними хвиле утворюючими факторами, від яких залежить характер вітрового хвилювання, є швидкість вітру V , м/с; тривалість дії шторму t , с; довжина розгону шторму L , м; глибина води d , м. Довжиною розгону шторму в інженерній практиці прийнято називати відстань від підвітряного берега до об'єкту що проектується (на водосховищах та озерах), або від місця зародження шторму у напрямку дії вітру до конкретної точки на морях. Такою точкою для інженерів-гідротехніків є місцеположення порту, що проектується або одиночної споруди, а також цілого комплексу споруд на відкритій акваторії. Слід особливо відзначити, що на характер хвилювання істотно впливає також конфігурація берегової лінії та топографія морського дна, а також наявність по фронту руху хвиль островів, проток.

Теоретичний опис такого хвилювання та розвиток методів розрахунку силового впливу нерегулярних хвиль на різні типи гідротехнічних споруд ґрунтується на законах теорії ймовірностей та випадкових процесів. Дослідження вітрового нерегулярного хвилювання здійснюється за двома напрямками – статистичним та спектральним. Статистичний напрямок вивчає зовнішні елементи нерегулярних хвиль, а спектральний - енергетичну та гідромеханічну структуру, що дозволяє описати поле швидкостей та прискорень по глибині схвильованої товщі води.

Опис природи вітрового хвилювання як випадкового процесу можливий при використанні обох напрямків, які були покладені в основу сучасних досліджень. До основних робіт у цих напрямках відносяться дослідження, як радянських (Ю.М. Крилова, С.С. Стрекалова, Б.Х. Глуховського, Г.В. Ржеплинського, Г.В. Матушевського, І.М. Давидана, С. А. Китайгородського,

М. М. Заславського, В. С. Захарова та інших), так і зарубіжних (В. Пірсона, Г. Неймана, М. С. Лонге-Хеггинсона, О. Філіпса, К. Хессельмана та інших) учених .

В інженерній практиці, при розрахунках хвильового навантаження на споруди та плавучі об'єкти, найбільший інтерес представляє розвинене вітрове хвилювання (шторм). Сталий шторм, на відміну від несталого, характеризується постійними середніми параметрами хвиль, які не змінюються в часі (середня висота \bar{h} , середній період \bar{T} , середня довжина хвиль $\bar{\lambda}$). В цьому випадку, в якості розрахункових хвиль, розглядаються випадкові нерегулярні хвилі. Опис характеристик і властивостей таких хвиль здійснюється у припущенні, що вони відповідають ергодичному процесу, що дозволяє замінити сукупність реалізацій випадкової функції однієї, але досить тривалої. Ця обставина підтверджується даними багаторічних натурних спостережень /21/.

При розрахунках гідротехнічних споруд зазвичай використовуються імовірнісні характеристики елементів хвиль (висоти та періоди), що визначають форму хвиль та ординат реалізації хвильових коливань як безперервних випадкових величин щодо спокійної поверхні моря. Головні параметри нерегулярних хвиль – середня висота \bar{h} та середній період \bar{T} визначаються за допомогою наступних залежностей:

$$\bar{h} = \frac{\sum_1^M h_i}{M}; \bar{T} = \frac{\sum_1^M T_i}{M} \quad (1.31)$$

де h_i і T_i – відповідно висоти та періоди окремих хвиль у реалізації вітрового хвилювання фіксованої точки моря; M – кількість хвиль у конкретній реалізації (хронограмі).

Виходячи з властивостей стаціонарності процесу вітрового хвилювання, значення \bar{h} і \bar{T} для розрахункового шторму, при хвилюванні, що встановилося, будуть постійними в часі. В результаті аналізу численних експериментальних досліджень морського хвилювання /10, 21/ було встановлено, що функція забезпеченості для висот хвиль на глибокій воді при вітровому хвилюванні підкоряється закону Релея:

$$F\left(\frac{h}{\bar{h}}\right) = \exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^2\right] \quad (1.32)$$

В основу цього закону розподілу для двомірних хвиль покладено принцип підпорядкування ординат хвильових коливань нормальному закону розподілу, що також підтверджується численними натурними даними на глибокій воді. Значення цієї функції представлені у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1

Значення функції $F\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)$

F%	0,1	1,0	2,0	5,0	10,0	20,0	30,0	50,0	70,0	90,0	95,0
h/\bar{h}	2,96	2,42	2,23	1,95	1,71	1,43	1,24	0,94	0,67	0,37	0,26

Таким чином з'явилася можливість розраховувати висоти хвиль заданої забезпеченості в системі шторму. Так, наприклад, висота хвилі забезпеченістю 1% у системі конкретного шторму (найбільша зі 100 хвиль)

$$h_{1\%} = 2,42\bar{h} \quad (1.33)$$

а (найбільша з тисячі хвиль) забезпеченістю 0,1%

$$h_{0,1\%} \approx 3\bar{h} \quad (1.34)$$

Аналіз даних натурних спостережень показав, що в умовах відносного мілководдя при невеликих розгонах ординати хвильових коливань дещо відхиляються від нормального закону розподілу, а функція забезпеченості висот хвиль відрізняється від закону Релея і загалом підпорядковується закону Вейбулла /20/.

$$F\left(\frac{h}{\bar{h}}\right) = \exp\left[-A\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^k\right], \quad (1.35)$$

де k – параметр форми;

$A = \Gamma^k (1 + 1/k)$ – тут Γ - функція гама.

У разі коли $k = 2$, закон Вейбулла трансформується в закон Релея. На підставі узагальнення та аналізу результатів натурних та лабораторних досліджень у роботі /20/ була встановлена залежність параметра k від безрозмірної довжини розгону шторму та безрозмірної глибини. Узагальнений закон розподілу висот хвиль був включений до нормативного документа (СНиП 2.06.04-82*) /46/:

$$k_i = f\left(\frac{gL}{V_w^2}, \frac{gd}{V_w^2}\right) \quad (1.36)$$

де V_w - розрахункова швидкість вітру в розрахунковому штормі на висоті 10м над поверхнею водойми, L – довжина розгону шторму.

Аналіз численних натурних даних дозволив І.С.Боровикову та Ю.М.Крилову отримати аналітичний вираз для безрозмірної функції забезпеченості періодів хвиль на глибокій воді /21/.

$$F\left(\frac{T}{T}\right) = \exp\left[-0,674\left(\frac{T}{T}\right)^4\right] \quad (1.37)$$

Функція забезпеченості періодів на відміну від безрозмірної функції забезпеченості висот хвиль залишається однаковою для глибокої та мілкої води. Однією з важливих властивостей безрозмірних функцій забезпеченості висот та періодів хвиль, як показали дослідження в різних регіонах світового океану, є їхня постійність та незалежність від інтенсивності штормового хвилювання та географічного розташування.

До основних статистичних характеристик ординат реалізації хвильових коливань у будь-якій точці належать дисперсія, стандарт та функція забезпеченості. Оскільки реалізація хвильових коливань $\eta(t)$ є безперервною випадковістю центрованої функцією з нульовим середнім значенням, а середнє значення позитивних і негативних ординат дорівнює нулю, то дисперсія (середнє значення квадрата центрованих значень ординат розглянутої функції) може бути наступним виразом:

$$D_\eta = \frac{1}{T_\eta} \int_0^{T_\eta} \eta^2(t) dt \quad (1.38)$$

або

$$D_\eta = \frac{1}{N+1} \sum_1^{N+1} \eta_i^2 \quad (1.39)$$

де $N+1$ – число дискретних значень центрованих ординат реалізації процесу хвилювання; T - тривалість реалізації.

Тоді стандарт (середньоквадратичне відхилення) хвильових коливань визначається залежністю:

$$\sigma_\eta = \sqrt{D_\eta} \quad (1.40)$$

На глибокій воді середня висота нерегулярних хвиль \bar{h} , дисперсія D_η та стандарт σ_η хвильових коливань перебувають у певній залежності:

$$\bar{h}^2 = 2\pi D_\eta \quad (1.41)$$

або

$$\bar{h} = \sqrt{2\pi\sigma_\eta} \quad (1.42)$$

Дані залежності отримані теоретичним шляхом, з припущення, що ординати хвильових коливань підпорядковуються нормальному закону розподілу. Це підтвердилося результатами натурних спостережень /10, 20/.

Наведені вище статистичні характеристики морського хвилювання не відображають його фізичної суті, що описується спектральною теорією хвиль. Застосування теорії центрованих стаціонарних процесів дозволило описати фізичну та енергетичну сутність процесу вітрового хвилювання, а також його основні динамічні та кінематичні характеристики /21/.

Центрована реалізація випадкового стаціонарного ергодичного процесу хвильових коливань $\eta(t)$ з нульовим середнім значенням була представлена у вигляді суми великого числа m синусоїдальних хвиль з різними частотами ω , амплітудами і випадковими фазами ε , які рівномірно розподілені від 0 до 2π .

$$\eta(t) = \sum_{i=1}^m a(\omega_i) \sqrt{\Delta\omega} \cos(\omega_i t + \varepsilon_i) \quad (1.43)$$

Кожна i -я гармоніка у цій залежності описується з позиції теорії хвиль малої амплітуди. Відповідно до цього повна енергія хвиль на одиницю площі схвилюваної поверхні пропорційна квадрату амплітуди $a^2(\omega)$. Тому частотним спектром двовірних нерегулярних хвиль називають функцію:

$$S_\eta(\omega_i) = \frac{1}{2} a^2(\omega_i) \quad (1.44)$$

Ця функція характеризує розподіл енергії між елементарними гармоніками (гармонічними хвилями) з різними частотами ω_i , які формують хвильові коливання, що описуються виразом (1.43). Хвильові коливання, що вимірюються в метрах, розмірність спектру $S_\eta(\omega)$ - $m^2 \times c$. Загальний вид спектру штормів різної інтенсивності різних стадіях розвитку представлені на рис.1.4.

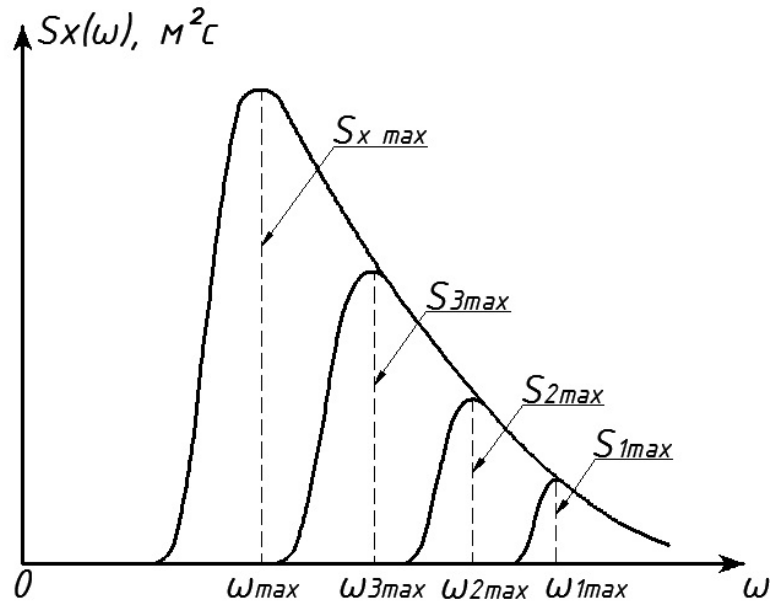


Рис.1.4. Частотний спектр

Таким чином, частотний спектр це фізична характеристика випадкового процесу хвильових коливань на водній поверхні, представленого додаванням всіх елементарних синусоїдальних (гармонічних) хвиль з різними частотами ω_i , амплітудами $a(\omega_i)$ та випадковими фазами ε_i . Грунтуючись на даних натурних досліджень, було встановлено зв'язок між функцією спектра та параметрами нерегулярних хвиль. Так, дисперсія хвильових коливань на водній поверхні визначається такою залежністю:

$$D_\eta = \int_0^\infty S_\eta(\omega) d\omega \quad (1.45)$$

Ця залежність характеризує повну енергію нерегулярного хвилювання на одиницю площі, а функція $S_\eta(\omega)d\omega$ - розподіл цієї енергії між гармоніками (спектральними складовими). Середня висота нерегулярних хвиль \bar{h} пов'язана з дисперсією наступною залежністю:

$$\bar{h}^2 = 2\pi D_\eta = 2\pi \int_0^\infty S_\eta(\omega) d\omega \quad (1.46)$$

Частота максимуму спектру ω_{\max} відповідає частоті гармонійної хвилі, вклад якої в загальну енергію максимальний і відповідає максимуму спектра, а період даної складової $T_{\max} = 2\pi/\omega_{\max}$. Авторами робіт /6, 9/ було встановлено такі залежності:

$$\frac{T_{\max}}{\bar{T}} = 1,25 \div 1,4 \text{ або } \frac{\omega_{\max}}{\bar{\omega}} = 0,8 \div 0,7$$

Отже, максимальна енергія випадкового хвилювання визначається хвилями, періоди яких близькі до середнього. Зміна інтенсивності (при наростанні чи згасанні) шторму призводить до зміни середнього періоду \bar{T} та середньої висоти \bar{h} нерегулярних хвиль і, відповідно, до зміни $D_\eta, S_{\eta_{\max}}, \omega_{\max}$.

Розвиток штормового процесу призводить до збільшення енергії хвилювання та зростання максимумів спектрів $S_{\eta_{\max}}$. Водночас зменшується частота ω_{\max} , оскільки збільшуються середні параметри нерегулярних хвиль \bar{h} і \bar{T} .

На практиці, поряд із розмірною функцією спектру $S_\eta(\omega)$ використовується і поняття функції нормованої спектральної густини (нормований спектр):

$$S_\eta^H(\omega) = \frac{S_\eta(\omega)}{D_\eta} \quad (1.47)$$

Очевидно, що

$$\int_0^\infty S_\eta^H d\omega = \frac{\int_0^\infty S_\eta(\omega) d\omega}{D_\eta} = 1 \quad (1.48)$$

Дослідження ряду авторів у різних регіонах світового океану показали, що при нормуванні спектрів морського хвилювання наступним способом

$$S_\eta^{H*}\left(\frac{\omega}{\omega_{\max}}\right) = \frac{S_\eta(\omega)}{D_\eta \tau_{\max}} \quad (1.49)$$

їхнє графічне уявлення трансформується в один графік, що підтверджує єдину фізичну природу нерегулярного вітрового хвилювання різної інтенсивності. Багато дослідників отримали експериментальні функції частотних спектрів. Їх узагальнення та аналіз дозволили отримати цілу низку відповідних апроксимацій, які у своїй більшості представлені у формі добутку статичної функціональної залежності частоти на експоненційну:

$$S_\eta(\omega) = \alpha \omega^{-p} \exp(-\beta \omega^{-q}) \quad (1.50)$$

де показники ступеня p та q , коефіцієнти α та β у різних авторів різняться між собою. Вони залежать від таких характеристик, як середні параметри хвиль, швидкості та тривалості дії вітру, довжини розгону та стадії розвитку шторму.

При розрахунку силового впливу нерегулярних хвиль на морські гідротехнічні споруди в умовах відносно глибокої води вибір типу розрахункового спектра здійснюється з урахуванням того, що:

- спектр відповідає розвиненому хвилюванню в районі будівництва, яке характерне для шторму рідкісної повторюваності в залежності від класу капітальності споруди / 46 /;

- аналітичне вираз спектру має дозволяти визначати з достатньою мірою точності кінематичні характеристики вітрових хвиль, і навіть їх зміна по глибині.

В даний час для розрахунків хвильових навантажень на морські гідротехнічні споруди традиційно використовуються такі типи спектрів:

Ю.М. Крилова

$$S_{\eta}(\bar{\omega}) = 0,0795 \bar{h}^{-2} \bar{T} \left[\frac{\omega}{\bar{\omega}} \right]^{-7} \exp \left[-0,785 \left(\frac{\omega}{\bar{\omega}} \right)^{-4} \right] \quad (1.51)$$

Б.Х. Глуховського

$$S_{\eta}(\omega) = \alpha \omega^{-6} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\frac{\omega}{\bar{\omega}} \right)^{-2} \right] \quad (1.52)$$

І.М. Давидана

$$S_{\eta}(\omega) = 6,5 m_0 \omega_{\max}^{5,5} \omega^{-6,5} \exp \left[-1,18 \left(\frac{\omega}{\omega_{\max}} \right)^{-5,5} \right] \quad (1.53)$$

Пірсона-Московиця

$$S_{\eta}(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp \left[-\beta \left(\frac{g}{\omega W} \right)^4 \right] \quad (1.54)$$

Спектр Пірсона-Московиця широко використовується в інженерних розрахунках за кордоном, так як цілком відповідає хвилюванню, що встановилося.

Метод розрахунку основних параметрів нерегулярних хвиль (\bar{T} і \bar{h}) представлений у чинному нормативному документі /46/. Для розрахунку хвильового навантаження на морські гідротехнічні споруди від впливу нерегулярних хвиль форми спектрів (формули (1.51) ÷ (1.54) були перетворені та приведені до узагальненого виду спектра, аналогічного спектру Ю.М. Крилова (1.51), де коефіцієнти виражені через \bar{T} і \bar{h} .

Тоді для всіх чотирьох видів спектрів узагальнена форма після деяких перетворень може бути представлена в такому вигляді:

$$S_{\eta}(\omega) = A \bar{h}^2 \bar{T} \left(\frac{\omega}{\bar{\omega}} \right)^{-p} \exp \left[-B \left(\frac{\omega}{\bar{\omega}} \right)^{-q} \right] \quad (1.55)$$

Графічна інтерпретація графіків нормованих значень ординат даних спектрів представлена на рис.1.5, з якого випливає, що всі чотири спектри мають один досить вузький максимум, і більше 95% енергії вітрового хвилювання зосереджено у вузькій смузі відносних частот із шириною (0,5 ÷ 2,0).

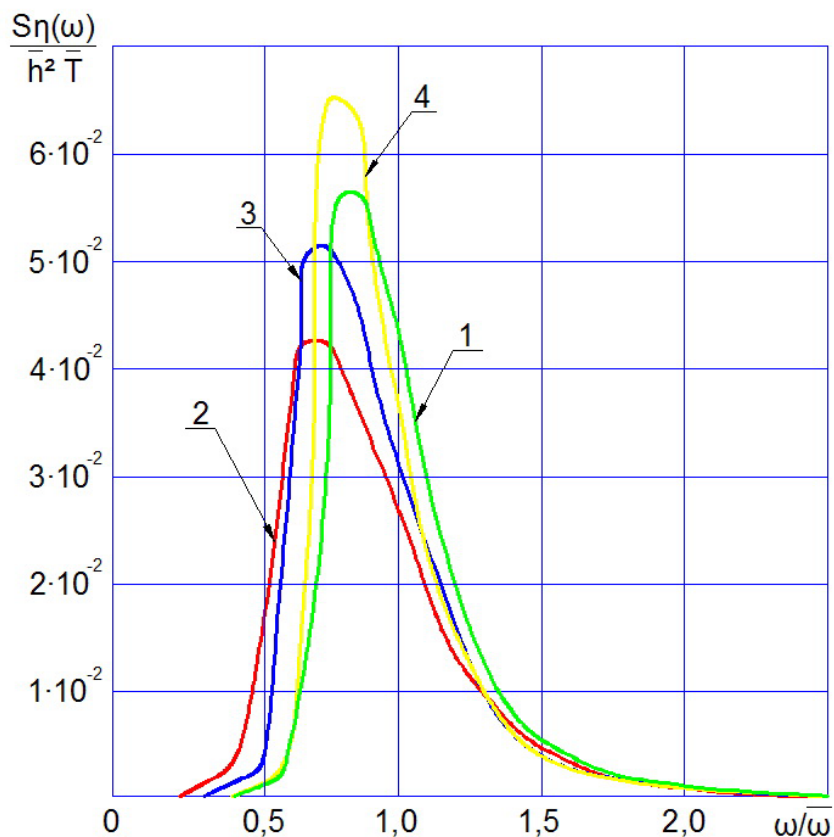


Рис.1.5 Нормовані частотні спектри:
 1 – Ю.М.Крилова; 2 – Б.Х. Глухівського; 3 – Пірсона-Московиця;
 4 – І.М. Давидана

1.4 Тривимірні нерегулярні хвилі

Все вищевикладене у цьому розділі про нерегулярні хвилі відноситься до двовимірних хвиль. Профіль двовимірних хвиль не змінюється вздовж хвильового фронту до вектора швидкості хвиль. Тому всі задачі, пов'язані з двовимірними хвилями, є плоскі. Двовимірні хвилі існують на стадії зародження шторму і на стадії потужного штормового зйбу в період загасання штормового процесу. Між цими проміжками проявляється тривимірний характер нерегулярного вітрового хвилювання, при якому профіль хвиль значно змінюється в напрямку, перпендикулярному до вектора швидкості.

Рівняння, що приблизно описує тривимірне хвилювання моря, що поширюється вздовж осі X, представляється в наступному вигляді:

$$\xi = a \cos \frac{2\pi}{\lambda} (x - c_3 t) \cos \frac{2\pi}{L} y \quad (1.56)$$

де L – довжина гребеня хвилі; c_3 – фазова швидкість поширення тривимірних хвиль.

Відомо, що c_3 перевищує фазову швидкість двовимірних хвиль c . Дані величини перебувають у певному співвідношенні:

$$c_3 = c \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda}{L}\right)^2} \quad (1.57)$$

Нині немає єдиної теорії тривимірних хвиль. Тривимірне хвилювання не може вибиратися як пріоритетне при розрахунках морських гідротехнічних споруд, так як в цьому випадку найбільш несприятливим типом хвилювання є хвилі, що мають характер, наближений до регулярного типу хвилювання.

Однак тривимірне хвилювання становить великий практичний інтерес у суднобудуванні, а також при розрахунках плавучих інженерних споруд та цілих систем.

1.5 Області застосування хвильових теорій

Наведені вище теорії хвиль мають раціональні межі застосування. Так, наприклад, теорія хвиль малої амплітуди успішно застосовується, коли висота хвилі відносно мала порівняно з її довжиною та глибиною води. Математична модель цієї теорії описує довгоперіодні хвилі на глибокій воді. У випадках, коли довжина хвилі менша за $0,1d$, то більш точніші результати гарантує використання розрахункових залежностей, отриманих на основі теорії Стокса. У такому разі цікавить питання про граничні значення відносин h/λ , а також h/d , які задовільно узгоджуються з результатами теорії хвиль малої амплітуди. Практика показала, що застосування більш точних теорій хвиль (Стокса та кноїдальної) призводить до вищих значень відміток гребнів у порівнянні з теорією хвиль малої амплітуди. З цієї причини, ця теорія хвиль застосовується в тих випадках, коли розрахована відповідно до неї висота гребеня відрізняється від розрахованої по більш точним теоріям на величину, яка знаходиться в рамках прийнятої відносної похибки.

Виходячи з цього, було визначено область значень відношення висоти та довжини хвилі, при яких теорія хвиль малої амплітуди дозволяє отримувати досить точні результати. Так, наприклад, на рис.1.6 представлений варіант Т. Доусона [12] визначення різних областей застосування хвильових теорій при довільно прийнятої похибки за значенням висоти гребеня хвилі рівною 10%.

При розмежуванні застосовності теорії хвиль малої амплітуди і Стокса у рівнянні схвилюваної вільної поверхні згідно з теорією Стокса враховано лише два перших члени ряду, тобто першу поправку до лінійної теорії хвиль.

Області застосування теорій хвиль малої амплітуди та кноїдальної були засновані на результатах, отриманих в теорії кноїдальних хвиль. Відповідно застосування теорій Стокса і кноїдальної оцінено на підставі уявлення про те, що теорія кноїдальних хвиль може успішно використовуватися при відношенні глибини води до довжини хвилі $d/\lambda < 0,1$, за винятком випадків, коли за тих же умов може бути використана теорія хвиль малої амплітуди. Таким чином, графік, представлений на рис.1.6, може застосовуватися на практиці не тільки для встановлення області застосування кожної з теорій хвиль, але й з оцінки похибки результатів, одержуваних з теорії хвиль малої амплітуди. Слід також відзначити, що вибір теорії хвиль при розрахунках хвильових навантажень на морські гідротехнічні споруди від впливу регулярних хвиль визначається конструкцією споруди, простотою розрахункових залежностей та коректного опису характеристик хвилювання в різних зонах, в яких експлуатуватимуться споруди.

Так, для розрахунку споруд з опорними частинами великих поперечних розмірів, де відбувається дифракція хвиль, а хвильові навантаження будуть визначатися інерційними силами, які залежать від величини прискорення рідини, широко застосовується лінійна теорія хвиль малої амплітуди.

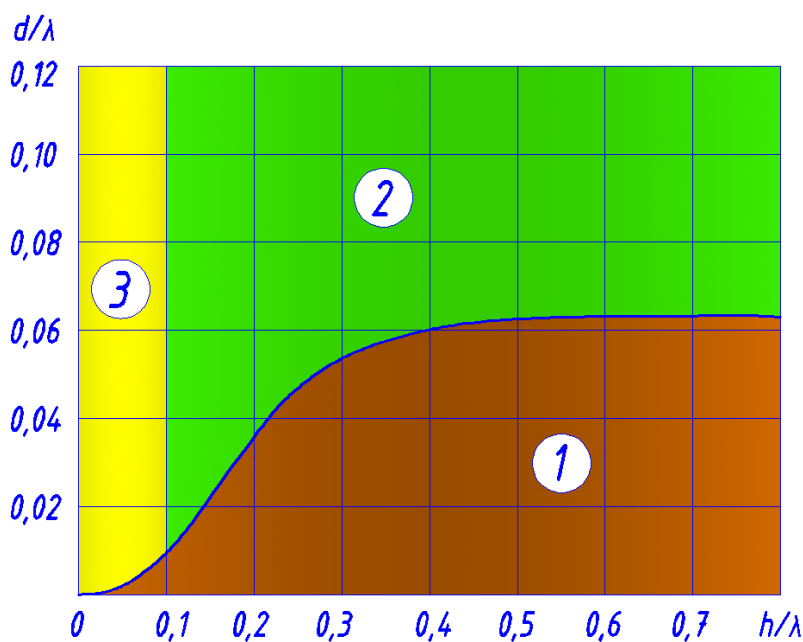


Рис. 1.6. Область застосування різних теорій хвиль:
 1 – теорія хвиль малої амплітуди; 2 – теорія хвиль Стокса;
 3 – теорія кноїдальних хвиль

1.6 Параметри хвиль, що використовуються при проектуванні гідротехнічних споруд

При розрахунку екстремальних хвильових навантажень на морські гідротехнічні споруди, що зводяться в умовах відкритого моря, необхідно

мати інформацію про параметри хвиль рідкісного за повторюваністю розрахункового шторму. До розрахункового шторму відносять шторм, що спостерігається в районі майбутнього будівництва один раз протягом фіксованого ряду років з такою швидкістю, напрямом і тривалістю вітру, при яких хвилювання, що встановилося, має максимальні за прийнятий ряд років параметри. Залежно від класу капітальності проектованої споруди, за розрахунковий шторм, у режимі багаторічних спостережень у районі майбутнього будівництва, приймаються шторми повторюваністю один раз на 25, 50 або 100 років.

Основними параметрами, що характеризують метричні та кінематичні властивості хвиль, є: висота хвилі h ; період T та довжина λ . При цьому висота і період не залежать один від одного, а довжина хвиль залежить від глибини води d і періоду T .

Виходячи з детерміністичного або ймовірнісного підходів до розрахунку хвильового навантаження, забезпеченість розрахункових параметрів хвиль, у системі розрахункового шторму, призначається з урахуванням характеру хвильового впливу, а також типу та класу споруди, що проектується. Так, при ймовірнісному підході за розрахункові параметри хвилювання приймаються його середні статистичні характеристики - середня висота \bar{h} , середній період \bar{T} та середня довжина хвиль $\bar{\lambda}$ розрахункового шторму, а також функція спектральної щільності хвиль $S(\omega)$ у районі майбутнього будівництва.

При детерміністичному підході, що широко застосовується в інженерній практиці, як розрахункові використовуються параметри регулярних хвиль. У таких випадках розрахункова висота приймається рівною висоті хвиль у системі розрахункового шторму з розрахунковою забезпеченістю $i_{\%}$ в залежності від класу капітальності споруд, що визначається за СНиП 2.06.04-82 * /46/. Тоді період та довжина розрахункових хвиль призначаються рівними середньому періоду \bar{T} та середньої довжини $\bar{\lambda}$ хвиль у системі розрахункового шторму. Такий метод призначення розрахункових параметрів хвиль заснований на великій кількості даних натурних спостережень, пройшов апробацію та широко застосовується в інженерній практиці.

Середні статистичні параметри хвиль залежать від таких хвиле утворюючих факторів, як: швидкості та напрямку вітру з урахуванням їхнього розподілу над водною поверхнею; часу дії вітру; довжини розгону шторму; глибини води за довжиною розгону; топографії дна. При визначенні параметрів хвиль за розрахункову швидкість вітру V_w беруть швидкість на висоті 10 м над розрахунковим рівнем води, визначену за 10 хв безперервних вимірів. У цьому величина розрахункової швидкості вітру постійна, якщо вона змінюється не більше $\pm 10\%$, а його напрям відхиляється від генерального лише на $\pm 22,5^\circ$.

За довжину розгону шторму приймають відстань від розрахункової точки поверхні моря до місця зародження шторму. У випадку, коли споруди,

що проектуються, будуть розташовуватися на глибокій воді, а довжини розгону штормів перевищують 100 км, в розрахунках враховують розподіл полів вітру над поверхнею води, їх мінливість у часі та в просторі. На параметри вітрового хвилювання істотно впливає топографія морського дна, а також наявність островів, мілин і банок по довжині розгону. У таких ситуаціях розрахунки здійснюють з урахуванням кутового розподілу енергії хвиль на основі спектральної теорії хвиль з використанням спеціальних методик.

В інженерній практиці також широко використовується метод розрахунку параметрів хвиль, при якому глибину води, швидкість і напрям вітру по довжині розгону приймають постійними при досить великій тривалості вітру, що відповідає стадії встановленого хвилювання (шторму). Як зазначалося вище, що встановленим штормом називається такий шторм, протягом дії якого середні висоти, періоди та довжини хвиль у системі залишаються незмінними. Дані умови сприяють розвитку найбільш жорстоких штормів малої повторюваності, у яких формується двомірне хвилювання.

У СНиП 2.06.04-82* /46/ наведено апробовану в інженерній практиці методику визначення середніх параметрів хвиль у розрахунковому штормі залежно від довжини розгону, топографії та глибини дна, і навіть з урахуванням трансформації і рефракції хвиль при підході до проєктованих спорудам. Відповідно до цієї методики, за допомогою відносних параметрів $\frac{gL}{V_w^2}$ і $\frac{gd}{V_w^2}$ які характеризують жорсткість шторму (розрахункові: швидкість вітру $-V_w$ м/с; довжина розгону шторму $-L$, м; глибина води - d , м) визначаються його середні розрахункові характеристики: висота \bar{h} , м; період T , с; довжина $\bar{\lambda}$, м. на рис. 1.7 представлено відповідне сімейство графіків із нормативного документу /46/.

Знаючи середні параметри хвиль у системі розрахункового шторму заданої повторюваності, можна визначити розрахункову висоту хвилі необхідного відсотка забезпеченості за графіками рис.1.8 відповідно до вимог норм /46/.

Дана методика призначення розрахункових параметрів вітрового хвилювання, яке носить випадковий характер, знайшла широке використання в інженерній практиці при визначенні хвильових навантажень на різні типи гідротехнічних споруд у процесі їх проєктування.

Відомим є той факт, що хвилі підходячи до берега, трансформуються, а напрямок їхнього фронту зазнає змін. Хвилі під впливом рельєфу дна прагнуть берега майже під прямим кутом. Це називається рефракцією, тобто викривленням напрямку руху фронту хвиль. При цьому видозмінюються параметри хвиль (див. рис. 1.9).

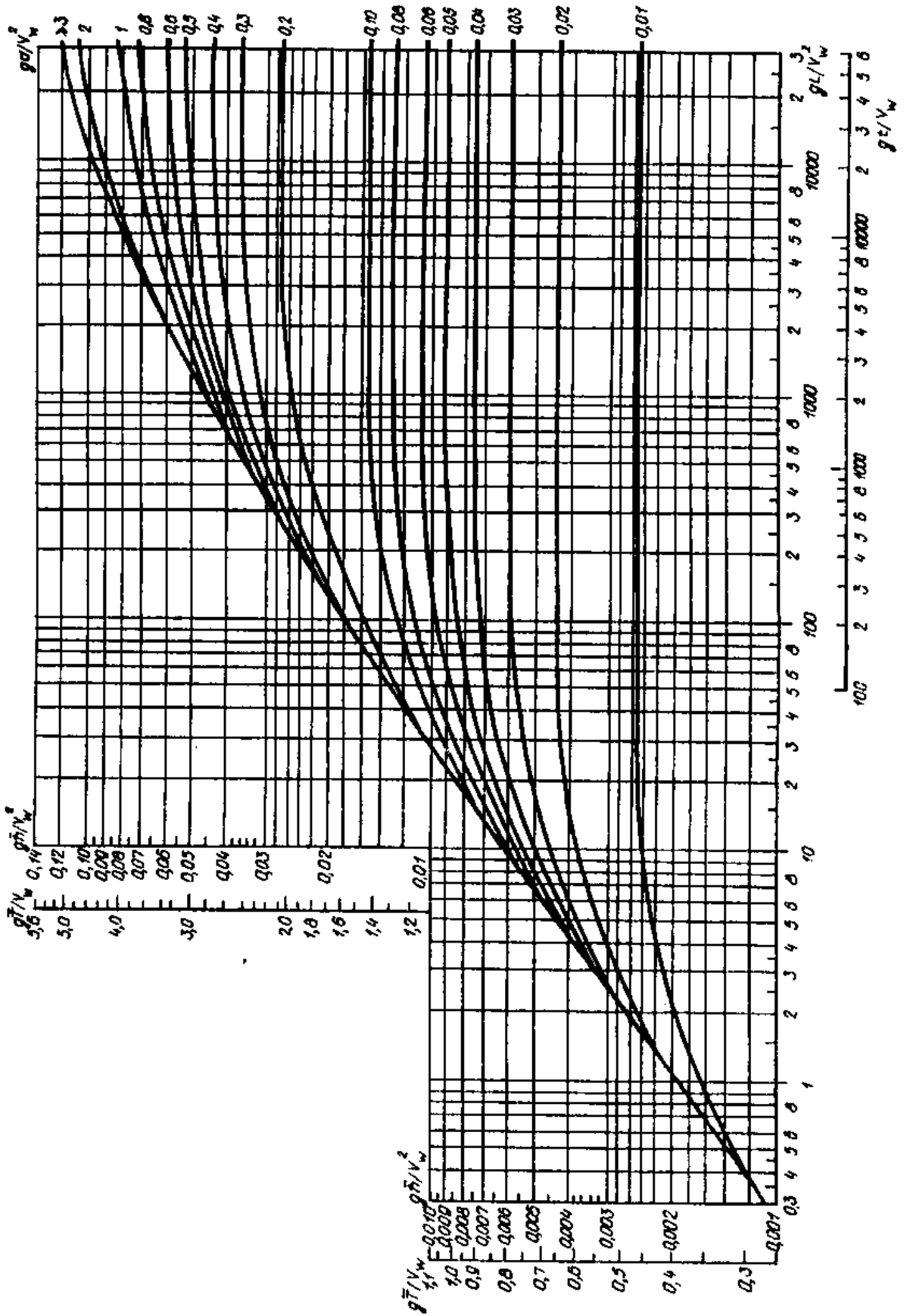


Рис.1.7 Сімейство графіків для визначення параметрів нерегулярних хвиль

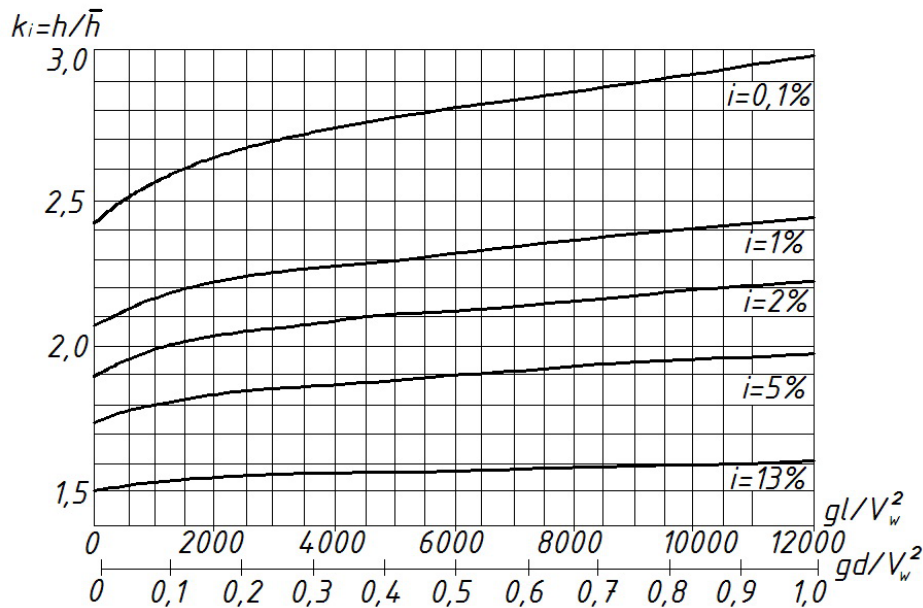


Рис.1.8 Графіки для визначення значень коефіцієнта k_i

Цю зміну слід враховувати щодо розрахункових параметрів хвиль у точці, де планується будівництво тієї чи іншої гідротехнічної споруди, що проектується. Відповідно до рекомендацій нормативного документа /46/ необхідно здійснювати додаткове уточнення параметрів хвиль при підході до споруди з урахуванням їхньої трансформації та рефракції хвиль розрахункового шторму.

1.7 Аномальні хвилі

До аномальних хвиль належать, перш за все, хвилі цунамі, що виникають при виверженнях підводних вулканів, а також землетрусах, гіпоцентри яких знаходяться безпосередньо під донною поверхнею морів і океанів. Силовий вплив хвиль цунамі на береги та на морські гідротехнічні споруди є причиною їх катастрофічних руйнувань, що супроводжуються численними людськими жертвами. Останнім часом у країнах, де здійснюється розробка морських родовищ вуглеводнів, проводяться теоретичні та експериментальні дослідження щодо впливу цих хвиль на різні конструктивні типи морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд.

Зареєстровано появу на акваторіях морів та океанів аномальних хвиль не сейсмічного походження. Ці хвилі спостерігалися на фоні вітрового хвилювання різної інтенсивності, за ними закріпилася назва - "хвилі-вбивці". У практиці мореплавання були відзначені випадки впливу таких хвиль на сучасні судна, які закінчувалися суттєвими ушкодженнями суден та навіть їхньою загибеллю.

На одній із стаціонарних норвезьких платформ у Північному морі було зафіксовано хвилю висотою понад 26м. Хвилі такої висоти становлять велику небезпеку не тільки для сучасних суден, а й для стаціонарних та плаваючих нафтогазопромислових гідротехнічних споруд, що зводяться на шельфі та

експлуатуються в умовах відкритого моря. Вивчення природи таких хвиль є важливою проблемою для океанологів, суднобудівельників та морських гідротехніків, оскільки аварії суден (особливо танкерів) та морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд (і стаціонарних, і плавучих), як свідчить світовий досвід, стають причиною регіональних екологічних катастроф.

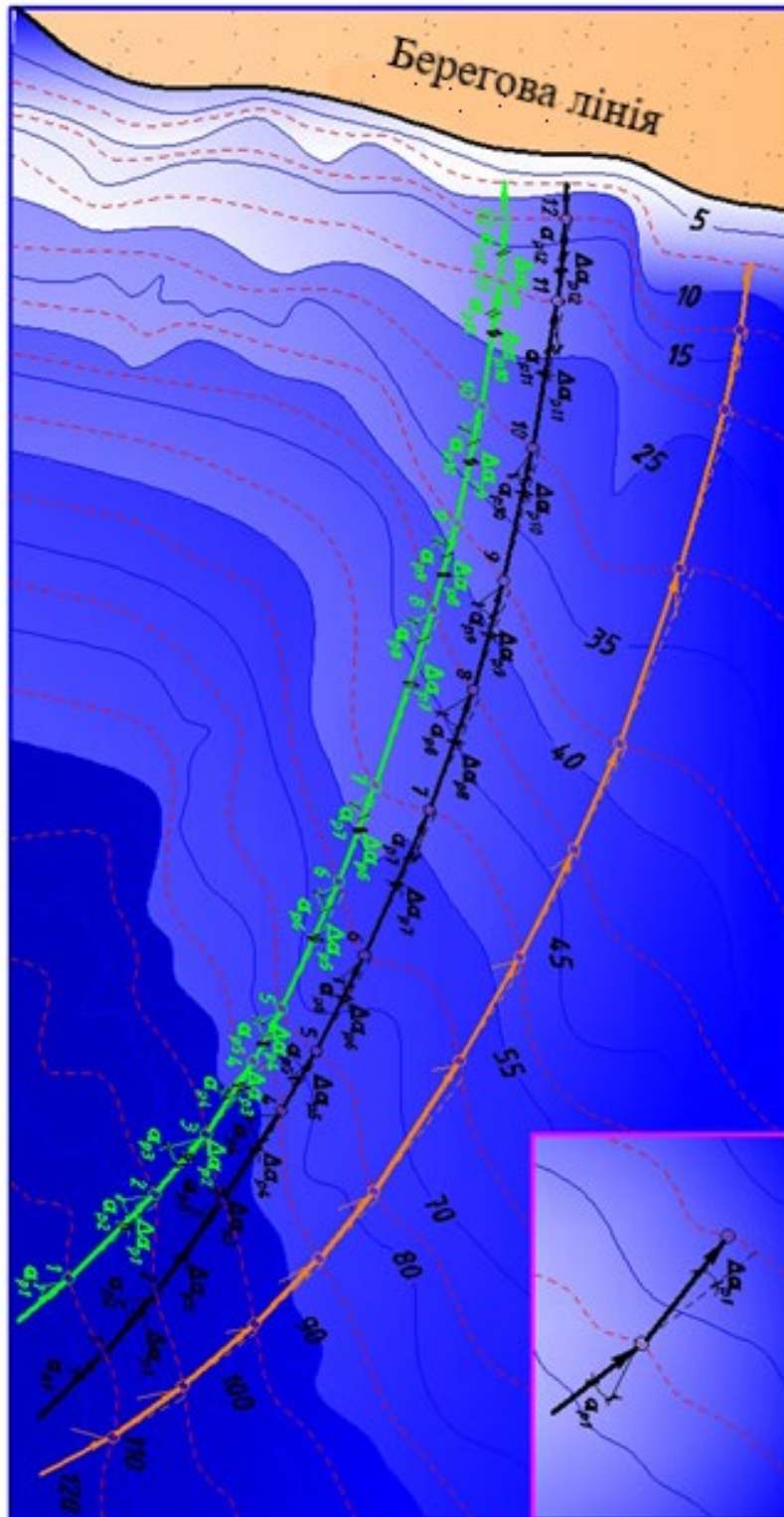


Рис. 1.9 Трансформація та рефракція штормових хвиль

2. ХВИЛЬОВІ ВПЛИВИ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

До хвильових впливів на морські гідротехнічні споруди, які необхідно враховувати на різних стадіях проектування, відносяться:

- силовий вплив хвиль;
- величина заплеску (накату) хвиль на споруду;
- місцевий розмив ґрунтової основи у фундаментних частин споруд від впливу хвиль та течій;
- рух наносів.

При розрахунках силового впливу хвиль визначають:

- точкові гідродинамічні тиски на поверхні окремих елементів конструкцій споруд, що піддаються безпосередньому впливу хвиль;
- питомі (лінійні) навантаження, що припадають на одиницю довжини протяжних елементів конструкцій споруд;
- рівнодіючі хвильові сили на поверхні опорних частин та точки їх прикладання;
- перекидальні моменти від рівнодіючих хвильових сил, які діють на споруди.

При розрахунку хвильових впливів на споруди насамперед визначаються точкові гідродинамічні тиски на їх поверхні. Вони необхідні в інженерній практиці для визначення місцевої міцності окремих елементів та конструкцій.

Питомі навантаження від хвиль визначаються для протяжних конструкцій, вільно орієнтованих у просторі елементів решітчастих (наскрізних) конструкцій з метою виконання розрахунків нормальних сил і моментних навантажень, для обчислення рівнодіючих сил методом збору вузлових навантажень (для наскрізних конструкцій), або методом інтегрування по висоті суцільних споруд.

Рівнодіючі сили від хвиль визначаються для розрахунків міцності та стійкості, напружень та деформацій конструкції. За допомогою перекидальних моментів, що діють на опорну частину, визначаються: стійкість споруди; несуча здатність ґрунтової основи; навантаження на окремі елементи конструкцій фундаментної частини

Заплеск (накат) хвиль на споруди визначає положення відміток їх надводних частин над розрахунковим рівнем води для того, щоб гребінь розрахункової хвилі в системі розрахункового шторму не перешкоджав нормальній експлуатації споруд. Наприклад, не досягав низу надводної частини споруди. У такому випадку можна уникнути появи вертикальної складової хвильового навантаження, що виникає при контакті гребеня штормових хвиль з низом надводної частини, а також зледеніння поверхні споруд і устаткування, що на них знаходиться. Останнє явище спостерігається на практиці у штормові періоди при негативних температурах повітря.

Місцеві розмиви ґрунтової основи у фундаментних частин гідротехнічних споруд виникають під впливом штормових хвиль та течій. Їх інтенсивність залежить від поперечних розмірів та форм фундаментів, глибини води, фізико-механічних властивостей та розмірів частинок поверхневих шарів ґрунтів.

Особливу небезпеку місцевий розмив дна становить для споруд великих поперечних розмірів, розташованих на мілководді при глибинах води до 30м. Такі споруди викликають суттєве порушення кінематики хвиль та течій. Це призводить до великих місцевих розмивів ґрунтової основи безпосередньо біля фундаментів з подальшим порушенням загальної стійкості споруди. Щоб запобігти розмиву ґрунтової основи біля споруд великої протяжності, необхідно передбачати відповідні технічні захисні засоби, які використовуються в інженерній практиці.

2.1 Основні типи гідротехнічних споруд

Як відомо, гідротехнічні споруди, які піддаються силовому впливу вітрових хвиль, розрізняють за функціональним призначенням та конструктивними ознаками. Тим не менш, на шляху поширення вітрових хвиль усі споруди можна розглядати як той чи інший тип перешкод. При цьому всі інженерні конструкції можна умовно розділити на чотири класи.

До першого з них відносяться споруди у вигляді суцільної вертикальної стінки. Такими, в першу чергу, є огорожувальні споруди, що захищають акваторії портів від проникнення штормових хвиль (моли, хвилеломи, див. рис.2.1), а також штучні острови, утворені з масивів-гігантів, призначених для облаштування морських родовищ вуглеводнів при відносно невеликих глибинах води (рис.2.2).

Поперечні розміри огорожувальних споруд b у напрямку розрахункового фронту хвиль значно перевищують їхню довжину. При підході вітрових хвиль до таких споруд відбуватиметься їхнє повне відображення. У тих випадках, коли промінь фронту хвиль перпендикулярний до довгих перешкод у вигляді вертикальної стінки, то відбиті від споруди хвилі рухатимуться назустріч підходящим хвилям, утворюючи з ними нову систему хвиль. В такому разі виникають стоячі хвилі. Причому довжина цих хвиль залишається незмінною, а висота може подвоюватися. При цьому явища дифракції та обтікання можливі лише на кінцях таких споруд. Дані явища необхідно враховувати при оцінці силового впливу вітрових хвиль в процесі проектування споруд.

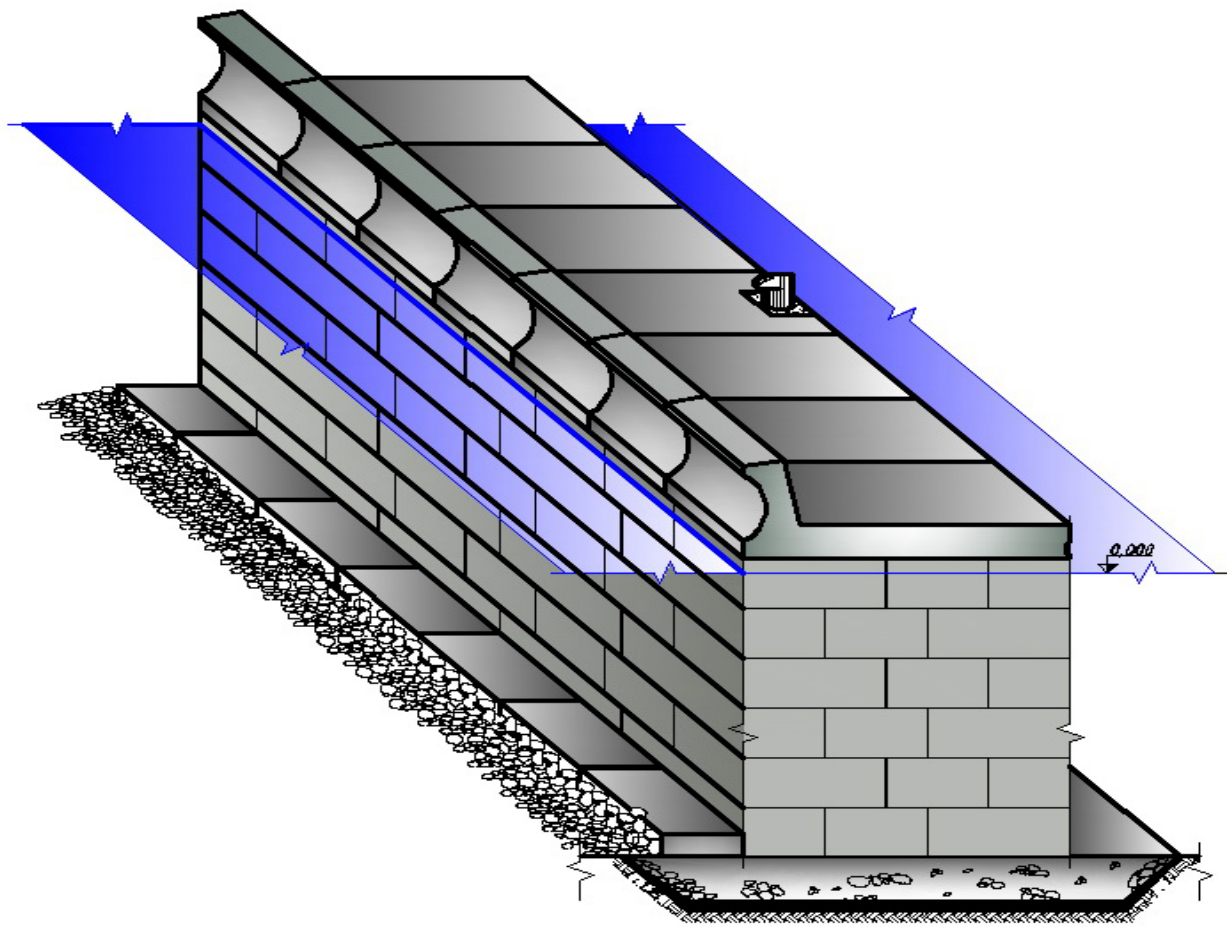


Рис. 2.1. Фрагмент огорожувальної споруди
вертикального профілю

До другого класу належать обтічні перешкоди, що становлять конструктивні елементи гідротехнічних споруд наскрізного типу. Слід зазначити, що у природі немає ідеально обтічних тіл. Тим не менш, до обтічних перешкод фахівці відносять споруди або елементи їх конструкцій, поперечні розміри яких не перевищують $0,1\lambda$. Передбачається також, що при взаємодії хвиль з такими перешкодами немає істотних змін їх форми і, відповідно, кінематичних характеристик. Прикладом таких споруд є нафтові платформи та опори естакад наскрізного типу для видобутку вуглеводнів у незамерзаючих морях на відносно великих глибинах ($\frac{d}{\lambda} \geq 0,5$), які представлені на рис. 2.3, і навіть високі пальові ростверки.

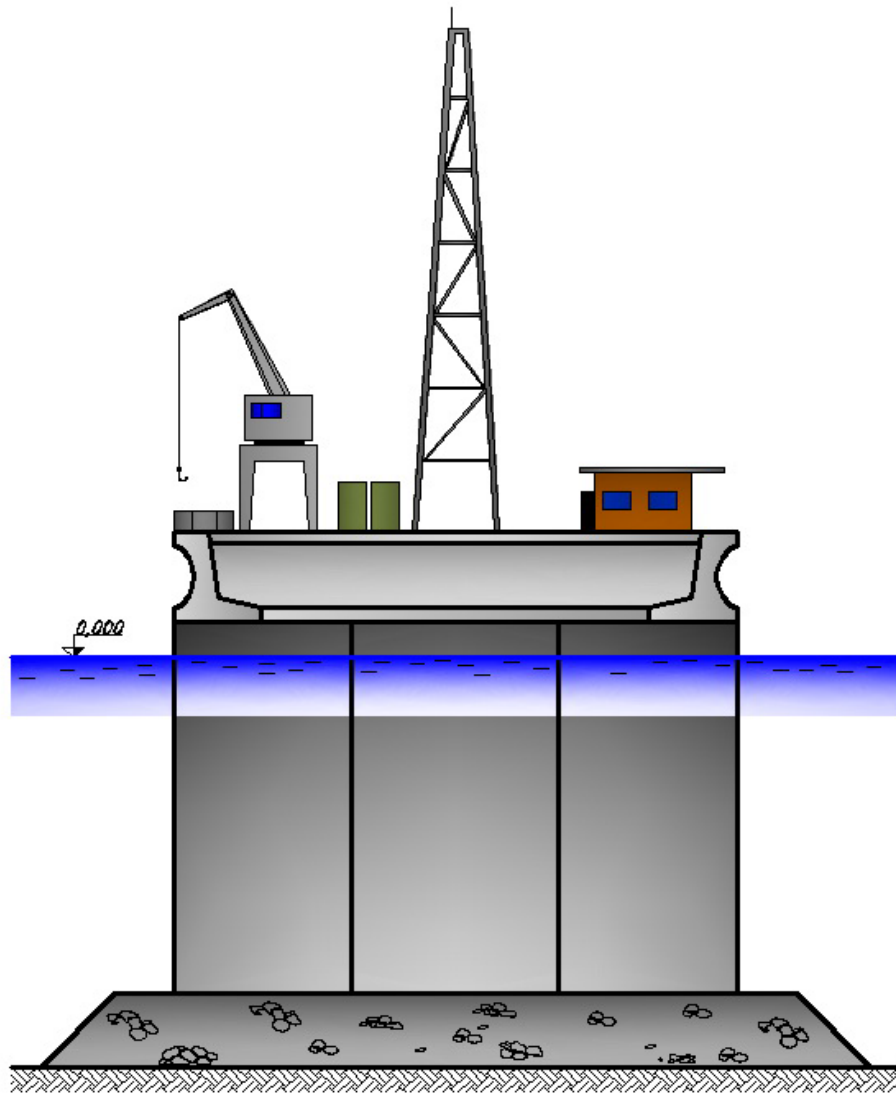


Рис.2.2 Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда

Третій клас гідротехнічних споруд займає проміжне положення між суцільними та обтічними перешкодами. Ширина перешкод великих поперечних перерізів по відношенню до довжини розрахункової хвилі знаходиться в наступному діапазоні - $\lambda \geq d \geq 0,1\lambda$. У процесі силового впливу вітрових хвиль на такі споруди домінує явище дифракції. При цьому крайні ділянки перешкод обтікаються хвильовими потоками, а в середній (центральной) частині, перпендикулярній хвильовому фронту, відбувається або часткове, або повне відображення хвиль (інтерференція). Співвідношення цих факторів знаходиться у прямій залежності від відносної глибини води $\frac{d}{\lambda}$ відносного діаметра перешкоди $\frac{b}{\lambda}$. До цього класу відносяться, перш за все, нафтогазопромислові гідротехнічні споруди, що зводяться на шельфі та експлуатуються в умовах відкритого моря (див. рис. 2.4 та 2.5.).

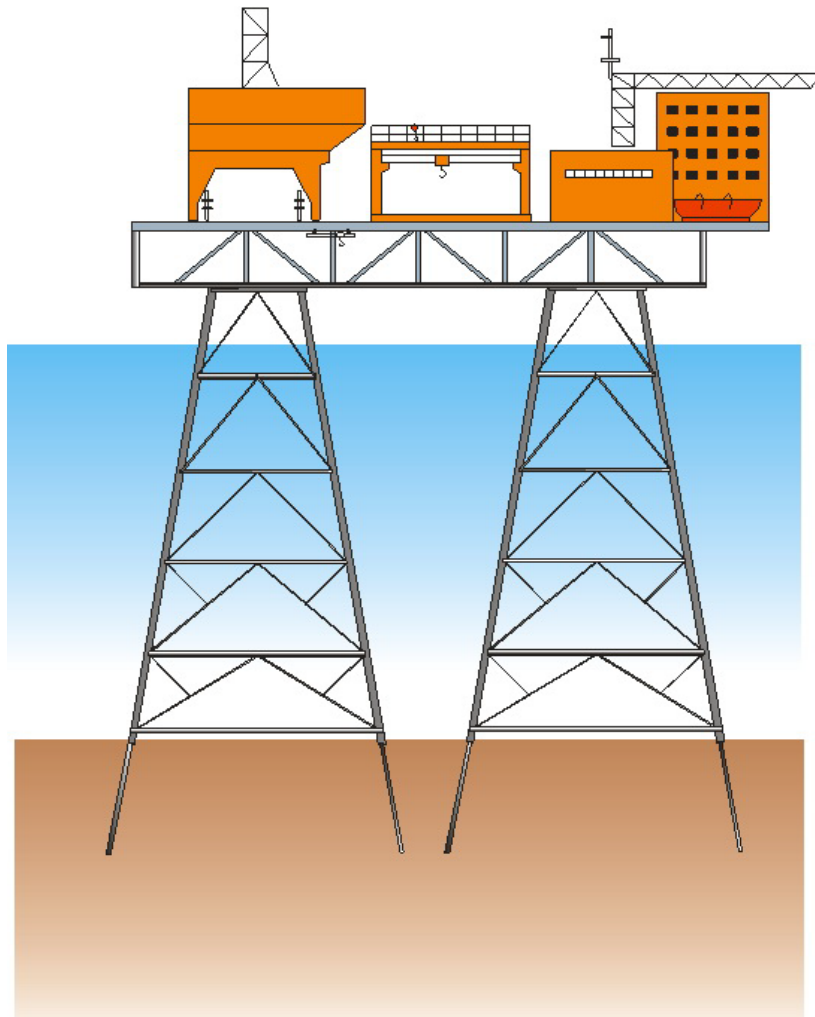


Рис.2.3 Нафтова платформа наскрізного типу

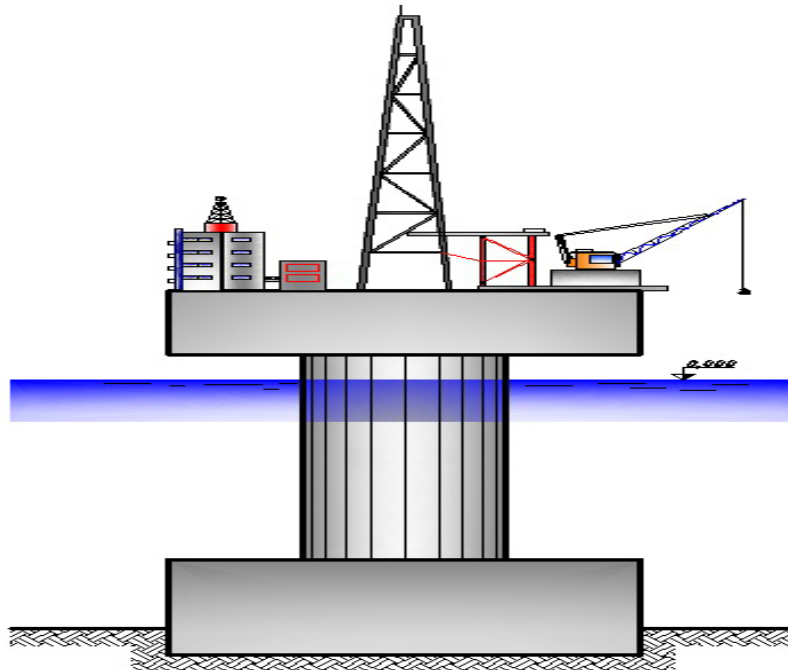


Рис.2.4 Морська нафтогазопромислова гідротехнічна

споруда типу "Монопод"

З оболонок великого діаметра при облаштуванні родовищ вуглеводнів на відносно невеликих глибинах води можливо скомпонувати МНГС (морські нафтогазопромислові споруди) острівного типу.

Слід зазначити, що портові гідротехнічні споруди, в першу чергу огорожувальні, а також причальні, у тому числі й рейдові причали, з оболонок великого діаметра, також відносяться до даного класу (рис.2.6 та рис.2.7).

Четвертий клас представляють укисні гідротехнічні споруди: земляні греблі (рис.2.8); моли та хвилеломи з кам'яного начерку (рис.2.9); берегоукріплювальні споруди (рис.2.10), укуси яких захищаються бетонними плитами.

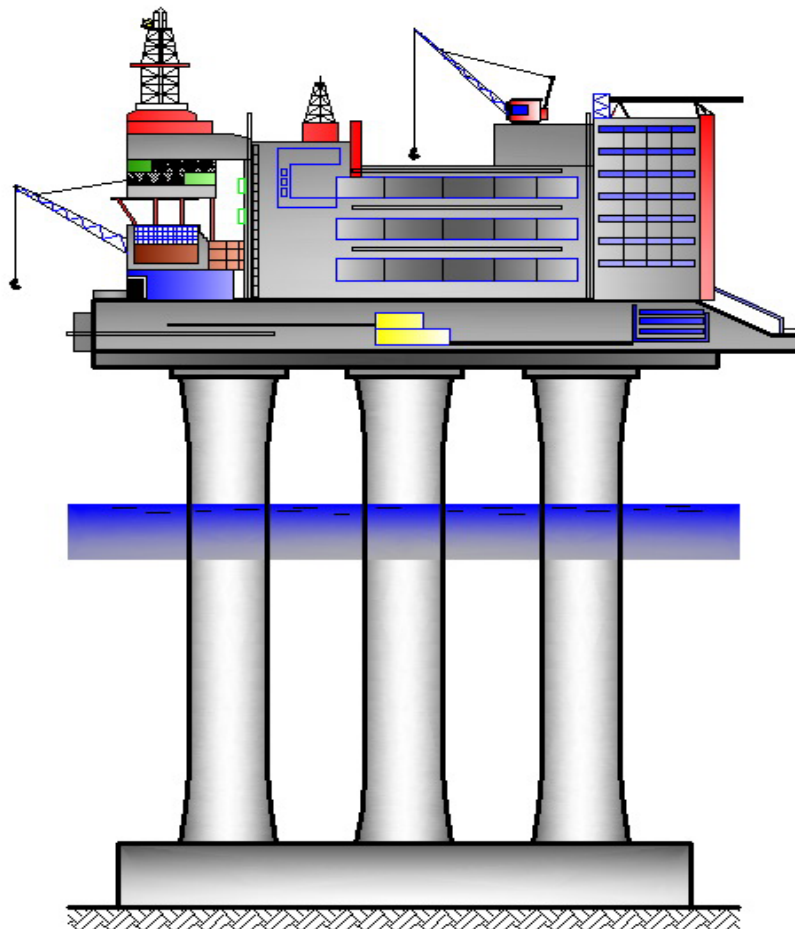


Рис.2.5 Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда на кількох циліндричних опорах

Оцінки хвильових навантажень на перелічені класи споруд мають особливості. Рекомендації щодо їх розрахунку містяться у різних нормативних документах. Методи розрахунку гідротехнічних споруд на хвильові дії представлені нижче.

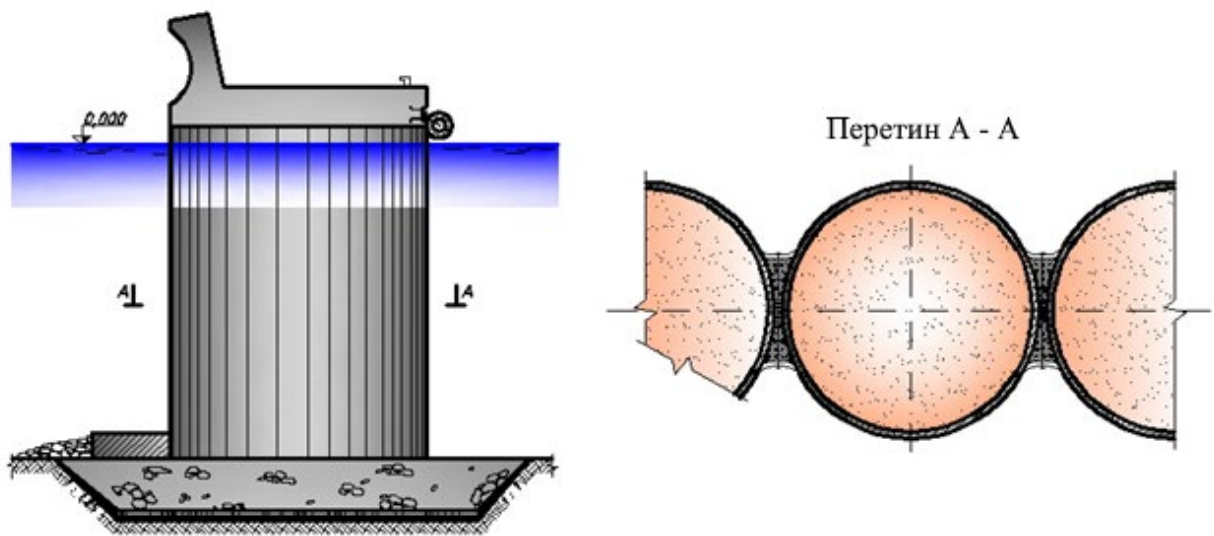


Рис.2.6 Огороджувальна споруда з оболонок великого діаметру

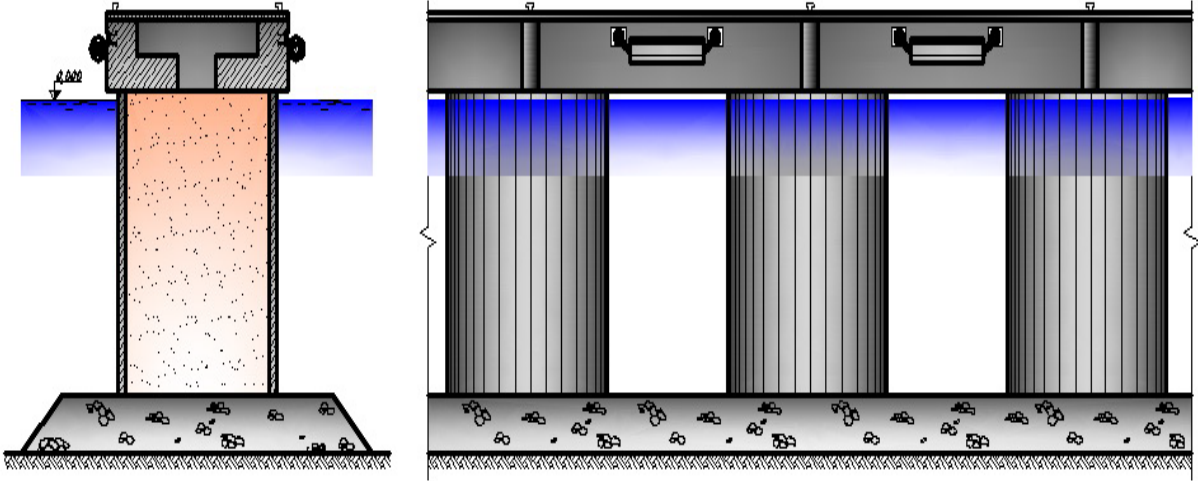


Рис.2.7 Причальна споруда на оболонках великого діаметру

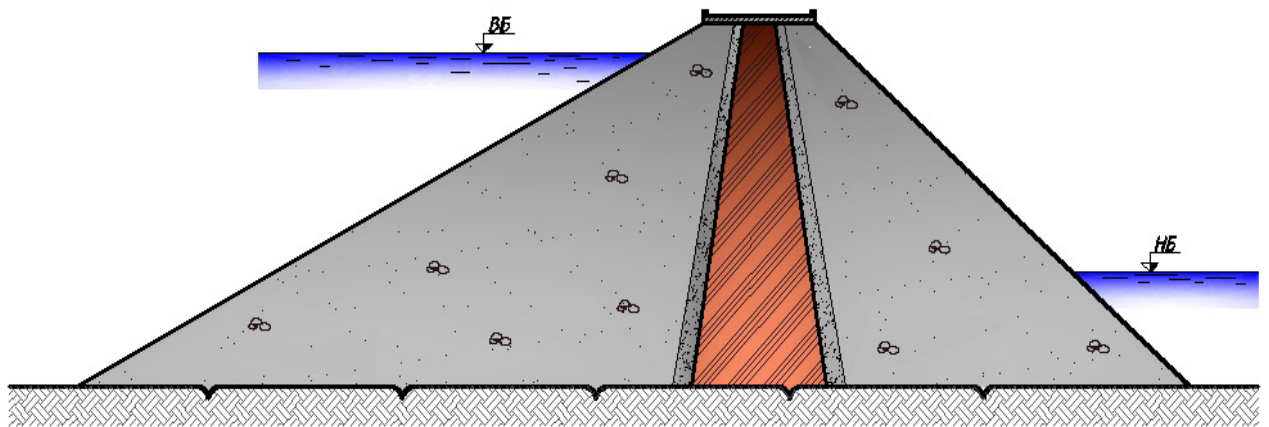


Рис.2.8 Земляна гребля

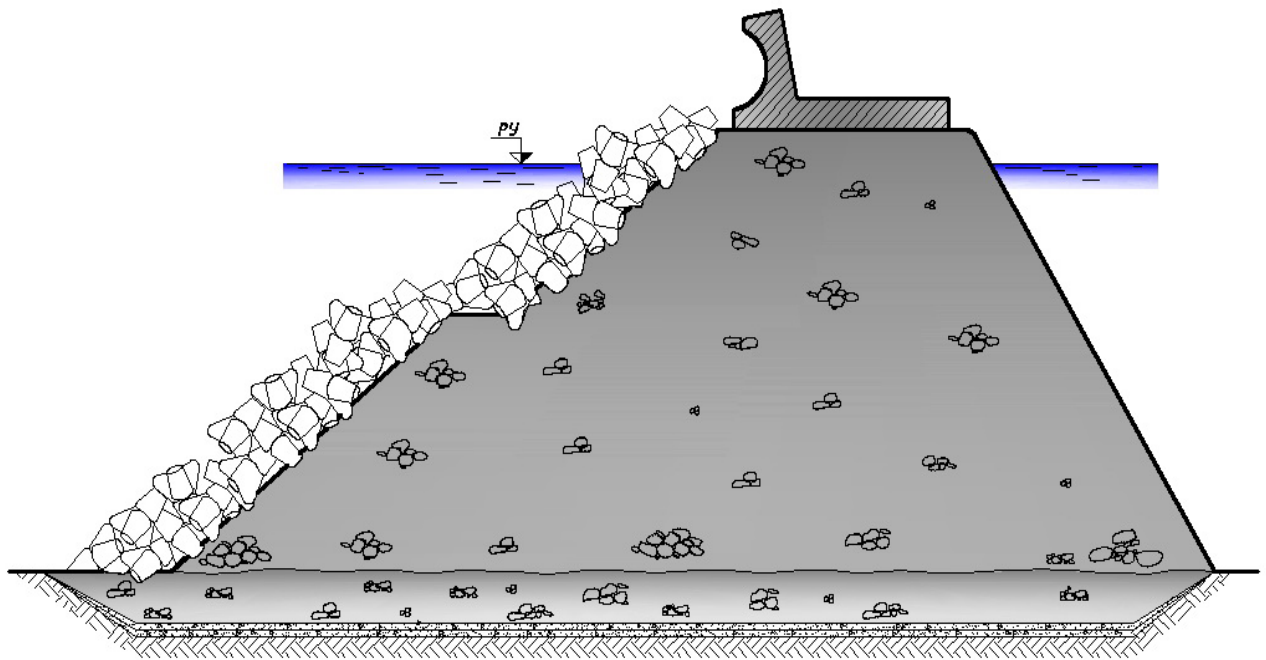


Рис.2.9 Огороджувальна споруда з кам'яного начерку

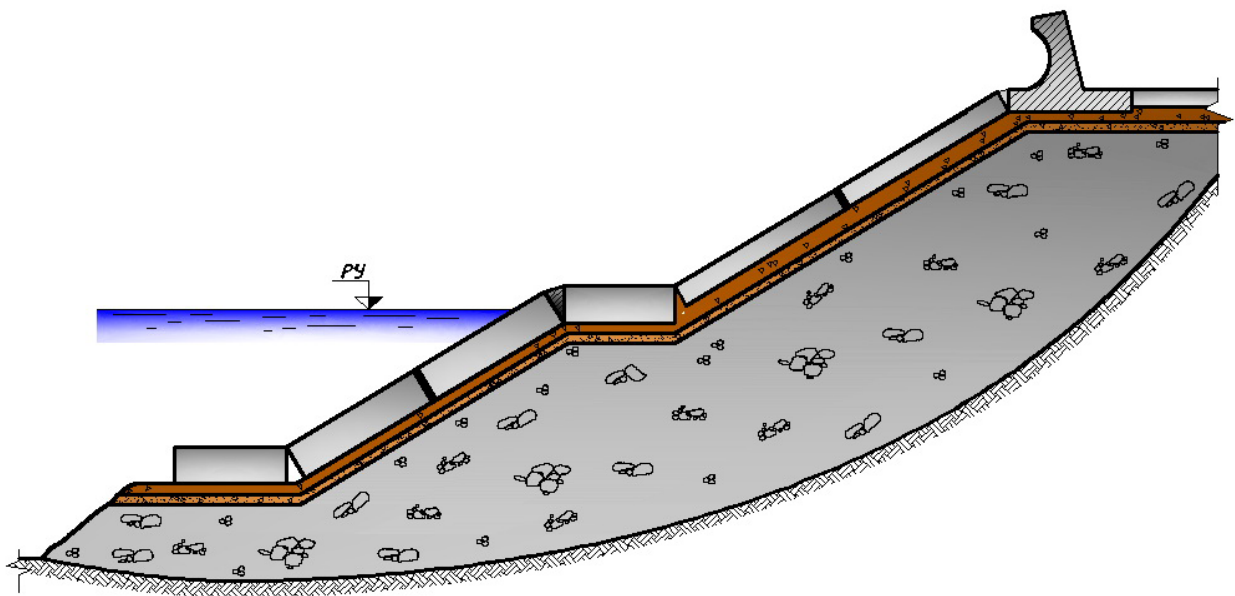


Рис.2.10 Берегозахисна споруда з непроникним укосом

2.2 Хвильові навантаження на споруди вертикального типу

Дослідженнями силового впливу регулярних хвиль на вертикальну непроникну стінку в плоскій постановці займалися багато вчених у позаминулому та минулому століттях. Так, відповідно до огляду, виконаного професором Джунковським М.М. /11/, в позаминулому столітті першим дослідником у цій галузі був Герстнер Ф., який опублікував свою роботу в 1802 році. Далі в хронологічному порядку можна відзначити дослідження Стевенсона (1864), Корналіа (1881), Д'Орія (1890), Гайяра (1909), Бенезі (1923), Тренюхіна В.М. (1926), Ліппа (1927), Сенфлу (1928), Ріхтера А.І. (1928р), Молітора (1934р), Федорова А.Т. (1936г) та багато інших.

Пропозиція французького дослідника Сенфлу широко використовується для наближених розрахунків. Його рішення базується на загальних рівняннях гідродинаміки ідеальної рідини стоячих хвиль при глибинах води більше критичних. При цьому передбачається, що тиск на будь-якій глибині змінюється з тією ж частотою, що й хвиля. Максимум тиску завжди відповідає моменту підходу гребеня до вертикальної стінки, а мінімум – моменту підходу западини. Хвильовий тиск з глибиною води асимптотично прагне до нуля і досягає цього значення на глибині, що дорівнює половині довжини хвилі.

Слід зазначити, що результати натурних і лабораторних досліджень показали, що величина хвильового навантаження, обчисленого за методом Сенфлу, значно більша за дійсну при крутих хвилях і менша при дуже пологих хвилях. Ця обставина пояснюється тим, що в даному рішенні були враховані тільки лінійні члени рівняння руху.

У 1944 р французький дослідник Міш у роботі /57/ представив новий підхід у вирішенні задачі взаємодії стоячих хвиль з вертикальними стінками. Він запропонував метод малих параметрів, використовуючи нелінійне рішення. Розрахунки показали, що тиск стоячої хвилі при підході гребеня у рішенні Міша менше ніж у рішенні Сенфлу, а розрахункові значення Міша краще узгоджуються з результатами експериментальних досліджень. Цей метод використовувався у зарубіжній інженерній практиці.

Простий та досить надійний метод розрахунку хвильового тиску на вертикальну стінку розробив радянський дослідник Кузнецов А.І. /22/. В основу свого рішення він, як і Сенфлу і Міш поклав рівняння гідродинаміки ідеальної рідини. З урахуванням експериментальних поправок було отримано вираз повного одиничного тиску на вертикальну перешкоду:

$$\frac{P}{\gamma} = z - d + \frac{\phi}{a} - \frac{h \sin bt [ch \phi - cha(d - z)]}{e^{2\alpha^2} ch \beta ch 2\alpha} + \frac{2h(th 2\alpha - \alpha) \cos bt}{sh^2 \beta e^{4\alpha \sin bt}} [sh^2 \phi - sh^2 a(d - z)] \quad (2.1)$$

$$\text{де } a = \frac{2\pi}{\lambda}; b = \frac{2\pi}{T}; \alpha = \frac{\pi h}{\lambda}; \beta = \frac{2\pi d}{\lambda}$$

Це рішення було покладено в основу рекомендацій нормативного документа СН 92-60 /45/.

У 1967 р. Штенцель В.К. /54/ виходив із формул повного рішення Сенфлу, які мають члени другого порядку, оскільки у наближеному рішенні Сенфлу вони не були враховані. Однак експериментальними дослідженнями було доведено суттєвий вплив членів другого порядку на величину та характер розподілу тиску у хвилі. Отримані Штенцелем В.К. залежності, відрізнялися від результатів Сенфлу. Так, надлишковий тиск на дні за Штенцелем В.К. змінюється з подвоєною частотою:

$$\frac{P_u}{\gamma} = -k \frac{h^2}{2} \cos 2\sigma t \quad (2.2)$$

Це знаходиться в точній відповідності до результатів Миша /57/ і Секерж-Зеньковича /44/. Проте, при глибинах води $d/\lambda < 0,25$ використання рішення Штенцеля В.К. /54/ призводить до деякого завищення хвильового тиску. У колишньому Радянському Союзі роботу Штенцеля В.К. було покладено в основу відомчого нормативного документа УВРГС-67 /48/.

Наприкінці шістдесятих років минулого століття були опубліковані результати досліджень Н. Н. Загрядської, присвячені впливу стоячих хвиль на вертикальну стінку /13, 14, 15/. В них було проведено порівняння існуючих методів розрахунків стоячих хвиль на вертикальну стінку, а також результати експериментальних досліджень. При порівнянні дослідних та розрахункових значень величин хвильового навантаження (включаючи і пропозицію Н.Н. Загрядської) було встановлено, що найменше відхилення від експериментальних значень було отримано з використанням залежностей третього наближення рішення Я.І. Секерж-Зеньковича /44/, удосконаленого для інженерних цілей Н.М. Загрядською. Пропозиція Н.Н.Загрядської була втілена у відповідних рекомендаціях чинного нормативного документа Росії СНиП 2.06.04-82* /46/, який нині використовується в проектній практиці також і в Україні.

2.2.1 Хвильові навантаження на споруди вертикального профілю від впливу стоячих хвиль

Відповідно до вимог нормативного документа /46/, розрахунок хвильових навантажень на споруди вертикального профілю при дії стоячих хвиль (рис. 2.11, 2.12) повинен проводитися при глибині води до дна $d_b > 1,5h$ та глибині над бермою $d_{br} \geq 1,25h$.

При цьому у формулах для вільної хвильової поверхні та хвильового тиску, замість глибини до дна d_b , м, необхідно застосовувати умовну розрахункову глибину d , м, що визначається за формулою:

$$d = d_r + k_{br}(d_b - d_f) \quad (2.3)$$

де d_f – глибина води над підшоною споруди, м;

k_{br} – коефіцієнт приймається відповідно графіків на рис.2.13 в залежності від відношення глибини води над підшоною споруди d_f до глибини дна d_b ;

h – розрахункова висота хвилі, м у системі розрахункового шторму, яка розраховується відповідно до рекомендацій Додатка 1 /46/.

Підвищення або зниження вільної хвильової поверхні η , м біля вертикальної стінки, яке відраховується від розрахункового рівня води, визначається за допомогою наступної залежності:

$$\eta = -h \cos \omega t - \frac{kh^2}{2} \operatorname{cth} k d \cos^2 \omega t \quad (2.4)$$

де ω – частота хвилі, $\omega = 2\pi/T$; k – хвильове число, $k = \frac{2\pi}{\lambda}$;

$\bar{\lambda}$ – середня довжина хвилі в системі розрахункового шторму.

В процесі розрахунку хвильових навантажень від дії стоячих хвиль на споруди даного типу необхідно розглядати три випадки визначення η при наступних значеннях $\cos \omega t$:

а) $\cos \omega t = 1$ – при підході до стіни вершини гребеня розрахункової хвилі, що піднімається над розрахунковим рівнем на η_{\max} , м;

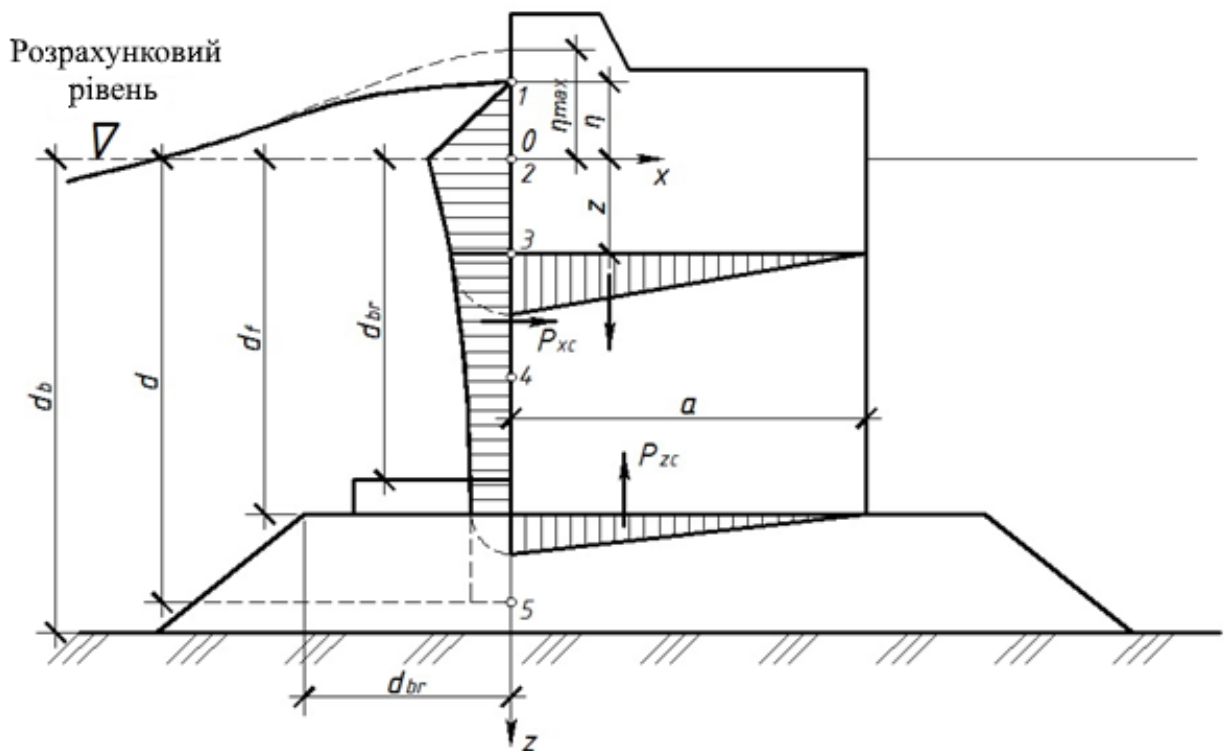


Рис. 2.11 Епюра хвильового тиску при підході гребеня хвилі до вертикальної стінки

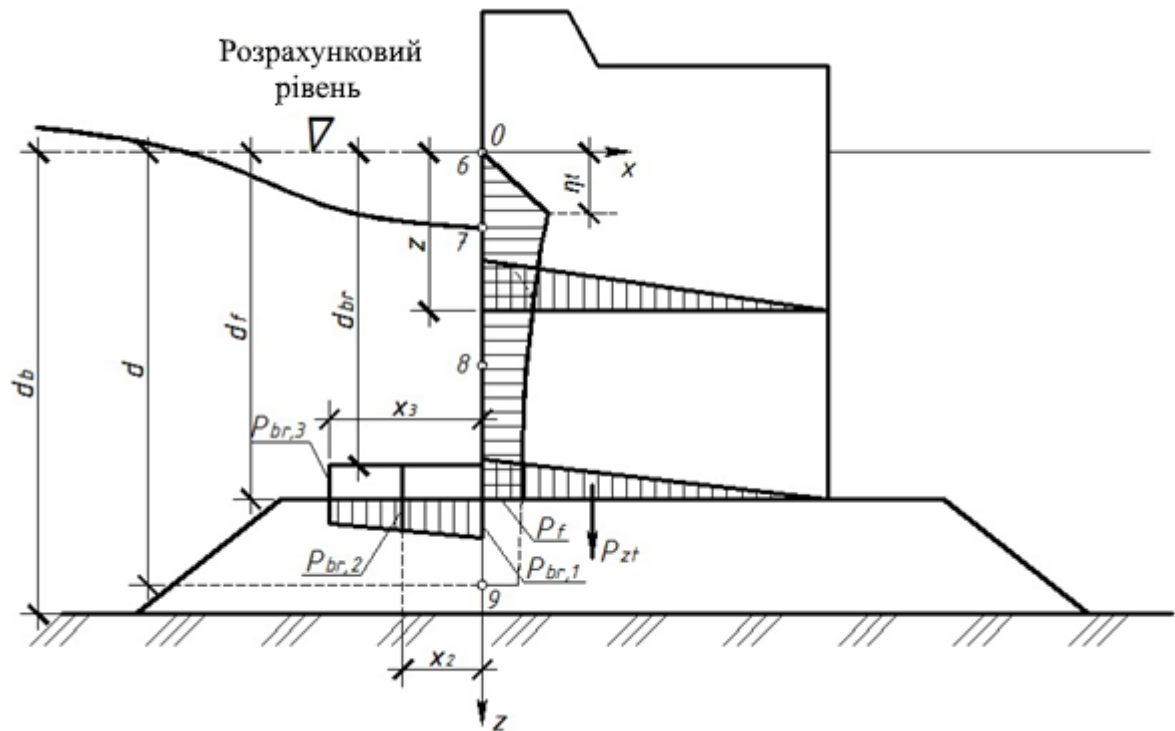


Рис.2.12 Епюра хвильового тиску при підході западини хвилі до вертикальної стінки

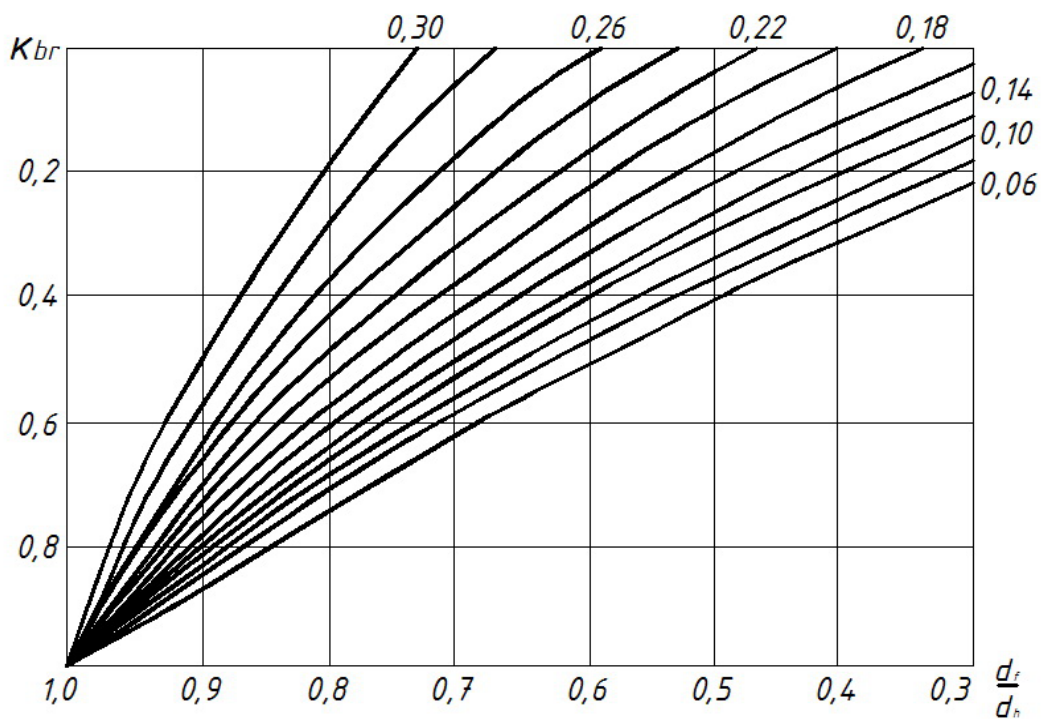


Рис. 2.13. Графіки значень коефіцієнта k_{br}

б) $1 > \cos \omega t > 0$ - при максимальному значенні горизонтального лінійного хвильового навантаження P_{xc} , кН/м, для гребеня хвилі, що піднімається над розрахунковим рівнем на η_c , у цьому випадку значення $\cos \omega t$ повинні визначатися за такою формулою:

$$\cos \omega t = \frac{\bar{\lambda}}{\pi h(4kd - 3)} \quad (2.5)$$

в) $\cos \omega t = -1$ - при максимальному значенні горизонтального лінійного хвильового навантаження P_{xt} , кН/м, для підшови хвилі, розташованої нижче за розрахунковий рівень на η_i .

При $d/\bar{\lambda} \leq 0,2$ та у всіх інших випадках, коли за формулою (2.5) значення $\cos \omega t > 1$, необхідно в подальших розрахунках приймати $\cos \omega t = 1$.

У глибоководній зоні горизонтальне лінійне навантаження на вертикальну стіну P_x , кН/м, при гребені або западини стоячої хвилі (див. рис. 2.11, 2.12) необхідно приймати по епюрі хвильового тиску. При цьому величина p , кПа, на глибині z , м повинна визначатися за формулою:

$$\begin{aligned} p = & \rho g h e^{-kz} \cos \omega t - \rho g \frac{kh^2}{2} e^{-2kz} \cos^2 \omega t - \\ & - \rho g \frac{kh^2}{2} (1 - e^{-2kz}) \cos 2\omega t - \\ & - \rho g \frac{k^2 h^3}{2} e^{-3kz} \cos 2\omega t \cos \omega t \end{aligned} \quad (2.6)$$

де ρ – щільність води, т/м³; g – прискорення вільного падіння, що дорівнює 9,81 м/с²; z – ординати точок ($z_1 = \eta_c$; $z_2 = 0$; ... $z_n = d$), м, що відраховуються від розрахункового рівня.

Для гребеня при $z_1 = \eta_c$, а для улоговини при $z_6 = 0$ хвильовий тиск $p = 0$.

У тих випадках, коли проектувана споруда розташовуватиметься в мілководній зоні, горизонтальне лінійне навантаження на вертикальну стіну P_x , кН/м, при гребені та улоговині стоячої хвилі (див. рис. 2.11, 2.12) необхідно приймати по епюрі хвильового тиску, при цьому величина p , кПа, на глибині z , м повинна визначатися відповідно до даних таблиці 2.1.

Таким чином, даний метод розрахунку дозволяє визначити не тільки епюру хвильового тиску, а й рівнодіючу хвильового навантаження на погонний метр по довжині споруди, а також точку її прикладення. При цьому рівнодіюча хвильове навантаження дорівнює площі епюри, а точка її застосування відповідає центру тяжкості цієї площі.

Таблиця 2.1

Значення хвильового тиску по глибині

№ Точок	Заглиблення точок z , м	Значення хвильового тиску p , кПа
при гребені		
1	η_c	$p_1 = 0$
2	0	$p_2 = k_2 \rho g h$
3	$0,25 d$	$p_3 = k_3 \rho g h$
4	$0,5 d$	$p_4 = k_4 \rho g h$
5	d	$p_5 = k_5 \rho g h$
при западині		
6	0	$p_6 = 0$
7	η_i	$p_7 = -\rho g \eta_i$
8	$0,5 d$	$p_8 = -k_8 \rho g h$
9	d	$p_9 = -k_9 \rho g h$
Примітка. значення коефіцієнтів $k_2, k_3, k_4, k_5, k_8, k_9$ слід приймати за графіками рис.2.14, 2.15, 2.16		

2.2.2 Хвильові навантаження на споруди вертикального профілю від впливу хвиль, що розбиваються та прибіїх хвиль

При проектуванні молів та бун глибина води по довжині споруди змінюється. Окремі їхні ділянки будуть також піддаватися силовому впливу хвиль, що розбиваються. Тоді відповідно до рекомендацій СНиП 2.06.04-82*/46/, розрахунок споруд на вплив хвиль, що розбиваються, з боку відкритої акваторії повинен проводитися при глибині над бермою $d_{br} < 1,25h$ та глибині до дна $d_b \geq 1,5h$ (Рис.2.17).

Горизонтальне лінійне навантаження P_{xc} , кН/м, від хвиль, що розбиваються, необхідно приймати по площі епюри бічного хвильового тиску, при цьому величини p , кПа, для значень ординат z , м слід визначати за формулами:

$$z_1 = -h, p_1 = 0 \quad (2.7)$$

$$z_2 = 0, p_2 = 1,5\rho g h \quad (2.8)$$

$$z_3 = d_f, p_3 = \mu \frac{\rho g h}{chkd_f} \quad (2.9)$$

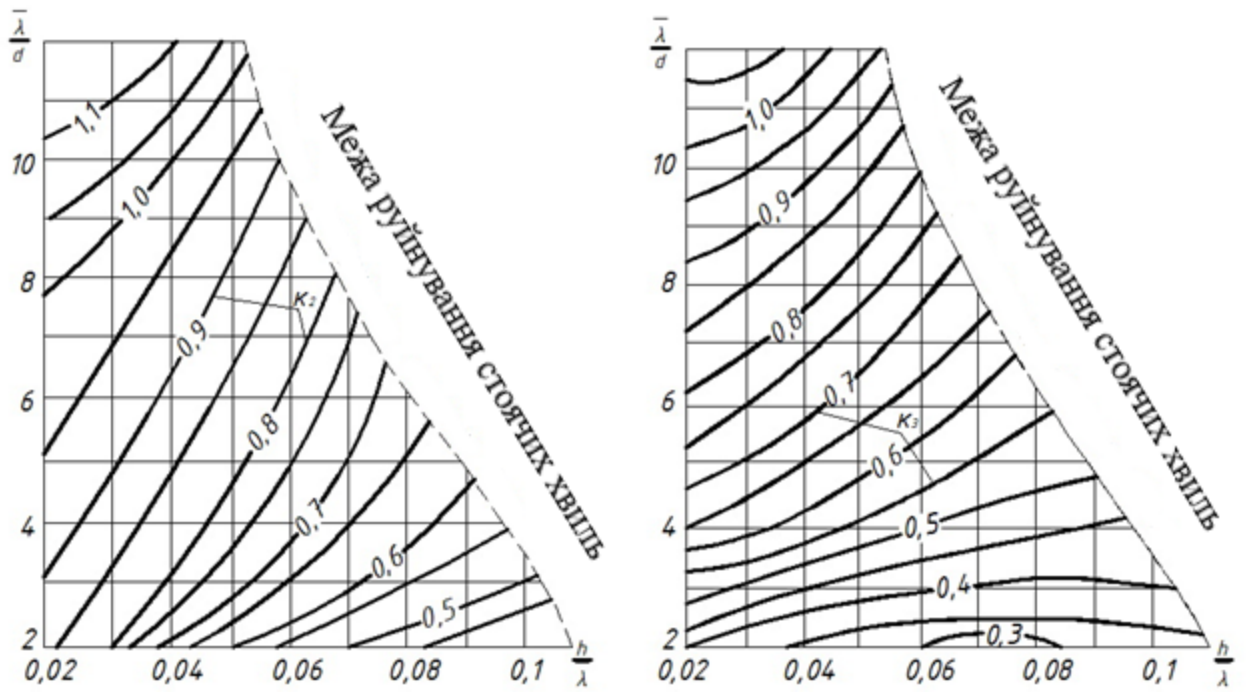


Рис.2.14 Графіки значень коефіцієнтів k_2 і k_3

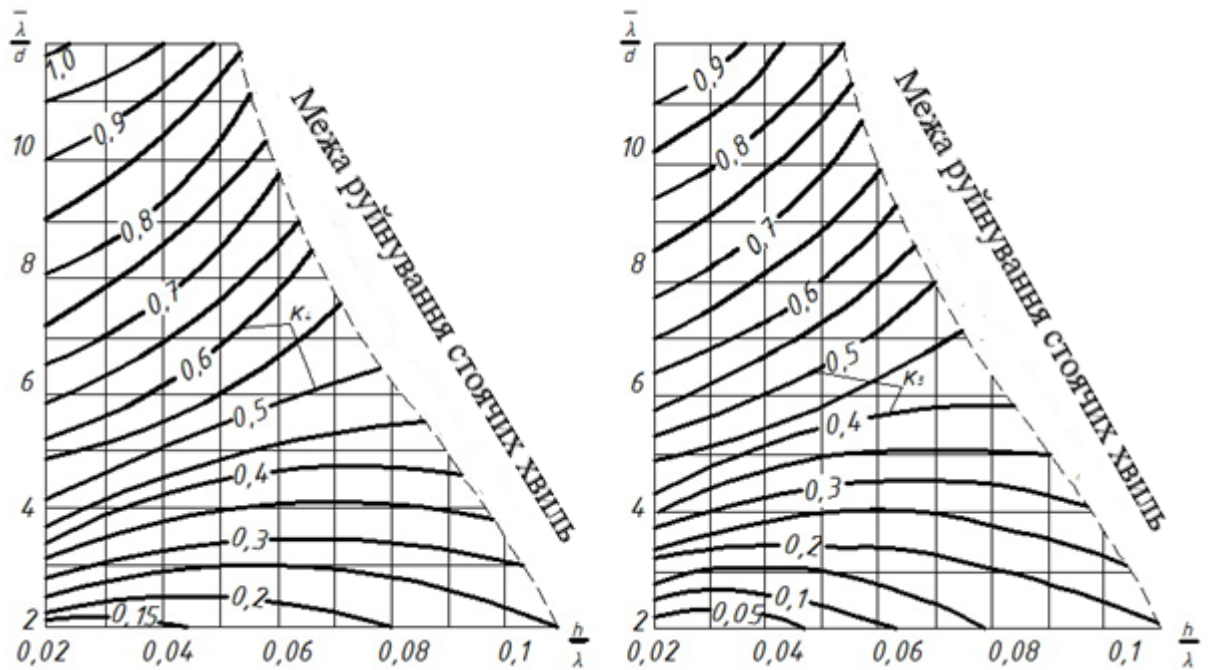


Рис.2.15 Графіки значень коефіцієнтів k_4 і k_5

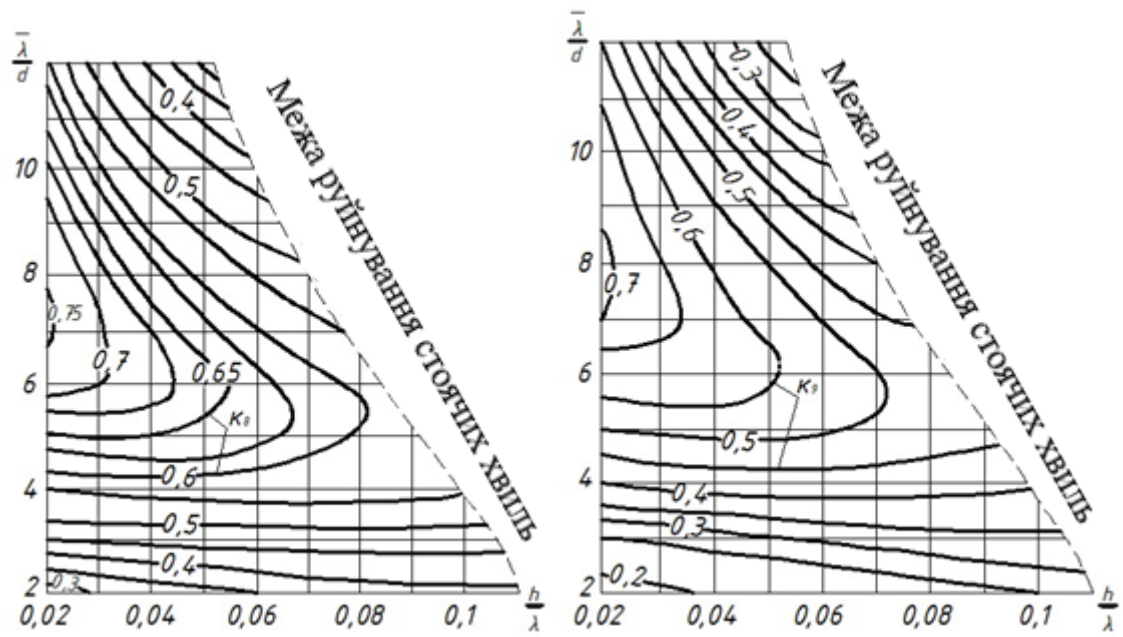


Рис.2.16 Графіки значень коефіцієнтів k_8 і k_9

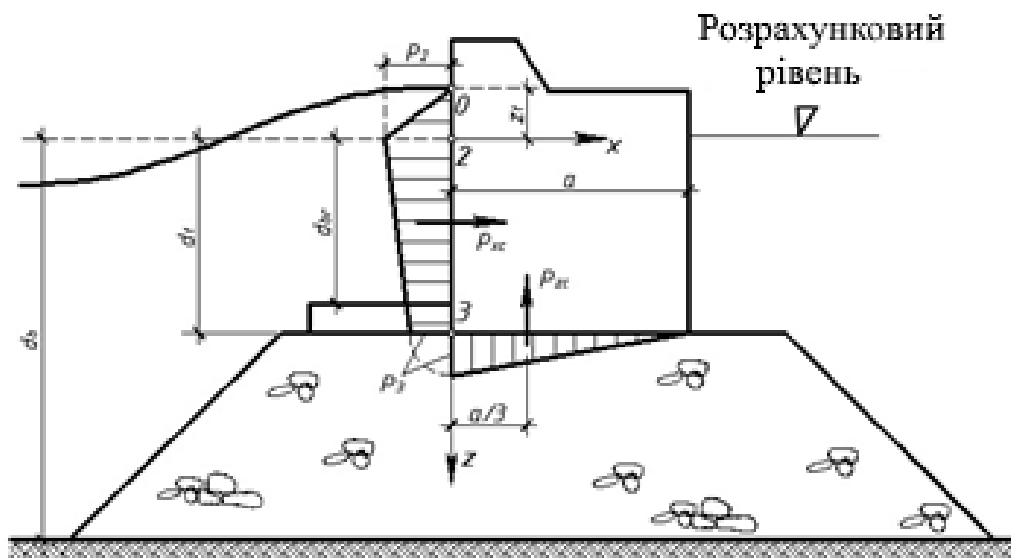


Рис. 2.17 Епюри тиску хвиль, що розбиваються, на вертикальну стінку

Вертикальне лінійне навантаження P_{zc} , кН/м, від хвиль, що розбиваються, слід приймати рівної площі епюри зважувального хвильового тиску і визначати за формулою:

$$P_{zc} = \mu \frac{p_3}{2} \quad (2.10)$$

де μ - коефіцієнт, який приймається за табл.2.2.

Таблиця 2.2

Значення коефіцієнтів μ

$\frac{a}{d_b - d_f}$	≤ 3	5	7	9
Коефіцієнт μ	0,7	0,8	0,9	1

Максимальну швидкість води, $v_{f \max}$ м/с, над поверхнею берми перед вертикальною стінкою при хвилях, що розбиваються, необхідно визначати за формулою:

$$V_{f, \max} = \sqrt{\frac{gh}{chkd_f}} \quad (2.11)$$

Розрахунок споруд на вплив прибійних хвиль з боку відкритої акваторії повинен проводитись за глибини $d_b \leq d_{cr}$ на ділянці дна, що примикає до стіни, протяжністю не менше $0,5\bar{\lambda}$, м (рис.2.18), при цьому піднесення вершини максимальної хвилі прибій $\eta_{c, \text{sur}}$, м над розрахунковим рівнем слід визначати за формулою:

$$\eta_{c, \text{sur}} = -0,5d_f - h_{\text{sur}} \quad (2.12)$$

де h_{sur} - висота прибійної хвилі, м; d_{cr} – критична глибина, м

Горизонтальне лінійне навантаження P_{xc} , кН/м, від прибійних хвиль необхідно приймати за площею епюри бічного хвильового тиску, при цьому величини p , кПа, для значень ординат z , м, повинні визначатися за наступними формулами:

$$z_1 = -h_{\text{sur}}, p_1 = 0 \quad (2.13)$$

$$z_2 = -\frac{1}{3}h_{\text{sur}}, p_2 = 1,5\rho gh_{\text{sur}} \quad (2.14)$$

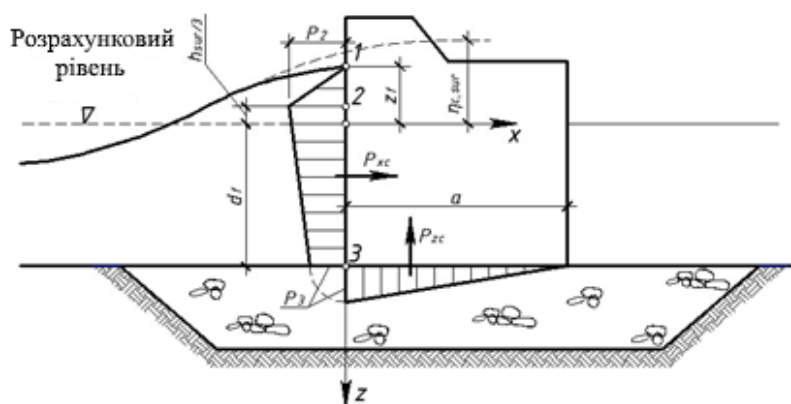
$$z_3 = d_f, p_3 = \frac{\rho g h_{\text{sur}}}{\text{ch} \frac{2\pi}{\lambda_{\text{sur}}} d_f} \quad (2.15)$$

де $\bar{\lambda}_{\text{sur}}$ - середня довжина прибійної хвилі, м.

Вертикальне лінійне навантаження P_{zc} , кН/м, від прибійних хвиль слід приймати рівної площі епюри зважуючого хвильового тиску, (з висотою p_3) та визначати за формулою:

$$P_{zc} = 0,7 \left(\frac{p_3 a}{2} \right) \quad (2.16)$$

а)



б)

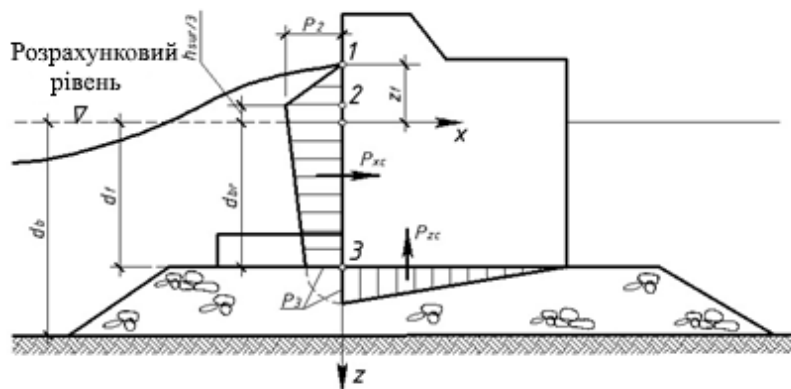


Рис.2.18 Епюри тиску прибійних хвиль на вертикальну стінку: а) - з верхом постілі на рівні дна; б) - з постіллю, що височить над дном

Максимальна донна швидкість прибійної хвилі $v_{b,\text{max}}$, м/с перед вертикальною стіною з боку відкритої акваторії повинна визначатися за формулою:

$$v_{b,\max} = \sqrt{\frac{gh_{\text{sur}}}{\text{ch} \frac{2\pi}{\lambda_{\text{sur}}} d_f}} \quad (2.17)$$

Слід зазначити, що розрахункові значення донних швидкостей при впливі різних типів хвиль на споруди, що проектуються, в залежності від глибини води, дозволяють проектувальнику прийняти правильне рішення при підборі розмірів каменю або інших видів захисту дна від розмивів.

2.3 Хвильові навантаження на обтічні перешкоди

2.3.1 Вертикальні обтічні перешкоди

Як було зазначено вище, до обтічних перешкод відносять споруди, поперечні розміри яких не перевищують 0,1 довжини розрахункової хвилі. При цьому вважають, що в процесі взаємодії хвиль з такими перешкодами не відбувається істотних змін форми і кінематичних характеристик хвиль. Цьому питанню було присвячено багато робіт радянських вчених таких як А.А. Каспарсон /17,18 /, Д.Д. Лаппо, Ю.М. Шестаков, С.В. Іванова, В.В. Каплун, А.В. Соколов, С.С. Міщенко /23, 25 ÷ 36/, Я.Г. Віленський /5/, Б.Х. Глухівський /8, 9, 10 /, М.Ф. Барштейн/3/, Ю.М. Крилов, С.С. Стрекалов, В.Ф. Циплухін /20/ І.Ш. Халфін /50/, В.П. Фуртенко /49/, Ю.Б. Майоров /37/, Д.А. Мірзоев. До зарубіжних досліджень слід відзначити роботи Morison JR, O'Brien MP, Jonson JW /58/. На основі результатів аналітичних та експериментальних досліджень даних авторів, були розроблені методи розрахунків силових впливів регулярних хвиль на гідротехнічні споруди наскрізного типу та на їх конструктивні елементи.

Рекомендації щодо розрахунку хвильових навантажень на вертикальні та горизонтальні обтічні перешкоди, розроблені з урахуванням результатів робіт перерахованих авторів, включені до СНиП 2.06.04-82*/46/.

При розрахунках навантажень від регулярних хвиль на одиночну вертикальну циліндричну опору використовують перше наближення теорії хвиль кінцевої висоти, коли коливання рівня води біля опори $\eta(t)$ підпорядковується гармонійному закону /50/.

Питоме горизонтальне навантаження виражається:

$$q(z, t) = q_v(z, t) + q_i(z, t) = \frac{1}{2} \rho C_v D \frac{\pi^2 h \text{ch}^2(kz)}{\tau^2 \text{sh}^2(kd)} \cos \omega t |\cos \omega t| - \frac{1}{2} \rho C_i D \pi \frac{\pi^2 h \text{ch}(kz)}{\tau^2 \text{sh}(kd)} \sin \omega t \quad (2.18)$$

Графіки зміни у часі хвильових коливань біля опори $\eta(t)$, швидкості v_x , прискорення $\overline{\omega}_x$, складових питомого навантаження q_v і q_i та питомого навантаження q за період хвилі, представлені на рис. 2.19.

Залежність (2.18) та графіки на рис.2.19 показують, що хвильове навантаження є досить складною функцією часу, параметрів розрахункових значень регулярних хвиль (h, τ, λ) та діаметрів обтічних перешкод. Швидкісна та інерційна складові питомого навантаження зміщені по фазі на 90° один щодо одного. Швидкісна складова q_v питомого хвильового навантаження не є гармонійною функцією, а інерційна складова питомого хвильового навантаження q_i є гармонійною функцією. Отже, загалом питоме горизонтальне навантаження q не є гармонічною функцією і становище її максимуму залежить від співвідношення q_v і q_i . Епюри питомих хвильових навантажень на такі перешкоди різні фази проходження хвилі також представлені на рис. 2.19.

Горизонтальна рівнодіюча хвильового навантаження на обтічні перешкоди у будь-який момент часу (рис.2.20) визначається за допомогою наступної залежності:

$$Q(t) = Q_v(t) + Q_i(t) \quad (2.19)$$

З метою спрощення максимальна рівнодіючу навантаження від хвиль на вертикальну опору з поперечними розмірами $a \leq 0,4\lambda$ і $b \leq 0,4\lambda$ для різних положень перешкоди щодо вершини хвилі $\chi = \frac{x}{\lambda}$ представляють у такому вигляді:

$$Q_{\max} = Q_{v,\max} \delta_v + Q_{i,\max} \delta_i, \quad (2.20)$$

де $Q_{v,\max}$ і $Q_{i,\max}$ - відповідно максимальне значення швидкісної та інерційної складової рівнодіючого навантаження; δ_v і δ_i - коефіцієнти поєднання швидкісної та інерційної складової максимального навантаження, що приймаються за графіками рис. 2.21.

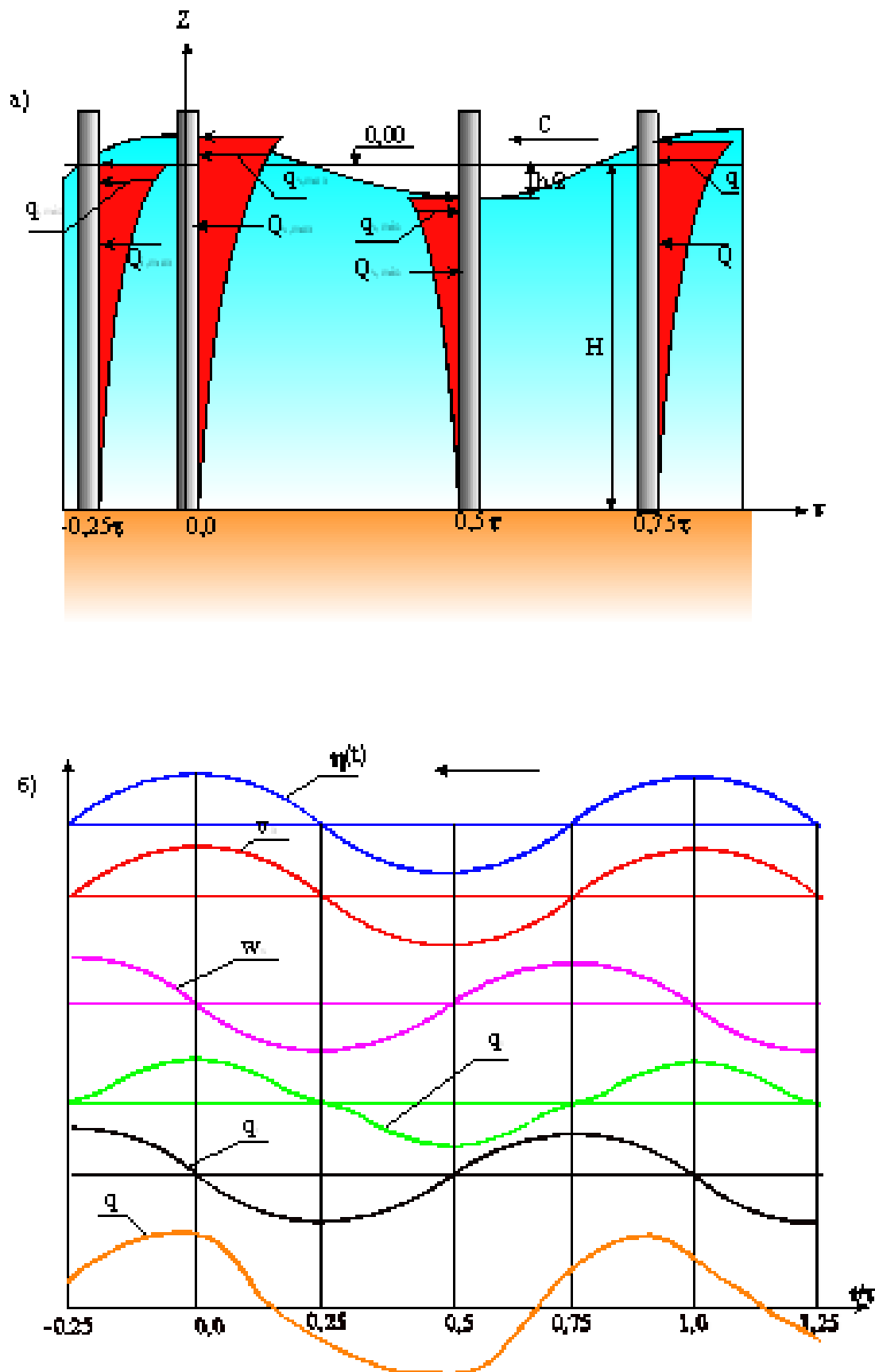
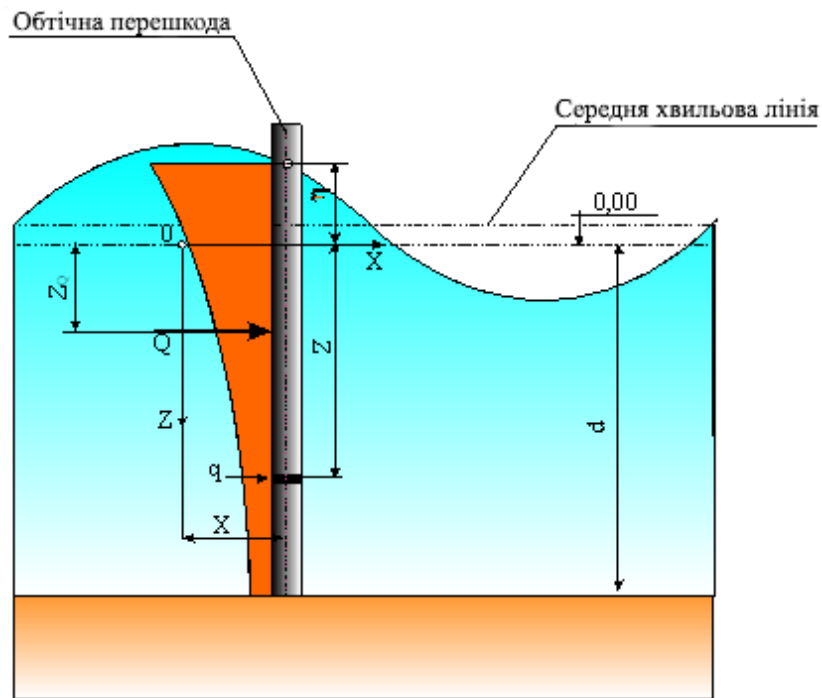


Рис.2.19 Розрахункова схема впливу регулярних хвиль на вертикальні перешкоди:

- а) схеми епюр питомих навантажень різні фази проходження хвиль;
 б) графік зміни швидкостей v_x , прискорень w_x , та питомих навантажень



Перетини обтічної перешкоди

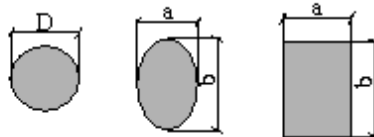


Рис. 2.20 Горизонтальна рівнодіюча хвильового навантаження

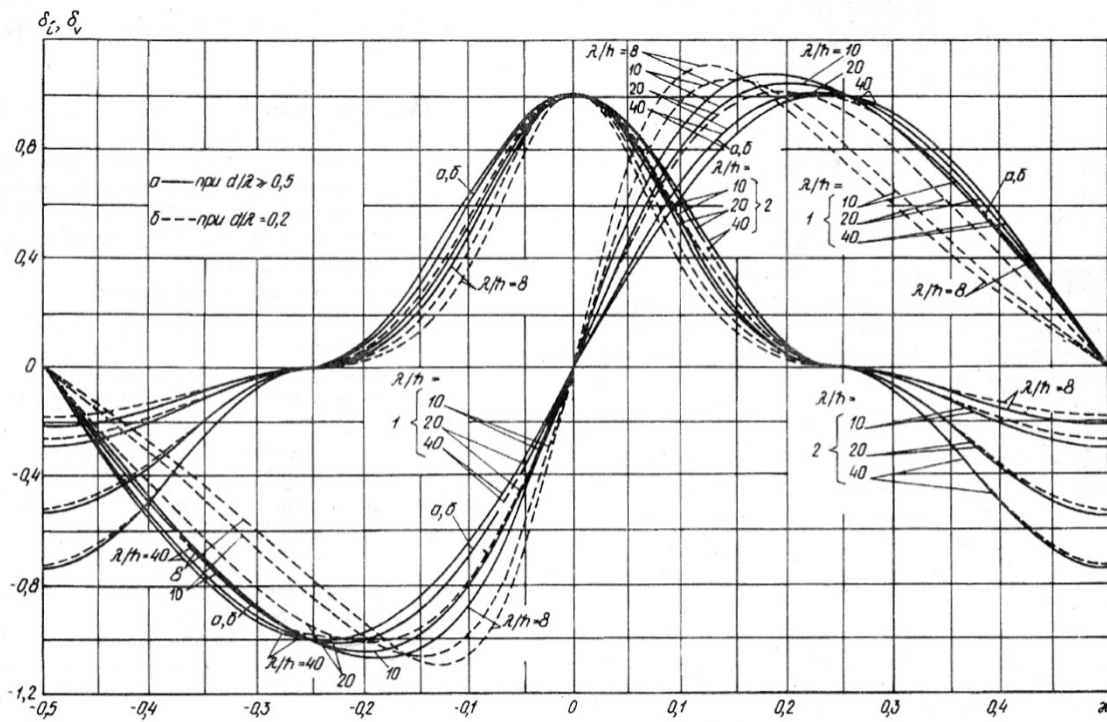


Рис. 2.21 Графіки значень коефіцієнтів поєднання інерційного δ_i (графіки 1) та швидкісного δ_v (графіки 2) компонентів сили від силового впливу хвиль

Значення максимальної швидкісної та інерційної компоненти сили визначаються за формулами:

$$Q_{i,\max} = \frac{1}{4} \rho g \pi b^2 h k_i \alpha_i \beta_i \quad (2.21)$$

$$Q_{v,\max} = \frac{1}{12} \rho g \pi b h^2 k_v^2 \alpha_v \beta_v \quad (2.22)$$

де h та λ – висота та довжина розрахункової хвилі; b – розмір перешкоди нормалі до променя хвилі; k_v – коефіцієнт, що приймається за табл. 2.3; α_i і α_v – відповідно інерційний та швидкісний коефіцієнти глибини, що приймаються за графіками рис. 2.22; β_i і β_v – інерційний та швидкісний коефіцієнти форми перешкоди, що приймаються за графіками рис. 2.23.

Таблиця 2.3

Значення коефіцієнта k_v

Відносний розмір перешкоди $\frac{a}{\lambda}, \frac{b}{\lambda}, \frac{D}{\lambda}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40
k_v	1,00	0,97	0,93	0,86	0,79	0,70	0,52

При виконанні практичних інженерних розрахунків необхідно знати співвідношення між максимальними складовими рівнодіючого хвильового навантаження. Так, при $\frac{Q_{i,\max}}{Q_{v,\max}} \geq 2$, допускається приймати $Q_{\max} = Q_{i,\max}$, а при

$$\frac{Q_{i,\max}}{Q_{v,\max}} \leq 0,2 - Q_{\max} = Q_{v,\max}.$$

Лінійне навантаження від хвиль на вертикальну обтічну перешкоду на глибині z при максимальній силі Q_{\max} необхідно визначати за формулою:

$$q = q_{i,\max} \delta_{xi} + q_{v,\max} \delta_{xv} \quad (2.23)$$

де $q_{i,\max}$ та $q_{v,\max}$ – інерційна та швидкісна компоненти, що визначаються за формулами:

$$q_{i,\max} = \frac{1}{2} \rho g \pi^2 b^2 \frac{h}{\lambda} k_v \theta_{xi} \beta_i \quad (2.24)$$

$$q_{v,\max} = \frac{2}{3} \rho g \pi b \frac{h^2}{\lambda} k_v^2 \theta_{xv} \beta_v \quad (2.25)$$

δ_{xi} та δ_{xv} - коефіцієнти поєднання інерційного та швидкісного компонентів лінійного навантаження, що приймаються за графіками рис. 2.24;
 θ_{xi} та θ_{xv} - коефіцієнти лінійного навантаження від хвиль, що приймаються за графіками рис. 2.25. при значеннях відносних глибин $z_{rel} = \frac{d-z}{d}$.

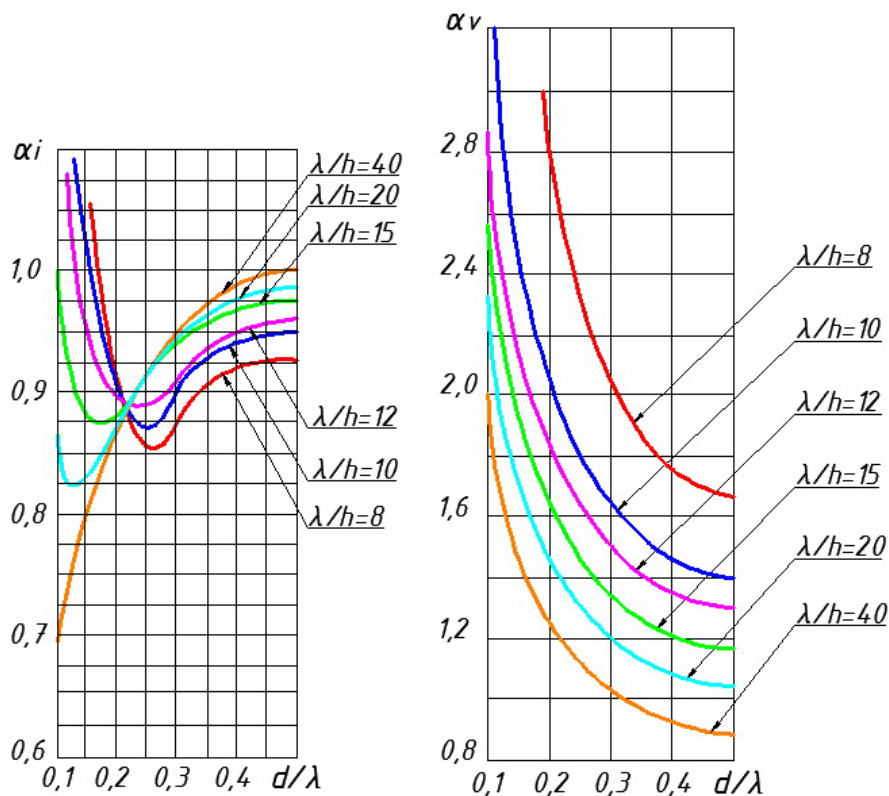


Рис. 2.22 Графіки значень інерційного α_i та швидкісного α_v коефіцієнтів глибини

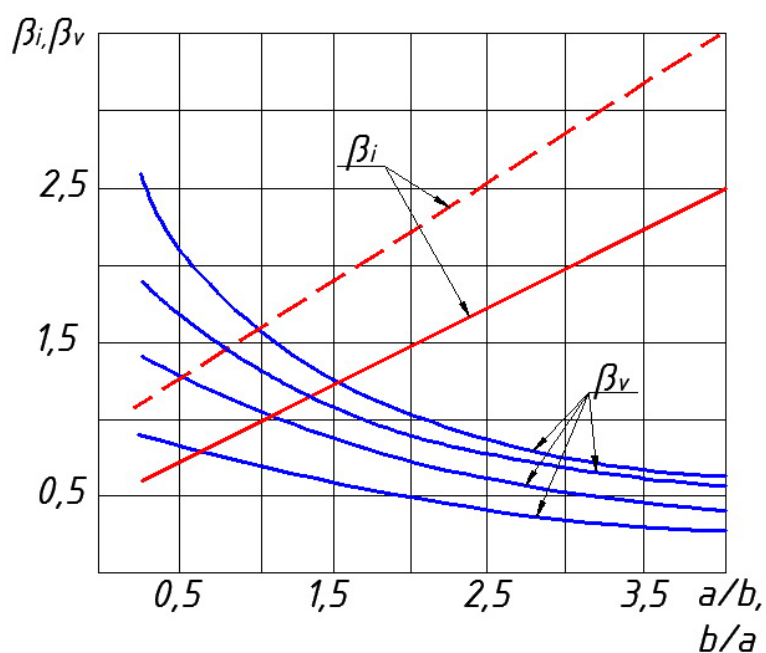


Рис.2.23 Графіки значень інерційного β_i та швидкісного β_v коефіцієнтів форми (для еліптичних перешкод - суцільні лінії, для призматичних – штрихові лінії) залежно від a/d (для (Q, q) і P) або b/a (для P)

Навантаження від хвиль Q і q на вертикальну обтічну перешкоду при будь-якому її розташуванні x щодо вершини хвилі слід визначати за формулами (2.20) та (2.23), при цьому коефіцієнти δ_{xi} і δ_{xv} повинні прийматися за графіками 1 та 2 рис. 2.24 для цього значення $\chi = \frac{x}{\lambda}$.

Відстань $z_{Q,max}$ від розрахункового рівня води до точки прикладання максимальної сили необхідно визначати за такою формулою:

$$z_{Q,max} = \frac{1}{Q_{max}} (Q_{i,max} \delta_i z_{Q,i} + Q_{v,max} \delta_v z_{Q,v}) \quad (2.26)$$

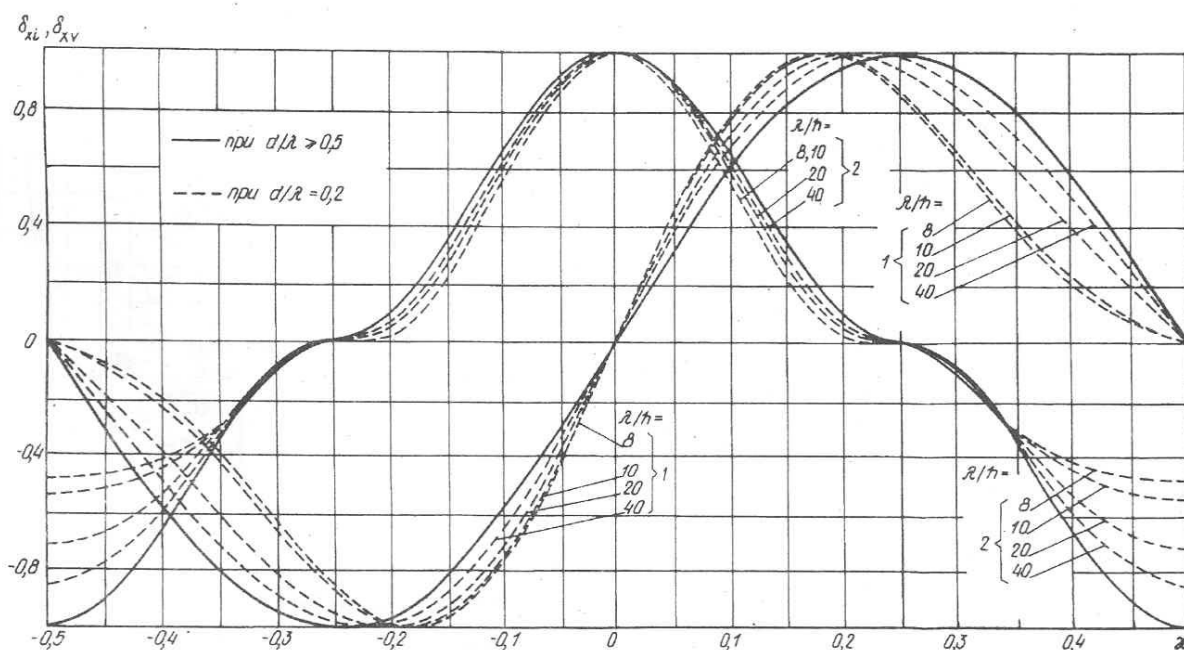
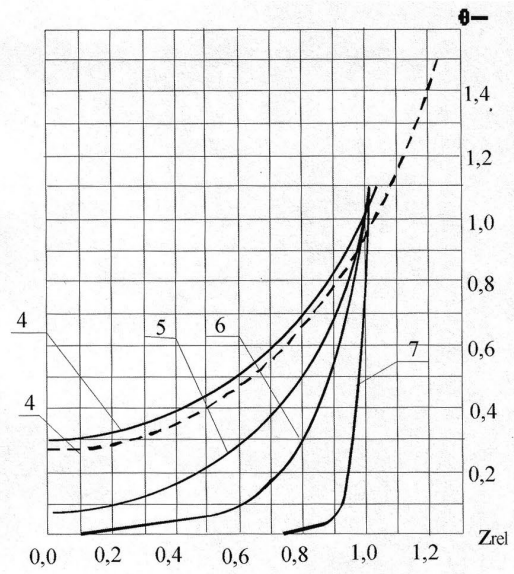
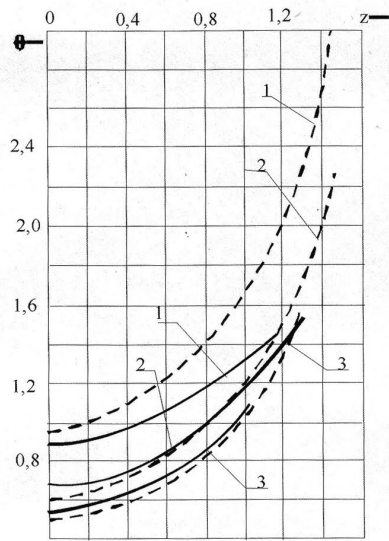
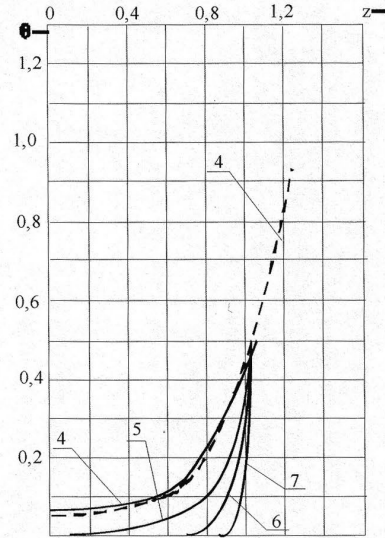
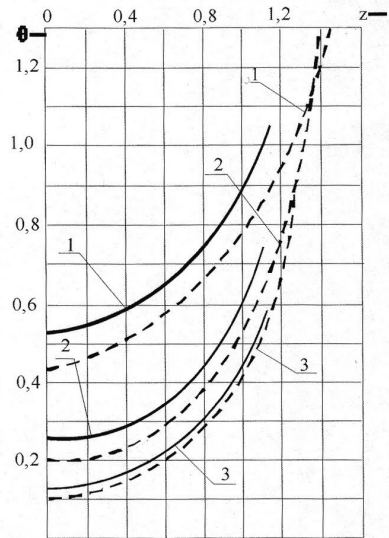


Рис. 2.24 Графіки значень коефіцієнтів поєднання інерційного δ_{xi} (графік 1) та швидкісного δ_{xv} (графік 2) компонентів горизонтального лінійного навантаження від хвиль

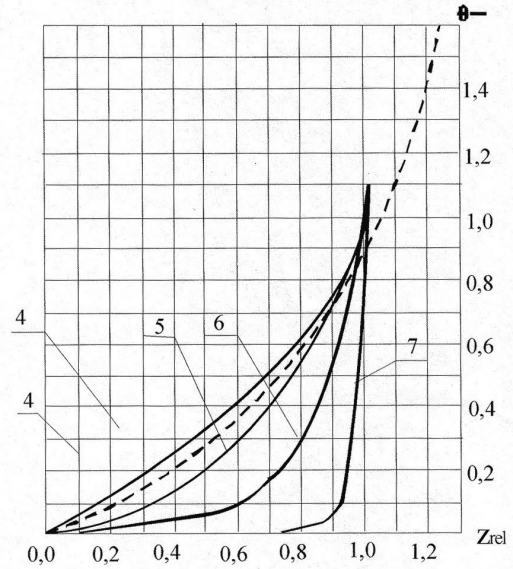
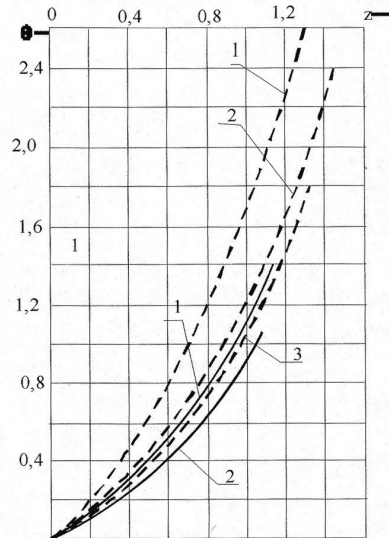
a)



b)



B)



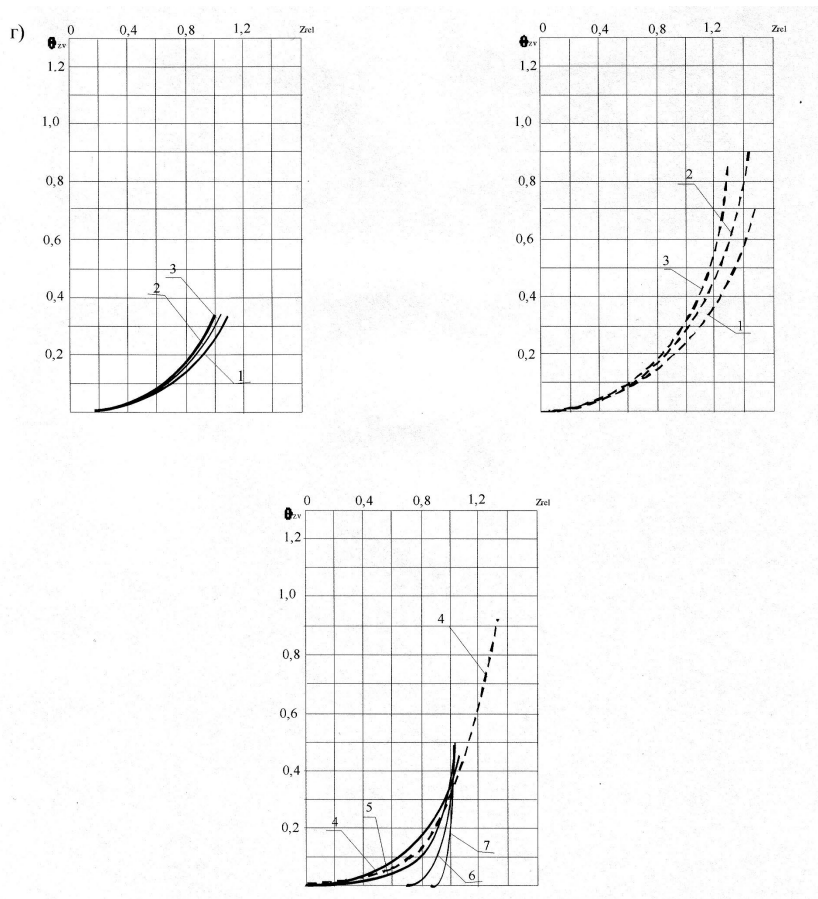


Рис. 2.25. Графіки коефіцієнтів лінійного навантаження від хвиль Q_{xi} , Q_{xv} , Q_{zi} , Q_{zv} при d/λ : 1) 0,1; 2) 0,15; 3) 0,2; 4) 0,3; 5) 0,5; 6) 1,0; 7) 5,0; і $\lambda/h=40$ -суцільні лінії; $\lambda/h=8 \div 15$ - штрихові лінії

δ_i і δ_v - Коефіцієнти, що приймаються за графіками 1 і 2 рис. 2.21 при χ , відповідному Q_{max} ;

$z_{Q,i}$ і $z_{Q,v}$ - ординати точок застосування відповідно інерційного та швидкісного компонентів сил, що визначаються за формулами:

$$z_{Q,i} = \mu_i \xi_{i,rel} \lambda; \tag{2.27}$$

$$z_{Q,v} = \mu_v \xi_{v,rel} \lambda, \tag{2.28}$$

де $\xi_{i,rel}$ і $\xi_{v,rel}$ відносні ординати точок застосування інерційного та швидкісного компонентів сил, що приймаються за графіками рис. 2.26 ; μ_i і μ_v - інерційний та швидкісний коефіцієнти фази, що приймаються за графіками рис. 2.27.

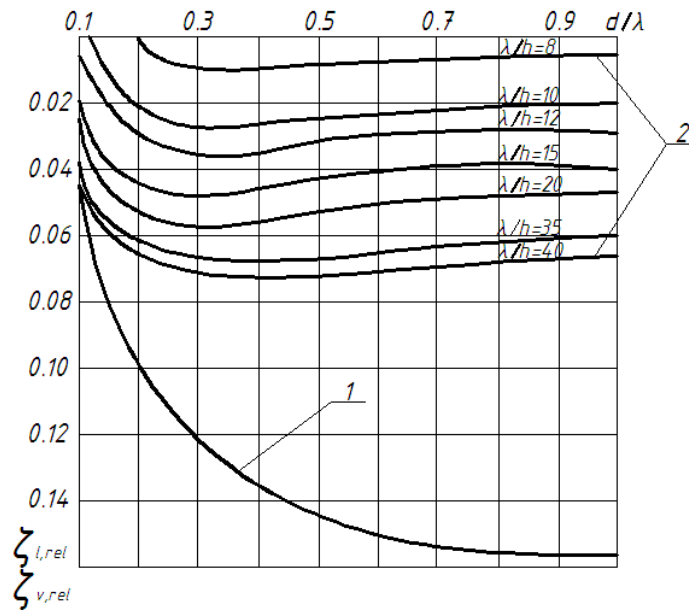


Рис.2.26 Графіки значень відносних ординат 1.- $\zeta_{i,rel}$; 2.- $\zeta_{v,rel}$

Відстань z_0 , від розрахункового рівня води до точки докладання сили, Q при будь-якому видаленні від вершини хвилі до перешкоди слід визначати за формулою 2.26, при цьому коефіцієнти δ_i і δ_v повинні прийматися згідно з графіками рис. 2.21 для цього значення $\chi = \frac{x}{\lambda}$.

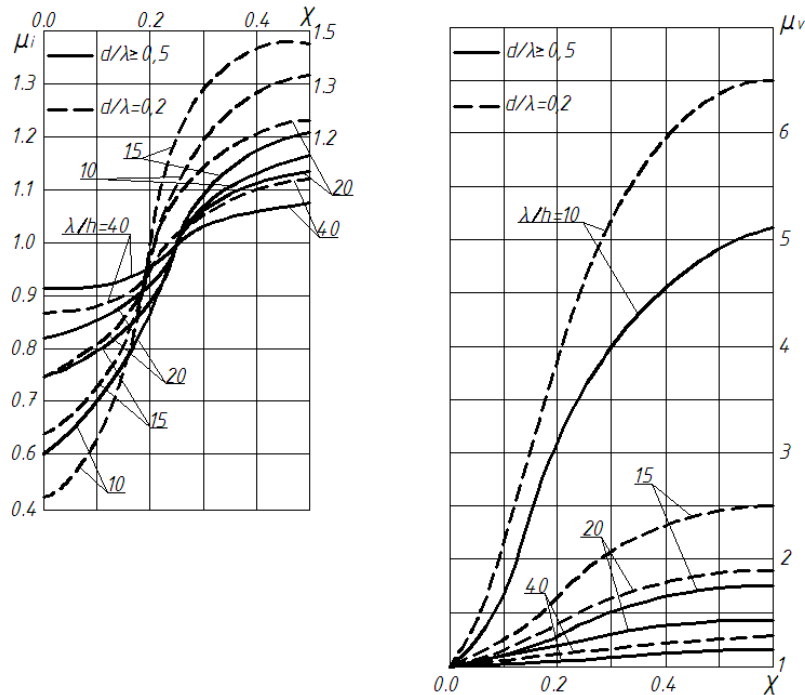


Рис.2.27 Графіки значень інерційного μ_i та швидкісного μ_v коефіцієнтів фази

Використовуючи викладену у цьому параграфі методику, що міститься у нормативному документі СНиП 2.06.04-82* /46/, можна розраховувати хвильові навантаження на вертикальні обтічні перешкоди з різними по формі поперечними перерізами.

2.3.2 Горизонтальні обтічні перешкоди

До горизонтальних обтічних перешкод відносяться, перш за все, відповідні елементи наскрізних конструкцій (естакад, МНГС), а також трубопроводи різних діаметрів, що прокладаються під водою по дну. Нормативний документ /46/, в якому містяться рекомендації щодо розрахунку хвильових навантажень на горизонтальні перешкоди, враховує також різноманітність форм їх поперечних перерізів (див. рис. 2.28) та розрахункові параметри регулярних хвиль.

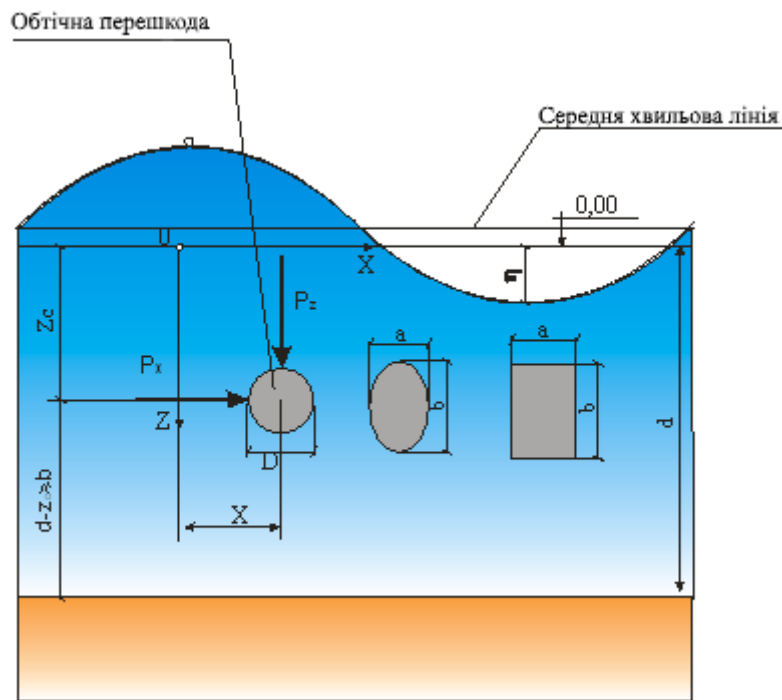


Рис. 2.28 Взаємодія регулярних хвиль з обтічними горизонтальними перешкодами

Максимальні значення рівнодіючого лінійного навантаження від хвиль P_{\max} , кН/м, на горизонтальні обтічні перешкоди з поперечними розмірами $a \leq 0,1\lambda$ і $b \leq 0,1\lambda$, при $z_c \geq b$, але $((z_c - \frac{b}{2}) > \frac{h}{2}$ і $(d - z_c) \geq b$ рекомендується визначати за наступною розрахунковою залежністю:

$$P_{\max} = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} \quad (2.29)$$

При цьому розглядаються два розрахункові випадки:

- з максимальною горизонтальною складовою лінійного навантаження $P_{x,\max}$, кН/м, при відповідному значенні вертикальної складової лінійного навантаження P_z , кН/м;

- з максимальною вертикальною складовою лінійного навантаження $P_{z,\max}$, кН/м при відповідному значенні горизонтальної складової лінійного навантаження P_x , кН/м.

Відстань x від вершини хвилі до центру перешкоди при дії максимальних лінійних навантажень $P_{x,\max}$ і $P_{z,\max}$ має визначатися за відносною величиною $\chi = x/l$, що приймається згідно з рис. 2.24 та 2.29.

Максимальне значення горизонтальної складової лінійного навантаження від хвиль $P_{x,\max}$ на горизонтальну обтічну перешкоду необхідно визначати з ряду величин, одержаних при різних значеннях χ , за формулою:

$$P_{x,\max} = P_{x,i}\delta_{x,i} + P_{x,v}\delta_{x,v} \quad (2.30)$$

де $P_{x,i}$ і $P_{x,v}$ інерційної та швидкісної компоненти горизонтальної складової лінійного навантаження від хвиль, кН/м, що визначаються за формулами:

$$P_{x,i} = \frac{1}{2}\rho g \pi^2 b^2 \frac{h}{\lambda} k_v \theta_{x,i} \beta_i \quad (2.31)$$

$$P_{x,v} = \frac{2}{3}\rho g \pi b \frac{h^2}{\lambda} k_v^2 \theta_{x,v} \beta_v \quad (2.32)$$

$\delta_{x,i}$ і $\delta_{x,v}$ – коефіцієнти поєднання інерційного та швидкісного компонентів лінійного навантаження від хвиль, що приймаються відповідно за графіками 1 та 2 рис.2.24 при відповідних значеннях χ ; $\theta_{x,i}$ і $\theta_{x,v}$ – коефіцієнти лінійного навантаження від хвиль, що приймаються за графіками а і б рис. 2.25; β_i і β_v – інерційний та швидкісний коефіцієнти форми перешкод, що приймаються за графіками рис.2.23 при значеннях a/b для горизонтальної та b/a для вертикальної складової навантаження.

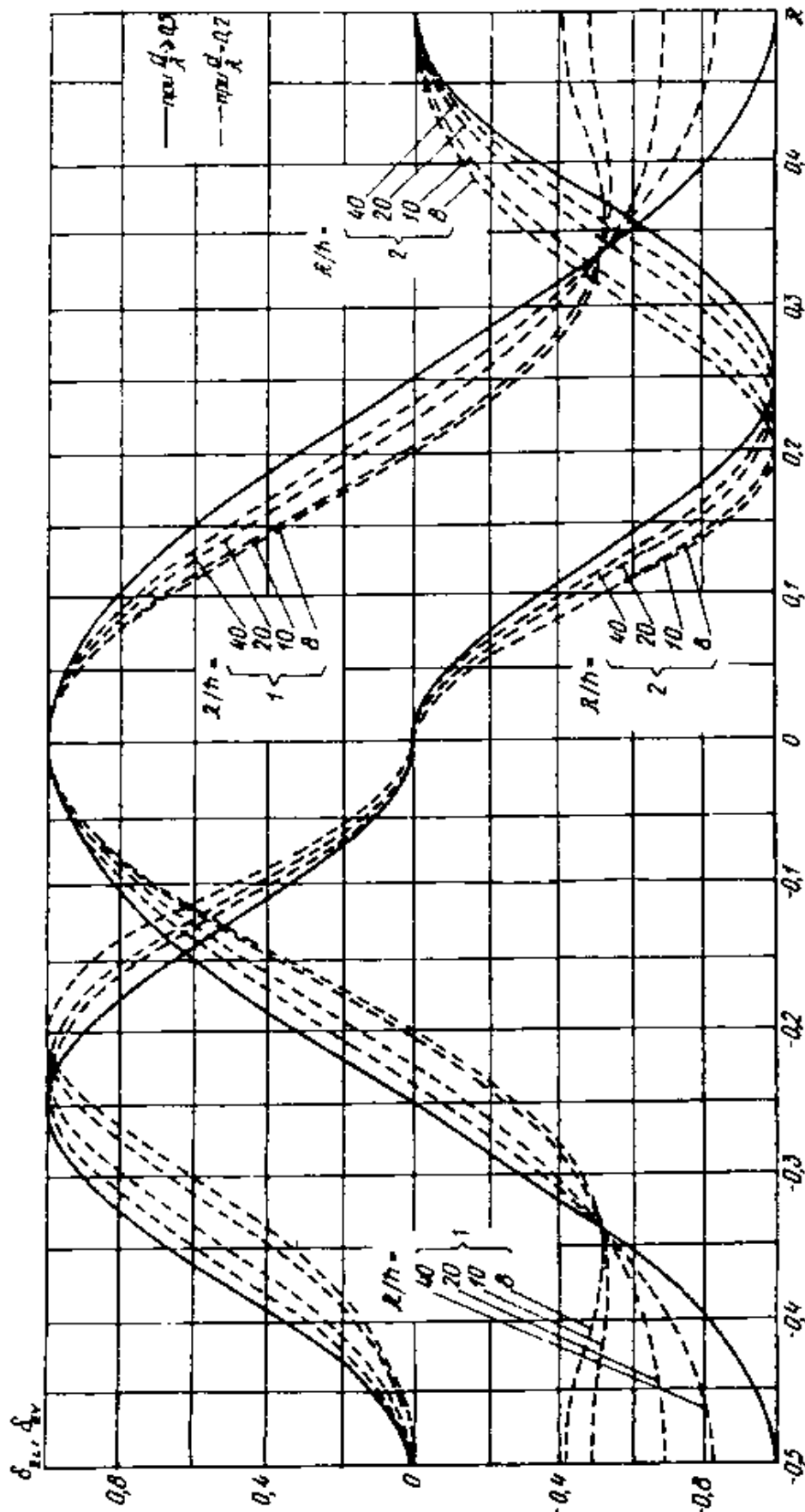


Рис. 2.29 Графіки значень коефіцієнтів поєднання δz_i інерційного (графіки 1) та δz_v , - швидкісного (графіки 2) компонентів вертикального лінійного навантаження від хвиль

Максимальну величину вертикальної складової лінійного навантаження від хвиль на горизонтальну обтічну перешкоду $P_{z,\max}$, кН/м необхідно визначати з низки величин, одержуваних при різних значеннях χ за формулою:

$$P_{z,\max} = P_{z,i}\delta_{z,i} + P_{z,v}\delta_{z,v} \quad (2.33)$$

$P_{z,i}$ і $P_{z,v}$ інерційної та швидкісної компоненти вертикальної складової лінійного навантаження від хвиль, що визначаються за формулами:

$$P_{z,i} = \frac{1}{2}\rho g \pi^2 a^2 \frac{h}{\lambda} k_v \theta_{z,i} \beta_i \quad (2.34)$$

$$P_{z,v} = \frac{2}{3}\rho g \pi a \frac{h^2}{\lambda} k_v \theta_{z,v} \beta_v \quad (2.35)$$

$\delta_{z,i}$ і $\delta_{z,v}$ - коефіцієнти поєднання інерційного та швидкісного компонентів лінійного навантаження від хвиль, що приймаються відповідно за графіками 1 і 2 рис. 2.29 при відповідних значеннях χ .

$\theta_{x,i}$ і $\theta_{x,v}$ - Коефіцієнти лінійного навантаження від хвиль, що приймаються за графіками в і з рис. 2.25 при значеннях відносної ординати

$$z_{c,\text{rel}} = \frac{d - z_c}{d} \quad (2.36)$$

β_i і β_v - інерційний та швидкісний коефіцієнти форми перешкод, що приймаються за графіками рис.2.23.

Значення горизонтальної P_x , кН/м або вертикальної P_z , кН/м складових лінійного навантаження від хвиль на горизонтальну перешкоду за будь-якого її розташування x щодо вершини хвилі слід визначати відповідно за формулами (2.30) та (2., при цьому коефіцієнти поєднання $\delta_{x,i}$ і $\delta_{x,v}$ або $\delta_{z,i}$ і $\delta_{z,v}$ повинні прийматися за графіками рис.2.24 та рис.2.29 для заданого значення χ .

Максимальне значення рівнодіючого лінійного навантаження від хвиль P_{\max} , кН/м, на циліндричну перешкоду, що лежить на дні (див. рис.2.30), діаметр якої $D \leq 0,1\lambda$, м, і $D \leq 0,1d$, м має визначатися за формулою (2.29) для двох випадків:

- з максимальною горизонтальною складовою лінійного навантаження $P_{x,\max}$, кН/м, при відповідному значенні вертикальної складової лінійного навантаження P_z , кН/м;

- з максимальною вертикальною складовою лінійного навантаження $P_{z,\max}$, кН/м, при відповідному значенні горизонтальної складової лінійного навантаження P_x , кН/м.

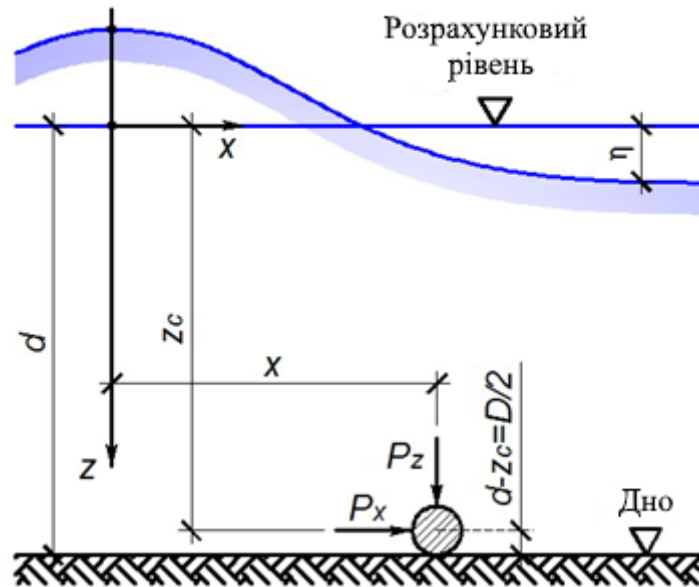


Рис. 2.30 Взаємодія регулярних хвиль із горизонтальною циліндричною перешкодою на дні

Максимальну горизонтальну $P_{x,\max}$, кН/м, та відповідну вертикальну P_z , кН/м, проекції лінійного навантаження від хвиль, що діють на циліндричну перешкоду, що лежить на дні, необхідно визначати за формулами:

$$P_{x,\max} = P_{xi} \delta_{xi} + P_{xv} \delta_{xv} \quad (2.37)$$

$$P_z = -\frac{9}{5} P_{xv} \delta_{xv} \quad (2.38)$$

де P_{xi} і P_{xv} - відповідно інерційний та швидкісний компоненти горизонтального складового лінійного навантаження від хвиль, кН/м, що визначаються за формулами:

$$P_{xi} = \frac{3}{4} \rho g \pi^2 D^2 \frac{h}{\lambda} \theta_{xi} \quad (2.39)$$

$$P_{xv} = \rho g \pi D \frac{h^2}{\lambda} \theta_{xv} \quad (2.40)$$

δ_{xi} та δ_{xv} , θ_{xi} та θ_{xv} - позначення ті ж.

Максимальну вертикальну $P_{z,max}$, кН/м, та відповідну горизонтальну P_x , кН/м, проекції лінійного навантаження від хвиль необхідно приймати рівними:

$$P_{z,max} = -\frac{9}{5}P_{xv}iP_x = P_{xv} \quad (2.41)$$

2.3.3. Споруди ґратчастого типу

Опорні блоки морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд ґратчастого типу являють собою просторові конструкції, що складаються з кількох сотень трубчастих (обтічних) елементів з відносно малими діаметрами (див. рис. 2.31).

Хвильові навантаження на МНГС наскрізного типу необхідно розраховувати з урахуванням рівно ймовірних напрямів підходу хвиль та довжини розгону для кількох значень довжин хвиль - $0,8\lambda$, λ та $1,4\lambda$ (де λ – середня довжина хвилі в розрахунковому штормі). Рівнодіюча хвильового навантаження на споруду повинна визначатися підсумовуванням навантажень від розрахункової хвилі на всі змочені елементи споруди з урахуванням положення кожного елемента щодо профілю розрахункової хвилі. Як розрахункове навантаження на споруду приймається максимальне сумарне навантаження, з урахуванням різних положень профілю розрахункової хвилі щодо споруди (з кроком рахунку $(0,05 \div 0,1)\lambda$).

Елементи споруди слід розглядати як окремі обтічні перешкоди. При цьому відстані між осями l , рівні більше трьох діаметрів d , а при $l < 3d$ хвильове навантаження, отримане на окремо стоячий елемент споруди, необхідно множити на коефіцієнти зближення по фронту C_ϕ і променю C_L хвиль, прийняті по табл. 2.4.

Таблиця 2.4

Значення коефіцієнтів C_ϕ та C_L

Відносна відстань між осями перешкод l/d	Коефіцієнти C_ϕ і C_L при відносних діаметрах d/λ			
	C_ϕ		C_L	
	0,1	0,05	0,1	0,05
3	1,00	1,00	1,00	1,00
2,50	1,00	1,05	1,00	0,98
2,00	1,04	1,15	0,97	0,92
1,50	1,20	1,40	0,87	0,80
1,25	1,40	1,65	0,72	0,68

Максимальне розрахункове навантаження від хвиль на споруду визначається методом послідовних наближень. Розрахункова схема споруди замінюється спрощеною, у якій основні вертикальні та похилі елементи представлені лише вертикальними колонами посереднього діаметра, а інші

елементи виключені. Для вертикальної колони посереднього діаметра за формулою (2.18) будується графік $Q=f(\tilde{x})$, при цьому горизонтальні масштаби графіка $\tilde{x}=x/\lambda$ для спрощеної схеми споруди l/λ мають бути однаковими. Потім графік $Q=f(\tilde{x})$ накладається спрощена схема споруди на такому відносному віддаленні від вершини хвилі \tilde{x} , щоб розрахункове навантаження від хвиль на всі посередні колони була найбільшою (рис.2.31). Це досягається шляхом послідовних наближень. При цьому горизонтальне хвильове навантаження обчислюється підсумовуванням ординат графіка $Q=f(\tilde{x})$, відповідно положенню вісей колон.

Після визначення значення \tilde{x} проводиться розрахунок найбільшого хвильового навантаження відповідно до розрахункової схеми споруди. Навантаження від хвиль на похилий елемент наскрізної споруди необхідно отримувати за епюрами горизонтальної та вертикальної складової навантаження, ординати яких повинні визначатися з урахуванням заглиблення під розрахунковий рівень та віддалення від вершини розрахункової хвилі окремих ділянок елементів.

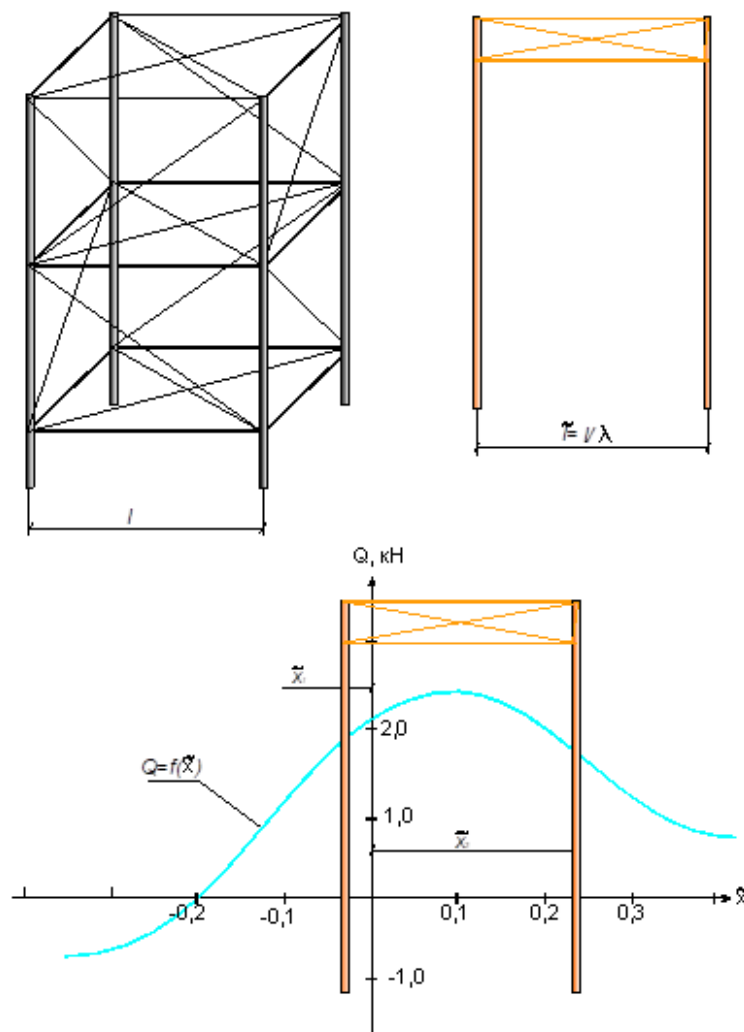


Рис. 2.31 Споруди ґратчастої конструкції

Навантаження від хвиль на елементи споруди, нахилені до горизонту або вертикалі під кутом менше 25 градусів, допускається визначати відповідно як вертикальну або горизонтальну перешкоду.

Динамічне навантаження від дії нерегулярних хвиль на наскрізну споруду з обтічних елементів слід визначати множенням значення статичного навантаження, отриманого згідно з рекомендаціями цього розділу, від висоти хвилі, заданої забезпеченості в системі розрахункового шторму, і середньою довжиною на коефіцієнт динамічності k_d , що приймається за табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Значення коефіцієнта динамічності k_d

Відношення період τ_c/τ	0,01	0,10	0,20	0,30
коефіцієнт динамічності k_d	1,00	1,15	1,20	1,30

τ_c – період власних коливань споруди;
 τ – середній період хвиль.

При відносинах періодів власних коливань проєктованих споруд ґратчастих типів до середнього періоду хвиль у системі розрахункового шторму $\tau_c/\tau > 0,3$ необхідно виконувати додаткові динамічні розрахунки.

2.4. Хвильові навантаження на вертикальні циліндричні перешкоди великого діаметру

Дослідженнями хвильових навантажень на циліндричні перепони займалися як радянські (А.А.Каспарсон, Д.Д.Лаппо, Ю.М.Крилов, М.Д.Хаскінд, Ю.Б.Майоров, В.В.Каплун, В.В. Яковлев та інших.), і зарубіжні вчені (MacCamy RC, Fush RA, Morison JR, O'Brien MP, Johnson JW, Shaff SA, Garrison CJ, Chow PY, StuceyRobert, HarmsVolker W., ChacrabartiSubrata K.), JamWilliam та ін).

Однією з піонерних робіт у Радянському Союзі, присвяченої експериментальному дослідженню, як регулярних, і нерегулярних хвиль на циліндричні перепони великого діаметра, були досліди, виконані під науковим керівництвом А.А. Каспарсона /40/. Дослідження проводились у Галузевій науково-дослідній лабораторії морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд ім. М.М. Джунковського Московського інженерно-будівельного інституту. На підставі результатів досліджень було отримано емпіричні коефіцієнти до теоретичних залежностей, розроблених на підставі теорії обтікання. Такий підхід не міг цілком задовольнити запити інженерів проєктувальників. З цієї причини такі дослідження були продовжені як у Радянському Союзі, так і за кордоном.

На підставі аналізу результатів таких досліджень були розроблені рекомендації щодо розрахунку хвильового навантаження на циліндричні перешкоди великого діаметра, які представлені у відомчих нормах

колишнього СРСР ВСН 41.88/6/ з деякими обмеженнями відносних параметрів при їх використанні.

Надалі, щодо хвильового навантаження на циліндричні перешкоди великого діаметра, було розглянуто вплив схвильованої поверхні води над розрахунковим рівнем і проведено порівняння методів розрахунку з експериментальними даними різних дослідників /41/.

У класичному розв'язанні задачі М.Д. Хаскінда /51/ про дифракцію хвиль на вертикальному круговому циліндрі сумарна горизонтальна складова хвильового навантаження визначається шляхом інтегрування поля хвильового тиску по поверхні циліндра від статичного горизонту до дна. Оскільки явище дифракції призводить до суттєвого спотворення профілю хвилі довжиною - λ у циліндричних перешкод великого діаметра - D , то підвищення схвильованої поверхні води над статичним рівнем призводить до збільшення хвильового навантаження за рахунок додаткового тиску від рівня схвильованої поверхні.

Як перше наближення, при вирішенні даної задачі, було припущено, що епюра тиску від лінії перетину схвильованої поверхні з контуром циліндра до статичного горизонту розподіляється за гідростатичним законом (рис. 2.32).

Проінтегрувавши по контуру циліндра горизонтальну проекцію сили по епюрі, була отримана додаткова сила ΔF до рівнодіючої горизонтального хвильового навантаження на вертикальний круговий циліндр відносно великого діаметра ($D/\lambda > 0,2$).

$$\Delta F = \frac{1}{2} \rho g h^2 D \int_0^\pi |\chi| \chi \cos \theta d\theta \quad (2.42)$$

де χ – підвищення схвильованої поверхні води над статичним горизонтом у циліндричній перешкоді /4/; θ - кут у полярній системі координат; h – висота хвилі, м; ρ – щільність води т/м³.

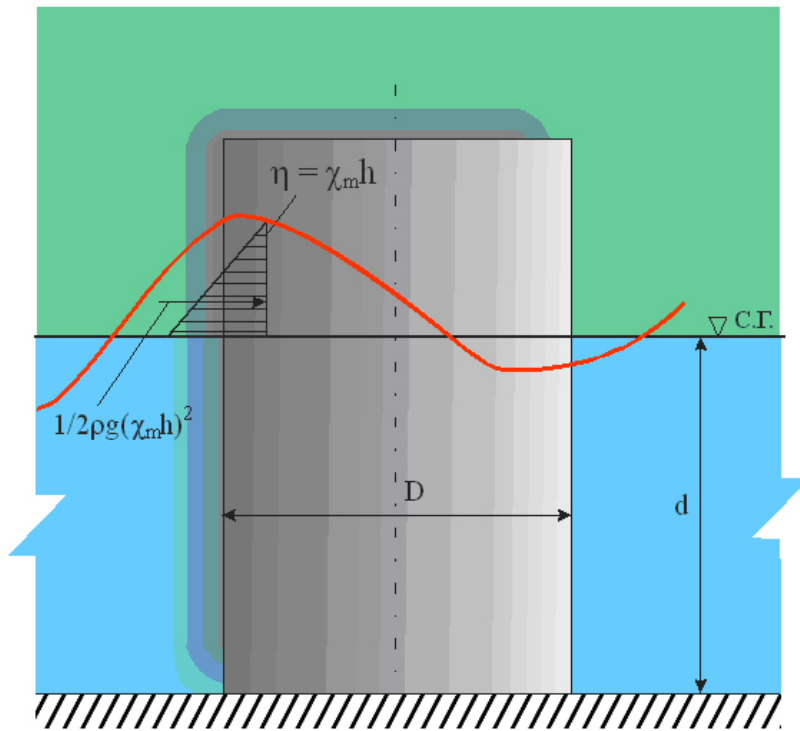


Рис.2.32 Схема розрахунку додаткового навантаження на циліндр від впливу схвильованої поверхні води

Оскільки горизонтальна рівнодіюча хвильове навантаження F_D на вертикальний круговий циліндр, що перетинає вільну поверхню води, можна представити як /4/:

$$F_D = \frac{1}{8} \rho g h \pi C_i D^2 t h k d \quad (2.43)$$

де C_i – коефіцієнт, що залежить від D/λ (див. рис.2.33), $k = 2\pi/\lambda$ – хвильове число, d – глибина води, то сумарне хвильове навантаження набуде наступного вигляду:

$$F = F_D + \Delta F \quad (2.44)$$

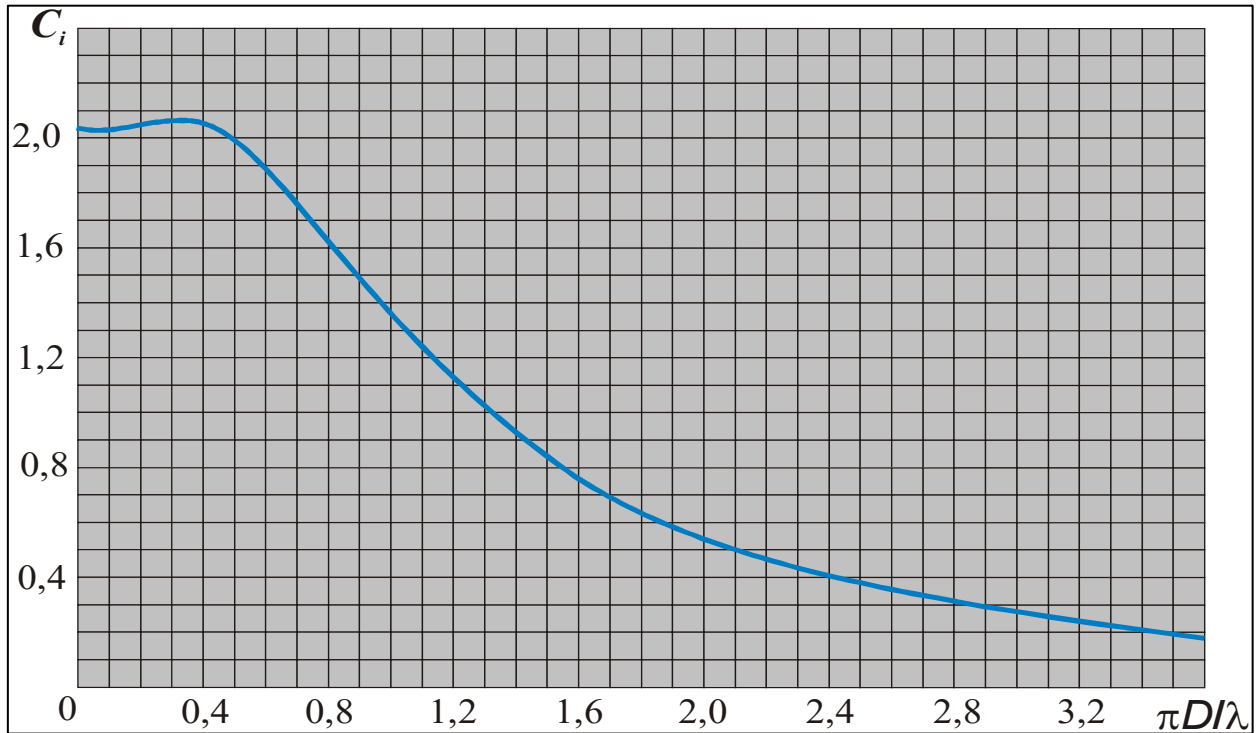


Рис. 2.33. Диференційовані значення інерційного коефіцієнта C_i в залежності від $\frac{\pi D}{\lambda}$

Розділивши кожен член рівняння (2.44) на F_D , було отримано вираз для коефіцієнта k_{π} , що враховує добавку до горизонтального навантаження F_D від підвищення вільної поверхні води у циліндричній перешкоді:

$$k_{\pi} = \frac{F}{F_D} = 1 + \frac{\Delta F}{F_D} \quad (2.45)$$

або

$$\begin{aligned} k_{\pi} &= 1 + \frac{\frac{1}{2}\rho g h^2 D \int_0^{\pi} |\chi| \chi \cos \theta d\theta}{\frac{1}{8}\rho g h \pi C_i D^2 \text{thkd}} = 1 + \frac{4 h/D}{C_i \pi \text{thkd}} \int_0^{\pi} |\chi| \chi \cos \theta d\theta = \\ &= 1 + \frac{h/D}{\text{thkd}} \cdot \alpha, \end{aligned} \quad (2.46)$$

$$\text{де } \alpha = \frac{4}{\pi C_i} \int_0^{\pi} |\chi| \chi \cos \theta d\theta.$$

Значення α залежно від безрозмірного параметра $\frac{\pi D}{\lambda}$, представлені у таблиці 2.6, а його графічна інтерпретація на рис. 2.34.

Таблиця 2.6

Значення α залежно від безрозмірного параметра $\pi D/\lambda$

$\pi D/\lambda$	0,589	0,673	0,857	1,178	1,208	1,571	1,885	2,356
α	0,321	0,404	0,573	0,804	0,823	1,084	1,447	1,936

Таким чином, завдяки даному рішенню стало можливим корегувати величини хвильового навантаження на морські гідротехнічні споруди, опорні частини яких представлені циліндричними перешкодами великого діаметра.

Нижче представлено порівняння розрахованих значень хвильових навантажень за викладеною вище методикою та за діючими нормативними документами /6, 46/, з експериментальними даними, отриманими в роботі /41, 43/, а також іншими дослідниками у широкому діапазоні визначальних параметрів.

Розрахункові та експериментальні значення хвильових навантажень для подальшого графічного порівняння наведені до безрозмірного вигляду відповідно до нижченаведеного виразу:

$$F' = \frac{F}{\rho \cdot g \cdot (h/2) \cdot b^2 \cdot \text{th}(k \cdot d)} \quad (2.47)$$

залежно від $\pi D/\lambda$, де F – значення хвильового навантаження; b – радіус циліндричної перешкоди ($D/2$).

Результати порівняння приведені на рис.2.35. Розрахункові значення хвильового навантаження за рекомендаціями СНиП 2.06.04-82* /46/ і ВСН 41.88 /6/ визначалися як умов глибокої води, так відносного мілководдя (криві 1; 1' і 2'; 2 відповідно на рис. 2.35). Крива 1 була побудована відповідно до рекомендацій /1/ для глибокої води при $d/\lambda \geq 0,5$ з використанням дослідних параметрів хвиль для циліндричних перешкод діаметром 0,13; 0,25 і 0,35 м. Дифракційний параметр знаходився в межах $0,14 \leq \pi D/\lambda \leq 0,9$, а крутість хвиль – $0,02 \leq h/\lambda \leq 0,01$. З метою аналізу застосування рекомендацій СНиП 2.06.04-82* /46/ ця крива була продовжена до граничних цих норм значень $\pi D/\lambda = 1,2$ при $h/\lambda = 1/40$. Крива 1' побудована відповідно до рекомендацій /1/ для умов відносного мілководдя ($d/\lambda = 0,15$) при $0,3 \leq \pi D/\lambda \leq 1,2$ и $h/\lambda = 0,1$.

Слід зазначити, що обране значення відносної глибини d/λ є граничним для даного нормативного документа. Це твердження відноситься і до прийнятої в розрахунках крутості хвилі h/λ .

Представлена на рис.2.35 крива 2 побудована відповідно до рекомендацій /6/ з використанням параметрів хвиль, зареєстрованих у дослідях. З метою аналізу застосовності рекомендацій відомчих норм /6/, була побудована і розрахункова залежність 2', яка відповідає застосовності цих норм на глибокій воді. При цьому дифракційний параметр знаходився в межах $1,0 \leq \pi D/\lambda \leq 1,5$, а крутість хвиль – $0,03 \leq h/\lambda \leq 0,04$.

На цьому ж рис.2.35 представлено розрахункову залежність 3, відповідну концепції теорії дифракції хвиль. При її розрахунку було використано дослідні значення параметрів хвиль. Слід зазначити, що

побудова кривої 3 в інтервалі $0,9 \leq \pi D/\lambda \leq 1,5$ проводилася за наступних безрозмірних параметрів: $d/\lambda \geq 0,5$; $0,03 \leq h/\lambda \leq 0,04$. Врахування підвищення гребеня хвилі по контуру циліндричної перешкоди при використанні теорії дифракції призводить до збільшення хвильового навантаження і відповідного зміщення розрахункової залежності 3' вгору.

В роботі MacCamy RC and Fuchs RA /56/ експерименти проводилися, як умовах глибокої води, так і при відносному мілководді, а в роботі О.А. Гайдука /16/ - в умовах мілководдя при $0,1 \leq d/\lambda \leq 0,3$ и $0,04 \leq h/\lambda \leq 0,11$.

Порівняння дослідних та розрахункових значень хвильових навантажень на моделі циліндричних перешкод показало, що розрахункова залежність 1 за рекомендаціями СНиП 2.06.04-82* /46/ для глибокої води знаходиться на нижній межі поля експериментальних точок. Можна відзначити, що на глибокій воді використання рекомендацій /46/ призводить до однозначного заниження хвильового навантаження у дослідженому діапазоні. Зі збільшенням дифракційного параметра до 1.2 залежність 1 прагне розрахункової залежності 3. Аналогічна залежність за умов мілководдя (крива 1') зміщується вгору і значно перевищує верхню межу поля всіх експериментальних точок. Причому найбільші розбіжності спостерігаються при $0,3 \leq \pi D/\lambda \leq 0,5$ та $h/\lambda \rightarrow 0,1$. Це пов'язано з трансформацією профілю хвилі на відносному мілководді та крутістю хвиль. Таким чином, використання рекомендацій норм /46/ для розрахунків хвильових навантажень на циліндричні перешкоди великого діаметру на глибокій воді приводить до їх заниження, а на мілководді до завищення.

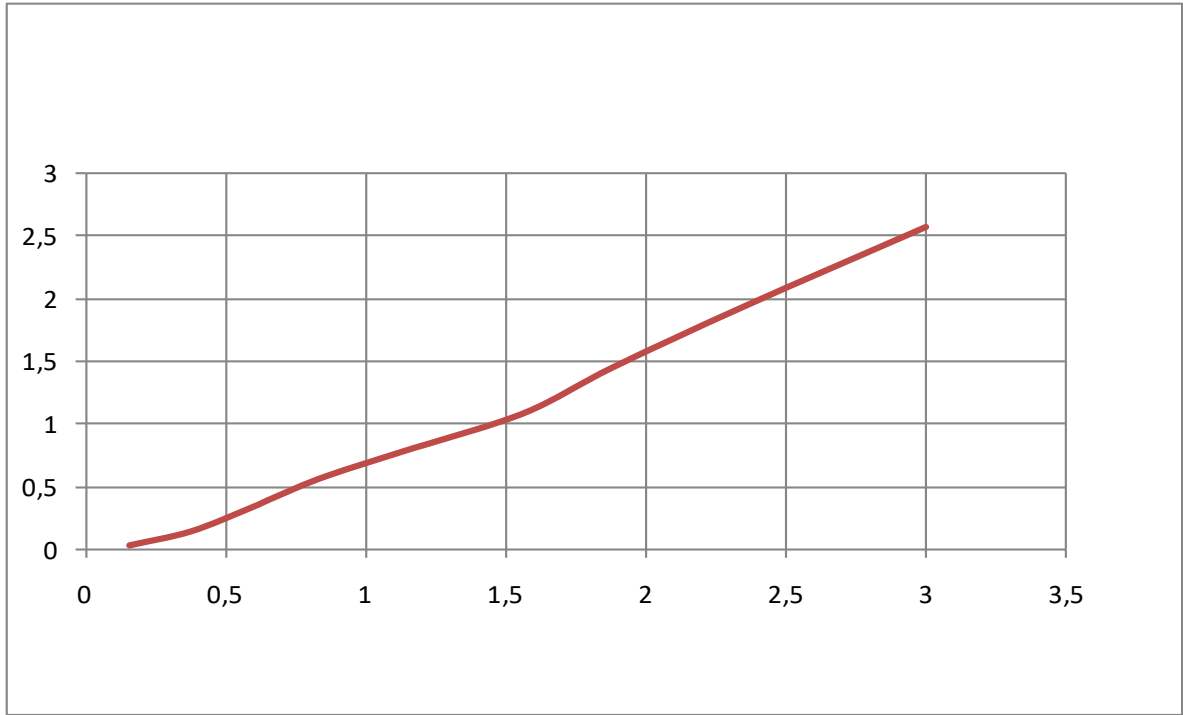


Рис. 2.34 Графік залежності значень α від безрозмірного параметра $\pi D/\lambda$

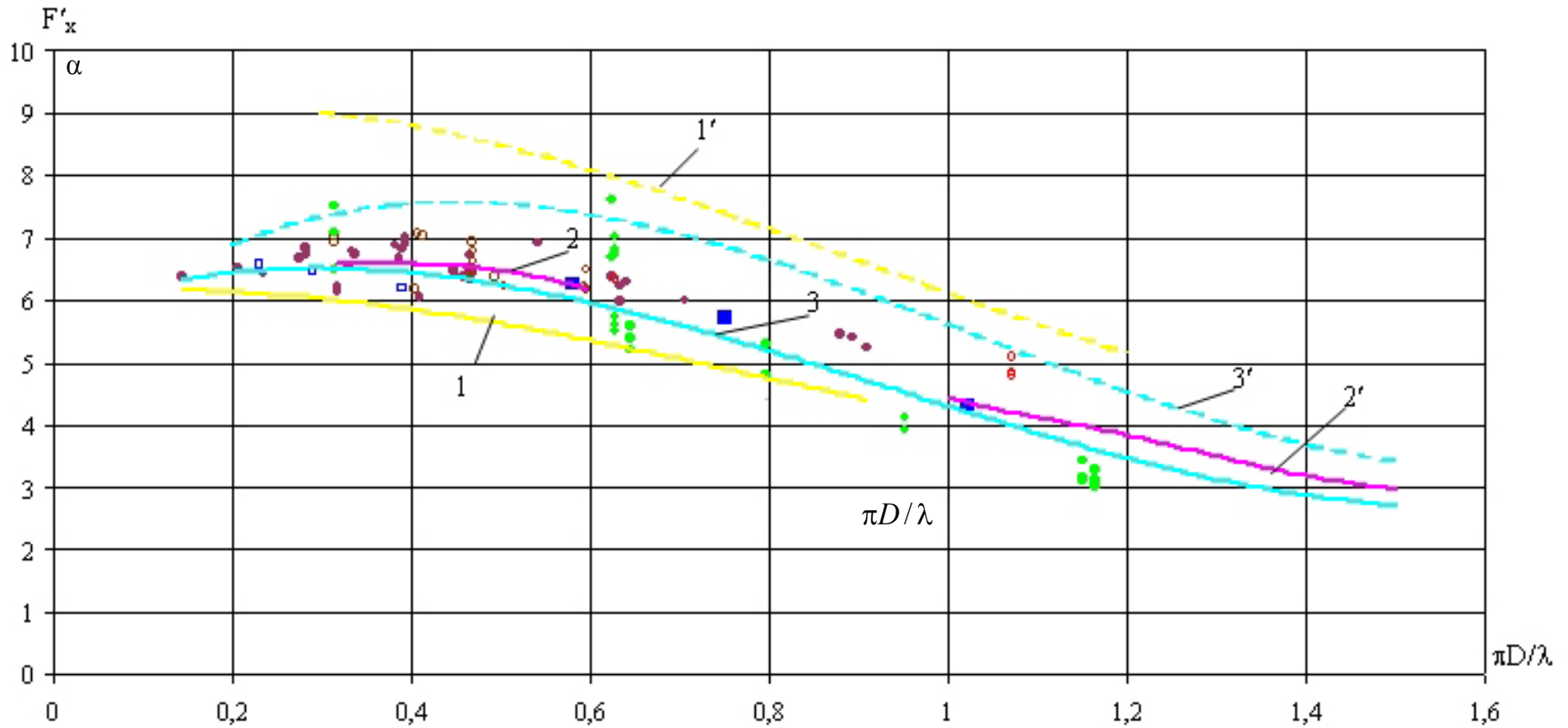


Рис. 2.35. Порівняння дослідних та розрахункових значень хвильового навантаження на циліндричні перешкоди

- - експериментальні дані Гайдука О.А./16/(відносно мілководдя);
- - Експериментальні дані Рогачко С.І. (Глибока вода);
- - Експериментальні дані Рогачко С.І. (відносно мілководдя);
- - МасСаму RC та Fuchs RA./56/(глибока вода);
- - МасСаму RC та Fuchs RA. (відносно мілководдя);
- 1 - СНіП /46/(глибока вода);
- 1 - СНіП /46/(відносно мілководдя);
- 2 - ВСН /6/ (відносно мілководдя);
- 2 - ВСН /6/ (глибока вода);
- 3 - дифракція /51/; 3- дифракція /51/ с ΔF

Порівняння експериментальних значень хвильового навантаження з розрахунковими, за рекомендаціями відомчих норм /6/ (залежність 2), показало задовільний збіг результатів за умов відносного мілководдя. Слід зазначити, що залежність 2 практично збігається з розрахунком, що ґрунтується на дифракційній теорії (крива 3). Що стосується умов глибокої води, то відповідно до вказівок норм /6/ щодо їх застосування ($D/\lambda > 0,4$ і $d/\lambda > 0,175$), представлена на рис.2.35 крива 2'також тяжіє до залежності 3.

Аналіз порівняння дослідних та розрахункових значень хвильового навантаження показав, що розрахункові залежності, засновані на теорії дифракції хвиль на циліндрах великого діаметра, справедливі для різних глибин. Представлені на рис.2.26 дослідні значення хвильових навантажень автора та інших дослідників найкраще узгоджуються з залежністю 3. Тим не менш, крива 3' враховує підвищення вільної поверхні по контуру циліндричної перешкоди, є верхньою межею поля всіх експериментальних точок. З цієї причини, в якості розрахункової залежності для визначення хвильових навантажень на циліндричні перешкоди великого діаметра може бути рекомендована до використання в проектній практиці залежність яка ґрунтується на теорії дифракції з урахуванням хвильової поверхні по контуру циліндричної перешкоди відповідно залежностям (2.44), (2.45) і (2.46).

2.5. Вплив хвиль на споруди укисного типу

Рекомендації щодо розрахунку хвильових навантажень на споруди укисного профілю, за період введення в дію СНиП 2.06.04-82* /46/, пройшли тривалу апробацію у процесі проектування гідротехнічних споруд різного призначення. При цьому можна відзначити відсутність будь-яких серйозних аварійних випадків із спорудами, які були запроектовані відповідно до вимог цих норм та введені в експлуатацію за кілька останніх десятиліть.

2.5.1. Хвильові навантаження на споруди з непроникними укосами

Як зазначалося вище, непроникні укоси влаштовують при будівництві берегозахисних споруд на водосховищах, озерах і морях, а в деяких випадках і при захисті укосів земляних гребель з боку верхнього б'єфу. Відповідно до вказівок нормативного документа /46/, висоту накату на укис хвиль забезпеченістю 1% по накату ($h_{run1\%}$, м) для фронтально відповідних хвиль при глибині перед споруд $d \geq 2h_{1\%}$ слід визначати за такою формулою:

$$h_{run1\%} = k_r k_p k_{sp} k_{run} h_{1\%} \quad (2.48)$$

де k_r і k_p - коефіцієнти шорсткості та проникності укосу, що приймаються за табл.2.7; k_{sp} - коефіцієнт, який приймається за табл.2.8; k_{run} -

коефіцієнт, який приймається за графіками рис.2.36 залежно від пологості хвилі $\bar{\lambda}_d / h_{d1\%}$ на глибокій воді.

При глибині перед спорудами $d < 2h_{1\%}$ коефіцієнт k_{run} необхідно приймати для значень пологості хвилі, вказаної на рис.2.36 у дужках і яка визначається при глибині $d = 2h_{1\%}$.

Висоту нахату на укіс хвиль забезпеченістю $i\%$, за накатом необхідно визначати множенням отриманого за формулою (2.48) значення $h_{run1\%}$, м, коефіцієнт k_i , приймається за табл.2.9.

Таблиця 2.7

Значення коефіцієнтів шорсткості k_r і k_p залежно від типу кріплення укосу

Конструкція кріплення укосу	Відносна шорсткість $r/h_{1\%}$	Коефіцієнт k_r	Коефіцієнт K_p
Бетонними (залізобетонними) плитами	-	1	0,9
Гравійно-галькове, кам'яне або кріплення бетонними (залізобетонними) блоками	Менш 0,002	1	0,9
	0,005 ÷ 0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	Більше 0,2	0,7	0,5
Характерний розмір шорсткості r , м слід приймати рівним середньому діаметру зерен матеріалу кріплення укосу або середньому розміру бетонних (залізобетонних) блоків.			

Таблиця 2.8

Значення коефіцієнта k_{sp} залежно від швидкості вітру

Значення $ctg\varphi$	1 ÷ 2	3 ÷ 5	Більше 5
Коефіцієнт k_{sp} при швидкості вітру V_w , м/с:			
20 і більше	1,4	1,5	1,6
10	1,1	1,1	1,2
5 і менше	1	0,8	0,6
φ - кут нахилу укосу до горизонту, град.			

Таблиця 2.9

Значення коефіцієнта k_i залежно від забезпеченості

Забезпеченість по нахату i , %	0,1	1	2	5	10	30	50
коефіцієнт k_i	1,1	1	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68

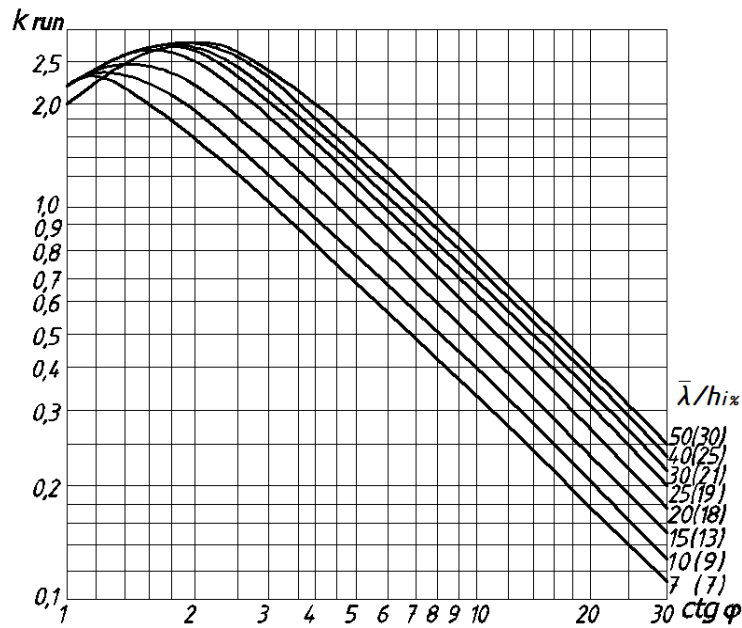


Рис.2.36 Графіки значень коефіцієнта k_{run}

У випадках підходу фронту хвилі до споруд під кутом α град, з боку відкритої акваторії величину нахату хвиль на укїс слід зменшувати множенням на коефіцієнт k_a , що приймається відповідно до даних таблиці 2.10.

Таблиця 2.10

Значення коефіцієнта k_a в залежності від кута підходу фронту хвиль

Значення кута α , град	0	10	20	30	40	50	60
Коефіцієнт k_a	1	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

При визначенні висоти нахату хвиль на піщані та гравійно-галькові пляжі необхідно враховувати зміну ухилу пляжу під час шторму. Найбільше зниження пляжу у створі урізу води слід приймати рівним $0,3h$, м, з виклинюванням на нульові значення на березі до висоти найбільшого нахату, а море до глибини $d = d_{cr}$, м, для ґрунтів, що розмиваються, а на глибині $d = d_{cr}$, м, - для ґрунтів, що не розмиваються (де h , d_{cr} і $d_{cr,u}$ - відповідно висота хвилі та глибина води в створах першого та останнього обрушень, м).

Епюра хвильового тиску на укїс при $1,5 \leq ctg\phi \leq 5$, укріплений монолітними або збірними плитами, повинна прийматись за рис.2.37, при цьому максимальний розрахунковий хвильовий тиск p_d , кПа, необхідно визначати за формулою:

$$P_d = k_s \cdot k_f \cdot p_{rel} \cdot \rho gh \quad (2.49)$$

де k_s коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$k_s = 0,85 + 4,8 \cdot \frac{\bar{h}}{\bar{\lambda}} + \operatorname{ctg}\phi(0,028 - 1,15 \frac{\bar{h}}{\bar{\lambda}}) \quad (2.50)$$

k_f коефіцієнт, який приймається за табл.2.11;

Таблиця 2.11

Залежність коефіцієнта k_f від пологості хвилі

Пологість хвилі $\bar{\lambda} / h$	10	15	20	25	35
Коефіцієнт k_f	1	1,15	1,3	1,35	1,48

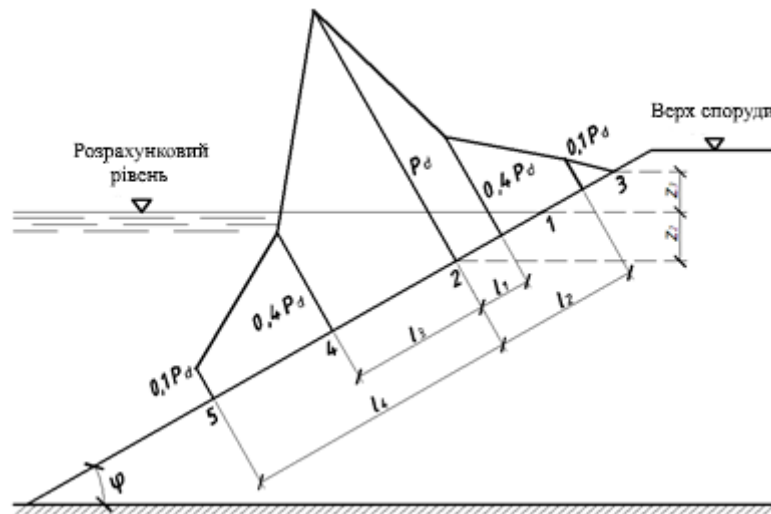


Рис.2.37 Епюра максимального розрахункового хвильового тиску на укіс, укріплений плитами

p_{rel} - максимальний відносний хвильовий тиск на укіс у точці 2 (див. рис.2.37), що приймається за табл.2.12.

Таблиця 2.12

Залежність p_{rel} від висоти розрахункової хвилі

Висота хвилі h , м	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	≥ 4
Максимальний відносний хвильовий тиск p_{rel}	3,7	2,8	2,3	2,1	1,9	1,8	1,75	1,7

Ордината z_2 , м, точки 2 прикладання максимального розрахункового хвильового тиску p_d має визначатися за формулою:

$$z_2 = A + \frac{1}{\operatorname{ctg}^2\phi} (1 - \sqrt{2\operatorname{ctg}^2\phi + 1})(\hat{A} + \hat{A}) \quad (2.51)$$

де A і B - величини, м, що визначаються за формулами:

$$A = h(0,47 + 0,023 \cdot \frac{\bar{\lambda}}{h}) \frac{1 + ctg^2 \varphi}{ctg^2 \varphi} \quad (2.52)$$

$$B = h[0,95 - (0,84ctg\phi - 0,25) \frac{h}{\bar{\lambda}}]$$

Ордината z_3 , м, що відповідає висоті нахату хвиль на укіс $h_{\text{run}} 1\%$, яка повинна визначатися відповідно до залежності (2.48).

На ділянках кріплення по укосу вище та нижче точки 2 (див. рис.2.37) слід приймати значення ординат епюри хвильового тиску p , кПа, на відстанях, м:

$$\begin{aligned} \text{при } l_1 = 0,0125L_\varphi; l_3 = 0,0265L_\varphi \quad p = 0,4p_d; \\ \text{при } l_2 = 0,0325L_\varphi; l_4 = 0,0675L_\varphi \quad p = 0,1p_d, \end{aligned}$$

де
$$L_\varphi = \frac{\bar{\lambda} ctg \varphi}{\sqrt[4]{ctg^2 \varphi - 1}} \quad (2.53)$$

Ординати епюри хвильового протитиску p_c , кПа (див. рис.2.38), на плити кріплення укосів слід визначати за формулою:

$$P_c = k_s \cdot k_f \cdot p_{c,rel} \cdot \rho gh \quad (2.54)$$

де $p_{c,rel}$ відносний хвильовий протитиск, що приймається за графіками рис.2.39.

За наявності берм та змінних ухилів окремих ділянок споруд укісного профілю навантаження від хвиль на кріплення укосів необхідно визначати за даними лабораторних досліджень.

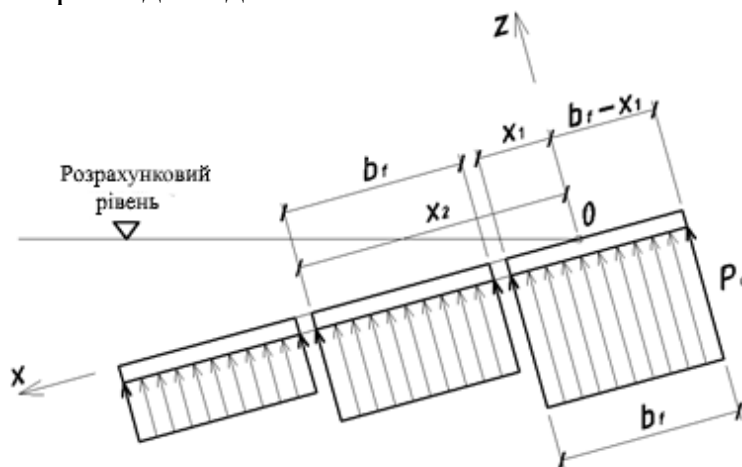


Рис. 2.38.Епюра хвильового протитиску

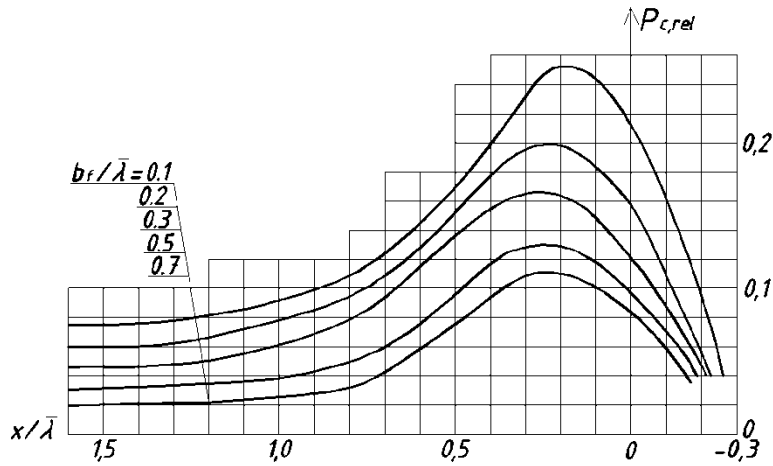


Рис.2.39 Графіки для визначення відносного хвильового протитиску

2.5.2 Хвильові навантаження на споруди із рваного каменю та фігурних блоків

Відповідно до рекомендацій норм /46/, при проектуванні споруд укiсного профiлю (хвилеломiв, молiв, гребель, берегоукрiплювальних споруд) та крiплень укiсiв iз рваного каменю, звичайних та фасонних бетонних або залiзобетонних блокiв, масу окремого елемента m_z , т, що вiдповiдає стану його граничної рiвноваги вiд дiї вiтрових хвиль, необхідно визначати:

при розташуваннi каменю або блоку на дiлянцi укосу вiд верху споруди до глибини $z = 0,7h$ за формулою:

$$m = \frac{3,16k_{fr}p_m h^3}{\left(\frac{p_m}{p} - 1\right)^3 \cdot \sqrt{1 + ctg^3 \varphi}} \cdot \sqrt{\frac{\lambda}{h}} \quad (2.55)$$

те ж, при $z > 0,7h$ за формулою:

$$m_z = m \cdot e^{-\left(\frac{7,5 \cdot z^2}{h \cdot \lambda}\right)} \quad (2.56)$$

де k_{fr} коефiцiєнт, який приймається за табл.2.13; при $\lambda/h > 15$, а також за наявностi берми k_{fr} слiд уточнювати експериментальними даними;
 ρ_m - щiльнiсть каменю, т/м³.

Таблиця 2.13

Значення коефіцієнта k_{fr} залежно від елементів кріплення

Елементи кріплення	Коефіцієнт k_{fr}	
	При начерку	при укладанні
Камінь	0,025	-
Звичайні бетонні блоки	0,021	-
Тетраподи та інші фігурні блоки	0,008	0,006

Слід особливо відзначити, що висота хвилі h у цих залежностях є розрахунковою висотою у системі розрахункового шторму.

У тих випадках, коли кріплення укосів споруд, що проектується з несортованого каменю необхідно, щоб значення коефіцієнта k_{gr} зернового складу знаходилося у межах заштрихованої зони, наведеної на графіку рис.2.40.

Значення коефіцієнта k_{gr} має визначатися за такою формулою:

$$k_{gr} = \sqrt[3]{\frac{m_i}{m}} = \frac{D_{ba,i}}{D_{ba}} \quad (2.57)$$

де m - маса каменю, т; m_i маса каменю, більша чи менша розрахункової, т; $D_{ba,i}$ і D_{ba} діаметри фракцій каменю, см, наведені до діаметра кулі, що має масу відповідно m_i і m .

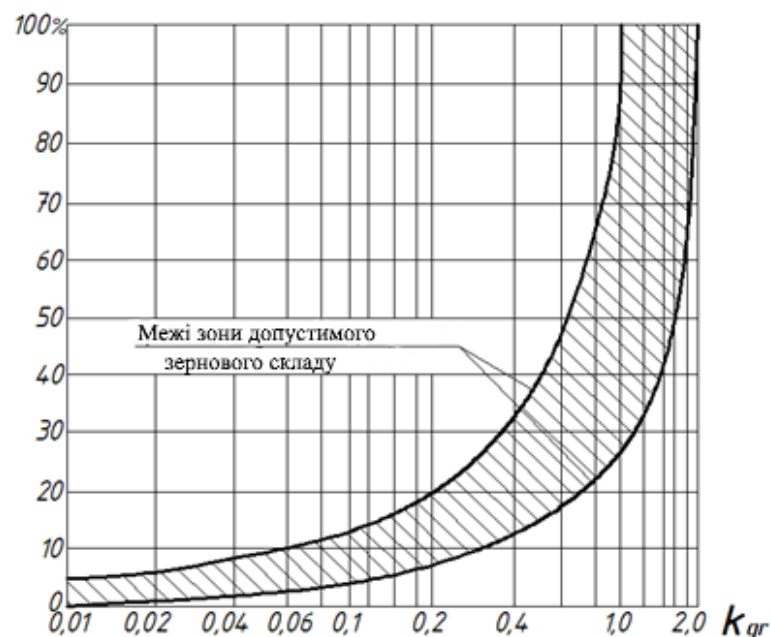


Рис. 2.40 Графік визначення допустимого зернового складу несортованого кам'яного начерку для кріплення укосів

Зерновий склад несортованого кам'яного начерку для кріплення укосів, що відповідає заштрихованій зоні (див. рис.2.40), слід вважати придатним тільки для споруд із укосами, пологість яких знаходиться в межах $3 \leq \text{ctg}\varphi \leq 5$, а висота розрахункової хвилі – 3 м і менше.

При пологості укосів $\text{ctg}\varphi > 5$, що зміцнюються несортованою різнозернистою кам'яною начеркою, розрахункову масу каменю m , t , що відповідає стану його граничної рівноваги від дії вітрових хвиль, необхідно визначати за формулою (2.55) при $\bar{\lambda}/h \geq 10$ з множенням одержаних результатів на коефіцієнт k_φ , який визначається за табл.2.14.

Таблиця 2.14

Залежність коефіцієнта k_φ від кута нахилу укосів та пологості хвиль

$\text{ctg}\varphi$	6	8	10	12	15
Коефіцієнт k_φ при $\bar{\lambda}/h \geq 10$	0,78	0,52	0,43	0,25	0,2

Мінімальний вміст фракцій діаметром D_m , що відповідає розрахунковій масі каменю в несортованому різнозернистому начерку, повинен прийматися відповідно до табл.2.15.

Наведені методики розрахунків дозволяють проектувати укисні гідротехнічні споруди різного функціонального призначення. При проектуванні укосів складної форми, і навіть споруд нових конструкцій, не передбачених рекомендаціями нормативних документів, слід вдаватися до наукового супроводу на основі експериментальних досліджень.

Таблиця 2.15

Значення коефіцієнта різнозернистості

Коефіцієнт різнозернистості D_{60}/D_{10}	5	10	20	40-100
Мінімальний вміст фракцій діаметром $D_{ba}\%$ (за вагою)	50	30	25	20

2.6 Призначення відміток надводних частин гідротехнічних споруд над розрахунковими рівнями води

Призначення відміток надводних частин гідротехнічних споруд має дуже важливе практичне значення. У кожному конкретному випадку, в процесі проектування тієї чи іншої споруди, це завдання вирішується індивідуально з урахуванням цілого ряду факторів: функціонального призначення; конструктивних особливостей споруд; природних умов району будівництва. Очевидно, що при необґрунтованому завищенні цих позначок, відповідно збільшуватиметься вартість споруд, а при заниженні можливі переливи води, зледеніння надводних частин і навіть аварії.

Основними природними факторами є глибина води та розрахункові параметри хвиль, а також коливання рівня води. Від глибини води безпосередньо біля споруд залежать розрахункові параметри хвиль. В якості розрахункових розглядаються рівні 98% і 1% забезпеченості. З урахуванням саме цих рівнів розраховуються хвильові навантаження, та визначаються позначки верхньої будови споруд або низу надводних частин при різних розрахункових випадках. До уваги також береться клас капітальності споруд та їх конструктивні особливості.

Так, при призначенні відміток споруд укiсного типу основним фактором є висота нахату розрахункової висоти хвилі в системі шторму розрахункової повторюваності при розрахунковому рівні води 1% забезпеченості. Оскільки такий рівень враховує всі природні чинники, що впливають на його величину, то остаточну позначку споруди призначають з інженерним запасом, що може коливатися від 0,5 до 1,0м.

В Україні позначка надводної частини причальних споруд на захищених акваторіях над "0" порту, що відповідає рівню води майже 100% забезпеченості на Азовському та Чорному морях, приймається +2,5м.

Висота надводної частини огорожувальних споруд призначається виходячи з висоти розрахункової хвилі 1% забезпеченості в системі розрахункового шторму повторюваністю один раз на сто років. При цьому, з урахуванням нерегулярності вітрових можуть допускатися окремі випадки локальних переливів через проєктовані споруди хвилями рідкісної повторюваності.

Виходячи з критичного аналізу рекомендацій норм щодо призначення позначки низу верхньої будови морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд, у роботі /42/ були сформульовані відповідні пропозиції. Дані пропозиції враховують конструкцію споруди, а також її місцезнаходження в морі.

Конструкції опорних частин споруд можуть бути представлені одиночною циліндричною опорою великого діаметра (споруда типу «монопод», див. рис.2.41), або системою циліндричних опор (дві, три або чотири, див. рис. 2.42).

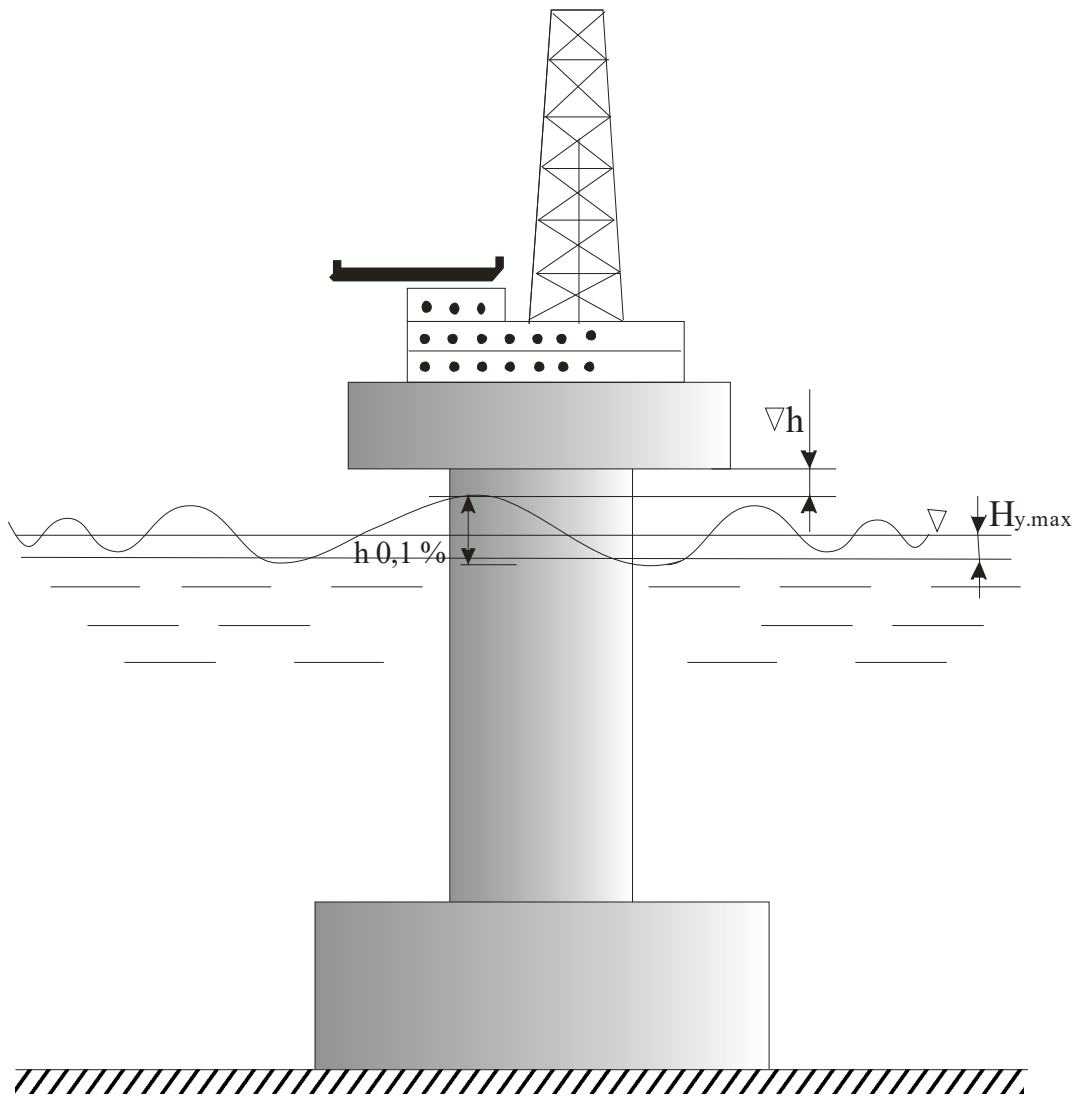


Рис. 2.41. Морська нафтогазопромислова споруда типу «монопод»

Морські нафтогазопромислові гідротехнічні споруди можуть мати і вертикальний профіль різної планової конфігурації (див. рис. 2.43). Що стосується розташування споруд у розрахунковій точці, то слід враховувати глибину води (глибока вода або відносно мілководдя), а також взаємозалежність коливань рівня води в морі та штормової діяльності.

У тих випадках, коли опорна частина споруди, яка встановлюється на глибокій воді (при відношенні глибини води до довжини розрахункової хвилі $d/\lambda > 0,5$), представлена одиночною циліндричною опорою великого діаметра (рис.2.41) або системою опор (рис.2.42) і під палубою відсутні будь-які пристрої, що знижують вертикальну складову хвильового навантаження, то розрахункова залежність матиме такий вигляд:

$$H_{\text{кл}} = H_{\text{уmax}} + \eta_{\text{сmax}} + \Delta h \quad (2.58)$$

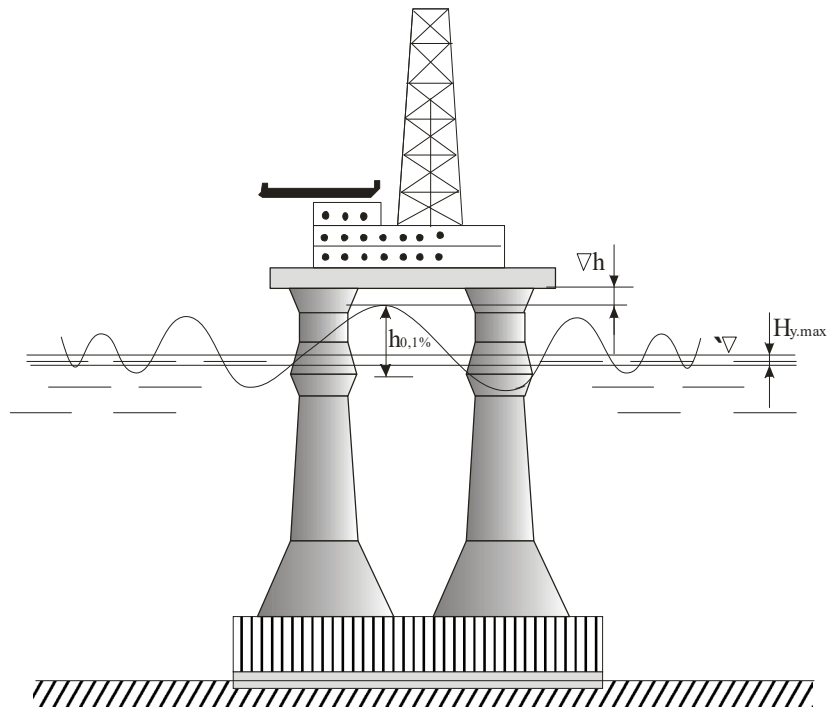


Рис. 2.42 Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда на кількох опорах

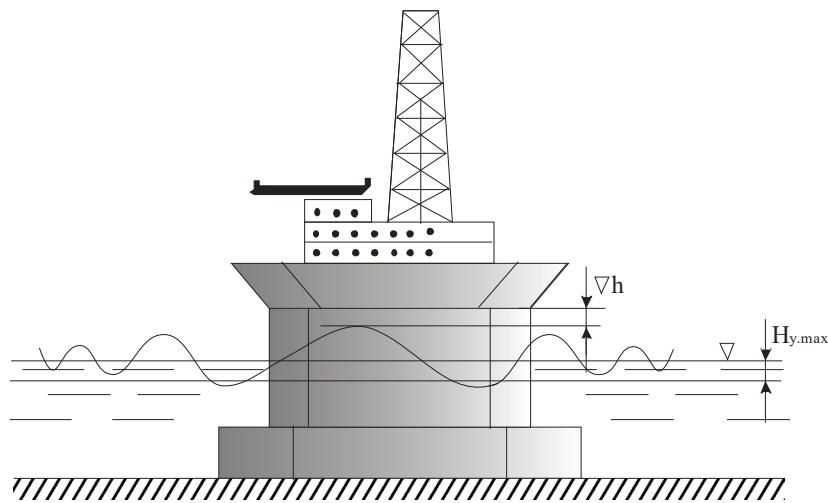


Рис. 2.43 Морська нафтогазопромислова гідротехнічна споруда вертикального профілю

де: $H_{y,max}$ – максимальний розрахунковий рівень води, який приймається згідно з вимогами норм /46/; η_{max} – максимальне підвищення гребеня розрахункової хвилі у контуру вертикальної циліндричної перешкоди; Δh – конструктивний запас, що дорівнює 10% від висоти гребеня хвилі 0,1% забезпеченості у системі розрахункового шторму, який визначається відповідно до вимог норм /46/.

Максимальне підвищення гребеня хвилі біля контуру вертикальної циліндричної перешкоди, η_{max} , м, над розрахунковим рівнем води слід визначати за формулою:

$$\eta_{\max} = \xi_{\max} \eta_{c,i} \quad (2.59)$$

де ξ_{\max} - коефіцієнт максимального підвищення хвилі біля контуру вертикальної циліндричної перешкоди, що визначається за таблицею 2.16 або за графіком на рис.2.44; $\eta_{c,i}$ - перевищення вершини хвилі з висотою забезпеченістю $i = 0,1\%$ над розрахунковим рівнем води, що визначається за формулою:

$$\eta_{c,i} = \frac{h_i}{2} + \frac{\pi h_i^2}{8\lambda} \frac{chkd(1+2ch^2kd)}{sh^3kd} \quad (2.60)$$

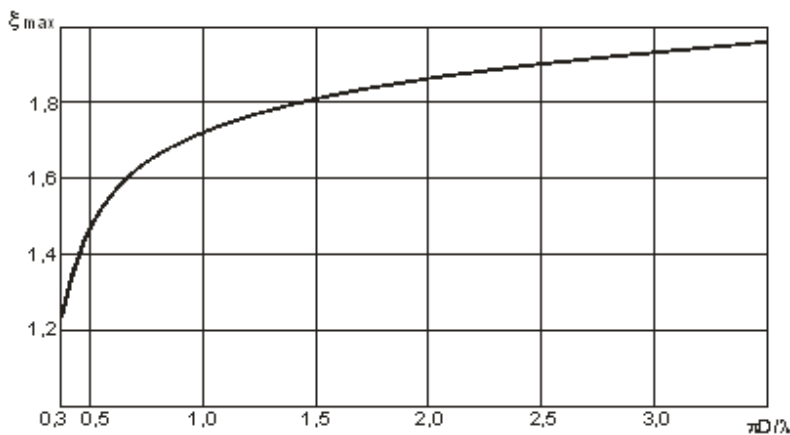


Рис.2.44 Значення максимальних підвищень гребенів хвиль біля циліндричних перешкод в залежності від відносного діаметра

Таблиця 2.16

Значення коефіцієнта максимального підвищення

D/λ	0,08	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,5	0,6	0,8	1,0
ξ_{\max}	1,00	1,10	1,40	1,55	1,72	1,78	1,82	1,85	1,91	1,96

У тому випадку, якщо така споруда буде встановлюватися на відносному мілководді (при $d/\lambda < 0,5$), то розрахункові параметри хвиль в системі розрахункового шторму необхідно приймати з урахуванням трансформації та рефракції хвиль при їх русі з глибокої води до споруди. І в першому і в другому випадках, згідно з рекомендаціями відомчих норм /6/, необхідно враховувати підвищення схвильованої поверхні η_{\max} у вертикальних циліндричних перешкод залежно від дифракційного параметра $\pi D/\lambda$.

При проектуванні морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд вертикального профілю у вигляді вертикальної стінки відмітку низу палуби слід призначати, використовуючи таку розрахункову залежність:

$$H_{\text{кл}} = H_{\text{ymax}} + \eta_{\text{cmax}} + \Delta h \quad (2.61)$$

де: $H_{y\max}$ – максимальний розрахунковий рівень води, який приймається згідно з вимогами норм /46/; $\eta_{c\max}$ – підвищення вільної поверхні біля вертикальної стінки, що відраховується від максимального розрахункового рівня води при впливі гребеня розрахункової хвилі 0,1% у системі розрахункового шторму, що визначається за залежністю (2.4) параграфу 2.2.1; Δh – конструктивний запас, який унеможливує попадання бризок хвиль на верхню будову, призначається виходячи з конструктивних особливостей верхньої будови на підставі аналізу результатів відповідних експериментальних досліджень.

Застосування різних типів камер гасіння під верхньою будовою на опорній частині морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд дозволяє незначний контакт розрахункових хвиль малої забезпеченості з верхньою будовою. При цьому величина вертикальної складової хвильового навантаження не становитиме небезпеки для споруди. У такому разі відстань від розрахункового рівня води до позначки низу верхньої будови може призначатися з урахуванням розрахункових параметрів хвиль у системі шторму розрахункової повторюваності в районі будівництва та в залежності від капітальності споруд, що проектуються. Слід також зазначити, що в даний час відсутні чіткі критерії, за допомогою яких можна встановити, до якого класу капітальності можна віднести ту чи іншу морську нафтогазопромислову гідротехнічну споруду. Ця класифікація потребує відповідної розробки у найближчому майбутньому. Що стосується конструктивного запасу, він повинен призначатися з урахуванням конструкції опорних частин споруд, типів камер гасіння або інших конструктивних елементів під верхньою будовою на підставі аналізу результатів фізичного моделювання на тривимірних моделях.

При проектуванні морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд наскрізного типу (див. рис.2.45) для облаштування морських родовищ вуглеводнів в незамерзаючих морях, розрахункова залежність щодо визначення позначки низу верхньої будови над розрахунковим рівнем води буде дещо відмінною від попередніх.

Враховуючи те, що опорні частини наскрізних споруд складаються з обтічних елементів, що не порушують гідродинамічну структуру вітрових хвиль, то в процесі взаємодії хвиль з такими спорудами виключається їх відображення від опорної частини. У таких випадках розрахункова залежність набуде наступного вигляду:

$$H_{\text{кл}} = H_{y\max} + 0,6 h_{1\%} + \Delta h \quad (2.62)$$

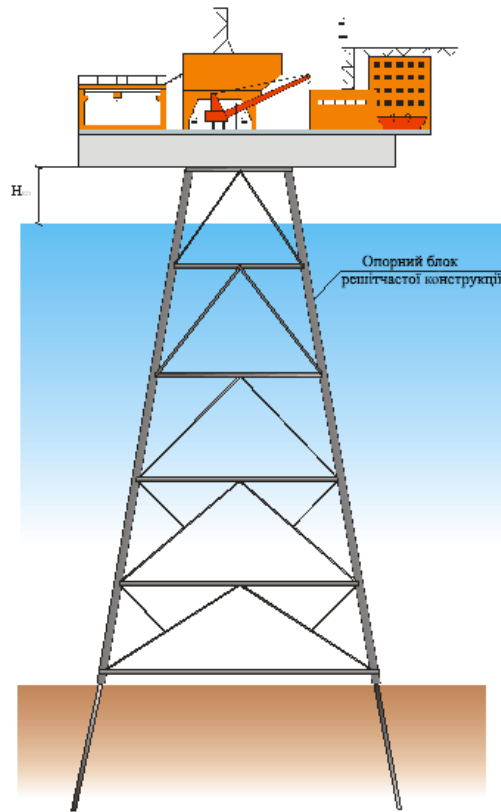


Рис. 2.45 Підвищення палуби МНГС наскрізного типу над розрахунковим рівнем

де: $H_{\text{умax}}$ – максимальний розрахунковий рівень води, який приймається відповідно до вимог нормативного документа /46/; $h_{1\%}$ – розрахункова висоти хвилі 1% забезпеченості у системі розрахункового шторму з урахуванням глибини води у місці встановлення споруди; Δh – конструктивний запас, що унеможливує попадання бризок хвиль на верхню будову, призначається виходячи з конструктивних особливостей верхньої будови на підставі аналізу результатів відповідних експериментальних досліджень.

Проте, уточнення позначки низу палуби МНГС з урахуванням гідрометеорологічних характеристик, топографії дна та інших природних умов конкретного району будівництва має здійснюватись у процесі наукового супроводу кожного конкретного проекту на підставі аналізу результатів фізичного моделювання на тривимірній моделі.

2.7. Захист поверхневих шарів ґрунтів від розмивів біля фундаментів гідротехнічних споруд

Загальновідомим є той факт, що при зведенні гідротехнічних споруд на невеликих глибинах під впливом вітрових хвиль і течій відбувається розмив поверхневих шарів ґрунтів біля фундаментів. Це, перш за все, відноситься до огорожувальних та берегозахисних споруд, а також до морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд (див. рис. 2.46) при відносно невеликих глибинах. З цієї причини ще на різних стадіях проектування

розглядаються варіанти захисту морського дна від розмивів. Якщо конструктивні рішення цього питання будуть недостатньо ефективні або в процесі виконання робіт будуть відступи від вимог нормативних документів, то розмиви можуть викликати втрату стійкості гідротехнічних споруд. Щоб уникнути таких небажаних явищ, перш ніж розробляти конструкцію захисту, у проектній практиці визначають величину донних швидкостей з урахуванням параметрів хвиль та глибини води біля споруд. Відповідно до розрахункових значень донних швидкостей, підбирають відповідну крупність каменю або щебеню. Найбільш надійними є розрахунки донних швидкостей з урахуванням розмірів та форм фундаментних частин споруд, що проектуються. На стадії проекту також враховується середня тривалість та напрямки штормів у місці зведення споруд, а також розрахункові параметри хвиль у системі розрахункового шторму.

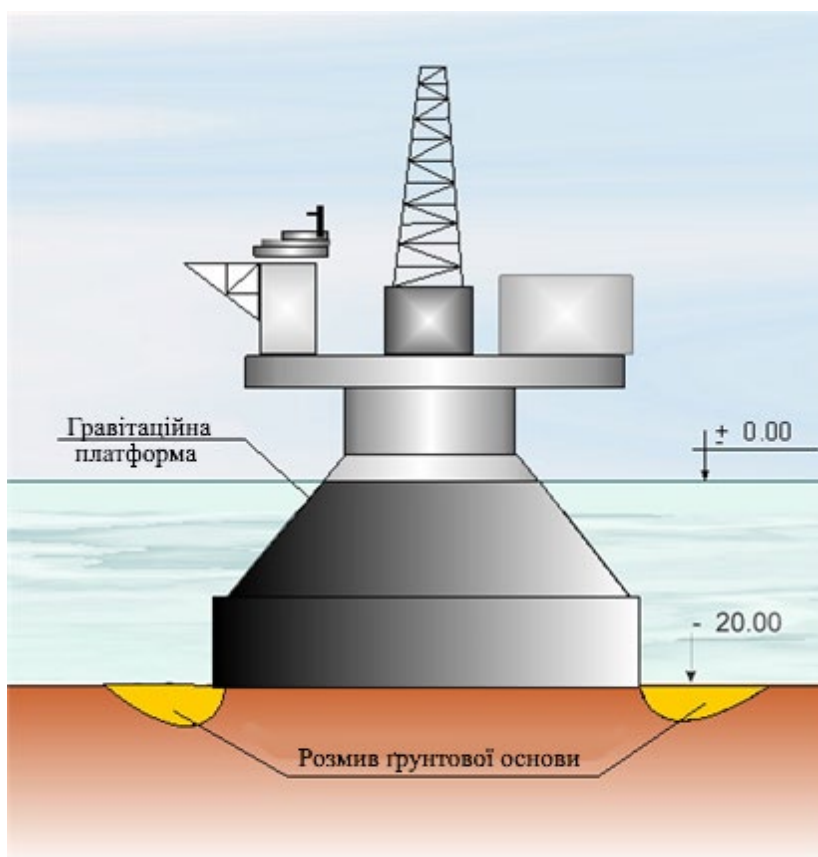


Рис.2.46 Розмив біля фундаментів МНГС гравітаційного типу

Вперше у Радянському Союзі у 80-х роках минулого століття експериментальні дослідження з розмиву донного ґрунту у моделей морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд гравітаційного типу були проведені під керівництвом І.Ш. Халфіна у Галузевій науково-дослідній лабораторії ім. М.М. Джунковського Московського державного будівельного університету /50/.

При оцінці величин розмивів ґрунтової основи від спільного впливу течії та вітрових хвиль порівнюють значення швидкості в потоці води біля споруди зі значенням характерних швидкостей, які відповідають певним

стадіям руху частинок поверхневих ґрунтів. У процесі руху частинок ґрунту під спільною дією течій і хвиль виділяють чотири характерні стадії /50/:

- стадія 1 – втрата стійкості окремих частинок на зсув та перекидання, початок торкання з місця частинок;
- стадія 2 – початок масового руху частинок та утворення рифелів;
- стадія 3 – стирання рифелей та масовий рух частинок по морському дну;
- стадія 4 – масовий рух завислих частинок.

Початок торкання частинок ґрунту (стадія 1) характеризується певною швидкістю води, яка отримала назву критичної швидкості, яка визначається за формулою:

$$v_{кр} = \sqrt{\frac{\tau_{кр}}{\rho}} \quad (2.63)$$

де $\tau_{кр}$ - критична дотична напруга у воді біля морського дна;

ρ - щільність води.

На основі експериментальних досліджень було побудовано графік (рис.2.47) залежності донної критичної швидкості $v_{кр}$ від середнього діаметра частинок \bar{d} .

Характерні донні швидкості для інших стадій руху частинок ґрунту були встановлені на підставі експериментальних досліджень.

стадія 2: нижня межа швидкостей $v_{(2)min} = 1,25v_{кр}$, верхня межа швидкостей $v_{(2)min} = 3,5v_{кр}$;

стадія 3: $v_{(2)min} = 4,5v_{кр}$;

стадія 4: $v_{(2)min} > 4,5v_{кр}$.

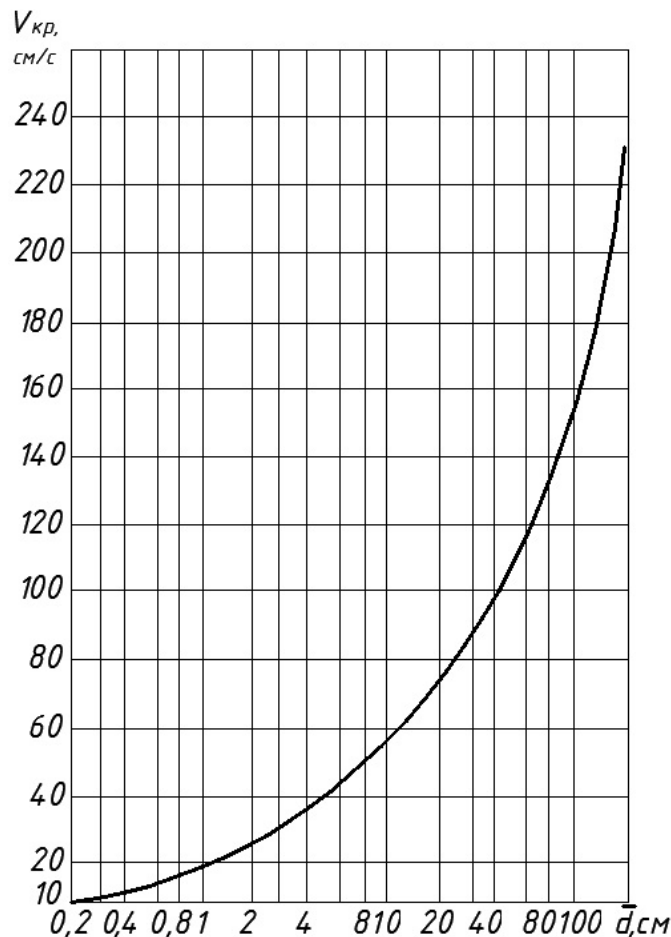


Рис.2.47 Залежність критичної донної швидкості від середнього діаметра частинок ґрунту при спільній дії течій та хвиль

Механізм розмиву ґрунтової основи біля циліндричної опори під впливом течії має характерні риси. При обтіканні опори потоком, що встановився, внаслідок гальмування у передній грані перешкоди виникає низхідна течія. Біля дна по його периметру утворюються підковоподібний вихор та бічні вихори. Підковоподібний вихор і формує вирву розмиву біля опори. Інтенсивність переднього вихору визначає глибину вирви розмиву, бічні вихори виносять ґрунт із вирви. Більш детально теоретичні основи та результати експериментальних досліджень розмивів ґрунтової основи викладені у книзі І.Ш. Халфіна /50/.

На основі аналізу результатів експериментальних досліджень було розроблено рекомендації щодо розрахунку глибини та площі розмивів біля опор МНГС при спільному впливі хвиль і течій. Вони включені у відомчий нормативний документ Росії і призначені для попередньої оцінки місцевих розмивів дна та призначення параметрів захисного відсипання у фундаментів морських гідротехнічних споруд.

Конструкцію захисту дна по периметру фундаментів морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд необхідно розробляти після оцінки глибини вирви місцевого розмиву. Воно вкрай необхідне у випадках якщо:

$$d_s \geq 0,75 A \quad (2.64)$$

де A – заглиблення захисної конструкції по контуру фундаменту МНГС, що проектується нижче поверхні ґрунту.

Вихідними даними при таких розрахунках є:

- глибина води d при розрахунковому рівні забезпеченості 1%;
- висота хвилі h забезпеченості 1% (в системі хвиль шторму заданої повторюваності);
- середній період хвиль T , с;
- середня за глибиною швидкість течії U_c , м/с;
- поперечний розмір фундаменту МНГС лише на рівні дна B , м;
- розрахунковий діаметр частинок ґрунту \bar{d}_q ;
- питоме зчеплення ґрунту c , кПа.

Максимальну хвильову швидкість на дні $U_{\omega,b}$ слід визначати за формулою:

$$U_{\omega,b} = \frac{h \varpi}{2 \sinh kd} \quad (2.65)$$

де ω і k – частота хвиль та хвильове число.

Оцінку місцевих розмивів дна необхідно виконувати за умови:

$$U \geq 0,25 U_{adm} \quad (2.66)$$

де U – розрахункове значення донної швидкості з урахуванням спільної дії течії та хвиль

$$U = K_b U_c + U_{\omega,b} \quad (2.67)$$

де K_b – коефіцієнт переходу від середньої до донної швидкості, який допускається приймати рівним 0,35.

U_{adm} – значення донної швидкості, коли відбувається втрата стійкості поверхневого шару ґрунту загалом. Це значення для незв'язних ґрунтів слід визначати за табл. 2.18 залежно від розрахункової крупності ґрунтових частинок \bar{d}_q , а для зв'язних ґрунтів по табл. 2.19 залежно від питомого зчеплення c .

Таблиця 2.18

Нерозмивні швидкості, U_{adm} , м/с для незв'язних ґрунтів

Розрахункова крупність ґрунтових частинок, мм	0,2	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
Значення швидкості U_{adm} , м/с	0,20	0,23	0,30	0,40	0,62	0,86

Таблиця 2.19

Нерозмивні швидкості, U_{adm} , м/с для зв'язних ґрунтів

Питоме зчеплення, кПа	1	5	10	15	20	30
Значення швидкості U_{adm} , м/с	0,18	0,29	0,39	0,47	0,53	0,64

Глибину вирви, при розмиваннях дна хвилями та течією у безпосередній близькості біля фундаментів МНГС, слід визначати за формулою:

$$d_s = 0,12 B K_d K_u (1 - e^{-0,4U}) \quad (2.68)$$

де K_u - коефіцієнт, що приймається за табл. 2.20 залежно від відношення U/U_{adm} ; U - швидкість за формулою (2.67), заміряна м/с; K_d - коефіцієнт, який приймається за табл. 2.21 залежно від відношення d/B (d - глибина води біля споруди, B - ширина опори на рівні ватерлінії).

Таблиця 2.20

Значення коефіцієнта K_u

U/U_{adm}	Менш 0,25	0,50	0,75	1,00	більше 1,25
Значення коефіцієнта K_u	0	0,25	0,50	0,75	1,00

Таблиця 2.21

Значення коефіцієнта K_d

d/B	менше 0,1	0,2	0,5	0,8	1,0	більше 1,2
Значення коефіцієнта K_d	0,45	0,55	0,60	0,70	0,80	0,90

В даний час в Україні практично відсутній досвід будівництва споруд великих поперечних розмірів у мілководній частині шельфу, що характеризується течіями та штормовими впливами. Такі споруди вимагають здійснення надійних заходів щодо захисту їх основ від місцевого розмиву.

Будівництво гравітаційних глибоководних платформ в умовах Північного моря показало, що застосування ребристих («спідничних») конструкцій по контуру фундаментної частини споруди та невеликої відсипки гравію або каменю забезпечують надійний захист ґрунтової основи. Місцевий розмив ґрунтової основи у фундаментів МНГС виникає і розвивається відразу після встановлення споруди на морське дно. З цієї

причини заходи щодо захисту основи повинні виконуватися або одночасно або безпосередньо після встановлення морської нафтогазопромислової споруди в проектне положення.

В інженерній практиці найбільш широко застосовується пасивний захист у вигляді штучних покриттів ґрунтової основи з використанням кам'яного начерку та контр-фільтра. У цьому випадку розрахункову крупність каменю слід приймати за умови:

$$D_p \geq 0,9(0,8 U_{\omega,b} + 0,4 U_c)^2/g \quad (2.69)$$

Товщину шару кріплення H_p слід приймати не менше $3 \cdot D_p$, а ширину кріплення B_p не менше $8 \cdot H_p$. Розміри захисного начерку в плані у споруди слід призначати таким чином, щоб ширина захисного покриття навколо споруди була найбільшою з двох величин:

- максимальної довжини вирви розмиву;
- відстані від контуру опори до першого вузла стоячої хвилі, що дорівнює $0,25\lambda$, де λ – довжина розрахункової хвилі.

Максимальна довжина вирви розмиву $l_{p,max}$ рекомендується визначати за такою формулою:

$$\frac{l_{p,max}}{D} = 0,43 \left[\left(\frac{U}{v_{кр}} \right) - 0,5 \right] \quad (2.70)$$

де U - максимальна швидкість у опори, що визначається за формулою (2.67); $v_{кр}$ - донна критична швидкість для частинок ґрунту, що складає ґрунтову основу, визначається за графіком на рис. 2.47; D - діаметр опори на рівні ватерлінії.

Тим не менш, фізична картина процесу розмиву ґрунтової основи при впливі хвиль набагато складніша і в даний час для опису такого не простого фізичного процесу не існує достовірної математичної моделі і для вивчення цього явища поки що залишається шлях фізичного моделювання. Тому остаточне рішення про влаштування захисного кріплення слід приймати, ґрунтуючись на аналізі результатів спеціальних модельних досліджень, виконаних з урахуванням топографії дна, глибини води та розрахункових параметрів хвиль та течій у місці встановлення конкретної споруди.

Досвід будівництва острівних нафтогазовопромислових гідротехнічних споруд на Алясці показав, що вартість захисту від місцевого розмиву становить істотну частину загальної вартості будівництва. Проте, підводно-технічні роботи з ліквідації розмивів у споруд, що експлуатуються, які викликані недостатнім захистом основи, будуть значно дорожчими.

Враховуючи ту обставину, що в даний час ця проблема недостатньо вивчена, цілком доцільним у процесі експлуатації гідротехнічних споруд проводити регулярні спостереження за технічним станом конструкцій захисту біля фундаментів. При цьому дуже корисними будуть дані про параметри штормів та тривалість їх дії.

3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ХВИЛЬОВИХ ВПЛИВІВ

У процесі проектування гідротехнічних споруд, які під час експлуатації піддаватимуться впливу вітрових хвиль, існує низка питань, не вирішуваних повною мірою суто теоретичним шляхом. Це пов'язано насамперед із різноманіттям вихідних даних, які підлягають відповідному обліку на різних стадіях проекту. У чинних нормативних документах можуть бути відсутні необхідні рекомендації для того чи іншого розрахункового випадку конкретного проекту, який раніше не зустрічався в проектній практиці. Найчастіше доводиться враховувати взаємовплив різних чинників на роботу об'єктів, в процесі їх проектування. Слід особливо відзначити, що всі гідротехнічні споруди є унікальними, оскільки кожна з них неповторна за цілою низкою відмінних ознак.

З цієї причини розробка проекту кожної гідротехнічної споруди, а тим більше цілого їх комплексу, не може обходитися без належного наукового супроводу. Науковий супровід дозволяє оперативно проводити дослідження низки питань, що виникають як на стадії техніко-економічного обґрунтування, так і під час розробки технічного проекту. На підставі аналізу результатів таких досліджень, виконаних з урахуванням природно-кліматичних умов району будівництва та місця розташування об'єктів, розробляються рекомендації щодо їх впровадження на завершальній стадії проектування.

Науковий супровід виконується спеціалізованими установами академічної, галузевої чи вузівської науки. Якщо проектна організація не має у своїй структурі відповідної науково-дослідної частини, то необхідні для конкретного проекту дослідження замовляють, укладаючи договори, зі сторонніми науково-дослідними інститутами або центрами. В особливо відповідальних випадках аналогічні дослідження проводять у двох чи трьох науково-дослідних організаціях. Тоді на підставі порівняння та аналізу отриманих результатів досліджень приймаються остаточні оптимальні рішення.

Розвинені держави виділяють цілеспрямовані кошти на наукові дослідження для розробки та створення нормативної бази для всіх галузей, включаючи будівництво. На підставі аналітичних та експериментальних досліджень оновлюються діючі та створюються нові нормативні документи, без яких неможливо успішно розвивати ту чи іншу галузь.

Дослідження хвильових впливів на гідротехнічні споруди проводяться теоретичним та експериментальним шляхами. Проте правильно поставлений експеримент є критерієм оцінки результатів теоретичних досліджень та перевірки гіпотез. Тому найбільш поширеними в інженерній практиці завжди були дослідження на фізичних моделях, оскільки вони дозволяють без суттєвих економічних витрат вивчати поведінку майбутніх споруд, в тому числі й у екстремальних ситуаціях. Таким чином, лабораторні дослідження

дозволяють вирішувати низку завдань наукового супроводу при проектуванні реальних гідротехнічних споруд. До таких завдань можна віднести:

а) визначення величини та характеру хвильових навантажень на моделі споруд складних форм, а також розподіл хвильового тиску по висоті та периметру споруд;

б) захищеність портів, що проектуються, від штормового хвилювання, що проникає на їх акваторію з урахуванням конструктивних особливостей причальних та інших гідротехнічних споруд;

в) визначення оптимального планового положення огорожувальних, причальних, берегоукріплювальних та судноремонтних споруд у порту з урахуванням параметрів дифрагованих хвиль у будь-якій точці акваторії;

г) поширення хвиль цунамі на акваторії порту;

д) визначення розмірів та оптимального положення бун та хвилеломів при захисті узбережжя великої протяжності;

е) дослідження характеру занесення підхідних каналів;

ж) ефективність роботи огорожувальних і берегозахисних споруд новітніх конструкцій, як на плоских, і на просторових моделях;

з) стійкість укосів різного призначення (молів та хвилеломів укосного типу, укосів гребель та дамб, укосів берегозахисних споруд).

3.1 Закони подібності та правила моделювання хвильових впливів

Моделювання хвильових впливів у лабораторних умовах базується на основних положеннях теорії подібності. При цьому дуже важливо, щоб процеси, що вивчаються на моделях, були б подібні до процесів, що відбуваються в натурних умовах. В таких випадках вважають, що зберігається фізична природа, досліджуваного на моделях явища, попри відмінність геометричних розмірів, швидкостей і матеріалів з яких виготовляються моделі /39/. Фізичне моделювання вимагає дотримання геометричної, кінематичної та динамічної подоби.

Системи вважаються геометрично подібними, якщо співвідношення їх розмірів однакові:

$$x_M: x_N = l_\lambda \quad (3.1)$$

Кінематична подоба виконується, якщо відносини швидкостей усіх відповідних частинок системи, що беруть участь у русі, рівні між собою, а їх траєкторії подібні:

$$T_M: T_N = T_\lambda \quad (3.2)$$

Дві системи динамічно (механічно) подібні, якщо вони подібні кінематичні і маси частинок обох систем, які беруть участь у русі, знаходяться в тому самому співвідношенні, а відносини сил, що діють на частинки, що беруть участь у русі, повинні бути рівні між собою:

$$m_M: m_N = m_\lambda F_M: F_N = F_\lambda \quad (3.3)$$

Таким чином, натурні та модельні об'єкти та процеси, які в них відбуваються фізично подібні, якщо в натурі і на моделі причини того самого фізичного характеру, викликають відносно рівні дії. Геометрична подоба натурі і моделі є обов'язковою у випадках, коли досліджувані процеси відбуваються в часі. Принцип фізичної подоби діє у межах застосування емпіричних законів фізики, тому досліджувані процеси в натурі і на моделі, і навіть стан натурі і моделі мають описуватися одними й тими ж рівняннями. Вирішуючи ці диференціальні рівняння для натурі та моделі, використовують однакові граничні умови, тому безрозмірні величини у цих рівняннях повинні бути відповідно однакові.

Динамічна подоба при гідравлічному моделюванні ґрунтується на другому законі Ньютона:

$$F = m \times a \quad (3.4)$$

У диференціальній формі рівняння (3.4) для умов натурі та моделі може бути подане наступним чином:

$$F_N = m_N \frac{d^2 x_N}{dT_N^2} \quad (3.5)$$

$$F_M = m_M \frac{d^2 x_M}{dT_M^2} \quad (3.6)$$

де F – рівнодіюча сил, що діють на частинку системи; m – маса частинок; T – час; x – відрізок шляху у довільному напрямі.

Якщо представити рівняння (3.5) і (3.6) у такій формі:

$$F = m \frac{1}{dT} \left(\frac{dx}{dT} \right) \quad (3.7)$$

а потім розділити одне рівняння на інше з урахуванням співвідношення (3.1) та (3.3), то вийде характеристичне рівняння

$$F_\lambda = m_\lambda \frac{L_\lambda}{T_\lambda^2} \quad (3.8)$$

що зв'язує чотири безрозмірні відносини і повною мірою відображає умови динамічної подоби.

Якщо прийняти, що $m_\lambda = \rho_\lambda L_\lambda^3$, то рівняння (3.8) матиме такий вигляд:

$$F_\lambda = \rho_\lambda \frac{L_\lambda^4}{T^2 \lambda} \quad (3.9)$$

$$\rho_\lambda v_\lambda^2 L_\lambda^2 F_\lambda^{-1} = 1 \quad (3.10)$$

Рівняння (3.10) є рівнянням масштабів, але якщо при дослідженнях моделі використовується та сама рідина, що і в натурі, то при $\rho=1$ дане рівняння видозміниться:

$$v_\lambda^2 L_\lambda^2 F_\lambda^{-1} = 1 \quad (3.11)$$

Оскільки хвилі на водній поверхні викликані силами гравітації та інерції, то відношення сил тяжіння визначається рівнянням:

$$F_\lambda = m_\lambda g_\lambda = \rho_\lambda g_\lambda L_\lambda^3 \quad (3.12)$$

Виходячи з того, що зовнішні та інерційні сили мають бути взаємно зрівноважені, праві частини рівнянь (3.8) та (3.12) можуть бути прирівняні:

$$m_\lambda \frac{L_\lambda}{T_\lambda^2} = \rho_\lambda g_\lambda L_\lambda^3 \quad (3.13)$$

На підставі перетворень (з урахуванням того, що $g_\lambda = 1$) були отримані такі важливі для інженерної практики залежності, що використовуються при фізичному моделюванні гідравлічних процесів:

$$T_\lambda = \sqrt{L_\lambda}; \quad (3.14)$$

$$V_\lambda = \sqrt{L_\lambda}. \quad (3.15)$$

Враховуючи що $\frac{v_\lambda^2}{L_\lambda g_\lambda} = 1$, було отримано закон моделювання Фруда:

$$\frac{v_M^2}{L_M g_M} = \frac{v_N^2}{L_N g_N} = \text{const} = \text{Fr} \quad (3.16)$$

Цей закон (закон Фруда) справедливий у тому випадку, якщо дві динамічно подібні системи перебувають у русі під впливом лише сил тяжіння.

Загальна силова дія вітрових хвиль на гідротехнічні споруди у вигляді перешкод великих поперечних розмірів може бути символічно представлена наступною залежністю:

$$F_x = F_f + F_d + F_{in} \quad (3.17)$$

де F_f – сила тертя по змоченій поверхні; F_d – лобовий опір перешкоди; F_{in} – інерційна складова хвильового навантаження.

Перші два члени виразу (3.17) F_f , F_d являють собою традиційну залежність, що використовується в теорії судна [38], в припущенні обтікання зануреного у воду тіла при відносній швидкості V в умовах плоско-паралельного руху (поток). Детальний розгляд цих компонентів показує, що F_f обчислюється залежно, наступним класичної формулі Фруда:

$$F_f = f \Omega V^{1,825} \quad (3.18)$$

де f – коефіцієнт; Ω – площа змоченої поверхні; V – швидкість.

Розрахунками встановлено, що величина F_f може становити не більше 1% загального хвильового навантаження.

F_d у загальному вигляді, виражається залежністю:

$$F_d = \frac{\gamma}{2g} d C_d \int_d^{-z_0} [V(z)]^2 dz \quad (3.19)$$

На підставі звичайного уявлення про хвильовий вплив на обтічні тіла, можна стверджувати, що, в момент виникнення максимумів хвильового навантаження на перешкоди великих поперечних розмірів, F_d буде близька до 0 через відсутність горизонтальних векторів хвильових швидкостей в переважній частині перешкоди при будь-якій фазі проходження хвилі. Тому виключення F_d із залежності (3.17) видається цілком виправданим. У таких випадках без істотних похибок можна вважати, що:

$$F \cong F_{in} \quad (3.20)$$

Слід зазначити, що інерційна складова хвильового навантаження є об'ємною силою. Таким чином, при дослідженнях хвильових навантажень на моделі гідротехнічних споруд складних форм, розміри яких можна порівняти з параметрами хвиль, справедливий закон гравітаційної подоби (закон Фруда). Причому він справедливий, як для горизонтальної (F_x), так і для вертикальної (F_y) складових хвильового навантаження:

$$Fr = \frac{V_x^2}{Lg} \quad (3.21)$$

де V_x – горизонтальна складова орбітальної швидкості частинок хвилі; L – характерний лінійний розмір.

При моделюванні процесу взаємодії хвиль з перешкодами, поперечні розміри яких можна порівняти з довжиною хвиль, необхідно дотримуватися і критерія Sh. Критерій Струхалія Sh у цьому випадку виконуватиметься автоматично:

$$Sh = \frac{V_x T}{L} \quad (3.22)$$

де T – часовий параметр.

Критерій Струхалія, або гомохронності, характеризує інерційні сили, що виникають при невстановленому русі рідини, зокрема при вітровому хвилюванні. При моделюванні обтікання перешкод хвилювим потоком з дотриманням критеріїв Fr і Sh основним питанням є встановлення нижнього значення числа $Re_{\text{доп.}}$, при якому вплив в'язкості на процес обтікання стає зневажливо малим. На підставі численних досліджень встановлено, що нижня межа автотельної зони для перешкод щодо малих діаметрів, що обтікаються хвилею, визначається числом Рейнольдса, рівним:

$$Re_{\text{доп.}} = V_x l / \nu = 1000 \quad (3.23)$$

де ν – коефіцієнт кінематичної в'язкості рідини.

У такому разі, навіть за мінімальних параметрів хвиль і розмірів моделей, досліджуваний діапазон чисел Re знаходиться в межах 20000 ÷ 25000. Отже, область даних досліджень можна розглядати практично автотельною.

Таким чином, при приведенні експериментальних даних, отриманих у процесі моделювання, до натурних умов, без істотних похибок можна використовувати додатково такі залежності, що визначаються моделюванням за критерієм Fr :

$$T_N = T_M \sqrt{\lambda_M} \quad (3.24)$$

$$V_N = V_M \sqrt{\lambda_M} \quad (3.25)$$

$$\omega_N = \omega_M \sqrt{\lambda_M} \quad (3.26)$$

$$F_{xN} = F_{xM} \lambda_M^3 \quad (3.27)$$

$$F_{yN} = F_{yM} \lambda_M^3 \quad (3.28)$$

де ω – прискорення частинок.

Індекси “ M ” та “ N ” відносяться відповідно до моделі та до природи.

λ_M – лінійний масштаб моделювання,

$$\lambda_M = L_N / L_M \quad (3.29)$$

де L_N – лінійний розмір природи; L_M – лінійний розмір моделі.

Звідси випливає, що аналітичні залежності, запропоновані для оцінки силового впливу хвиль на моделі гідротехнічних споруд складної форми, залежатимуть від абсолютних значень їх розмірів, глибин води та параметрів хвиль.

Необхідно також відзначити, що експериментальне вирішення багатьох інженерних завдань у галузі, що розглядається, може забезпечити більш високий ступінь достовірності в порівнянні з існуючими способами аналітичних розрахунків, іноді далекими від досконалості.

3.2. Експериментальні установки для дослідження хвильових впливів на моделі гідротехнічних споруд

Моделльні дослідження щодо взаємодії вітрових хвиль із гідротехнічними спорудами, що проектуються проводяться у гідрохвильових лотках та басейнах різної глибини, довжини та ширини. У сучасних лабораторних комплексах хвильові лотки і басейни розташовуються в закритих корпусах, що дозволяють проводити дослідження протягом року. Іноді такі споруди розміщуються і просто неба. У таких випадках проведення дослідів можливе лише у літніх умовах. На рис. 3.1 представлений приклад гідрохвильового лотка з моделлю берегозахисної споруди, що досліджується.



Рис.3.1 Гідрохвильовий лоток з досліджуваною моделлю

Слід зазначити, що чим довше хвильовий лоток, тим краще хвилева картина і, точніше результати експериментів. У таких лотках можна впливати на досліджувані моделі не відбитими від хвилегасника хвилями. Приклад такого лотка довжиною понад 70м представлений на фото рис.3.2.



Рис. 3.2 Довгий гідрохвильовий лоток

Хвильові басейни бувають глибоководними (див. фото на рис.3.3). У таких басейнах можна проводити експерименти з великомасштабними

моделями як плавучих, так і стаціонарних споруд. При досить великій їх довжині можна вивчити також ефективність роботи нових конструкцій берегозахисних та огорожувальних споруд на великомасштабних моделях. Крім цього, в таких басейнах можна відпрацювати способи буксирування та технології встановлення в проектне положення морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд в умовах відкритого моря, а також багато інших актуальних завдань.

У мілководних хвильових басейнах, насамперед, досліджують захищеність портів, що проектуються від вітрового штормового хвилювання, що проникає через ворота, з метою визначення оптимального планового положення і розмірів огорожувальних споруд. У таких басейнах можливе проведення досліджень ефективності комплексу берегозахисних споруд на стадії їх проектування, моделюючи по черзі окремі фрагменти берегів та топографію їх підводних частин.



Рис.3.3 Глибоководний хвильовий басейн із стаціонарним хвилепродуктором

На моделях підхідних каналів можна дослідити характер їх занесення з метою виявлення оптимального планового положення пасток для перехоплення потоків наносів /2/.

У мілководних басейнах, за допомогою напрямних пересувних щитів, у разі потреби, влаштовуються широкі лотки для проведення дослідів з великомасштабними моделями гідротехнічних споруд різних конструкцій. При цьому з'являється можливість вивчати картину розмивів дна біля фундаментів моделей таких споруд. Приклад мілководного басейну з

моделлю підхідного каналу та, вигордженим напрямними щитами лотком, представлений на фото рис.3.4.

І гідрохвильові лотки, і басейни обладнуються хвилепродукторами, здатними генерувати вітрові хвилі. У Радянському Союзі всі хвилепродуктори різних конструкцій могли генерувати лише регулярні хвилі різних періодів та висот. Винятком був хвилепродуктор, встановлений у гідрохвильовому лотку Галузевої науково-дослідної лабораторії ім. к_ф М.М. Джунковського в Московському інженерно-будівельному інституті (нині університет – МДБУ) на кафедрі Водного господарства та морських портів. Цей хвилепродуктор було розроблено та впроваджено В.М.Чудіновим /52/ під науковим керівництвом д.ф-м.н., професора Ю.М. Крилова наприкінці 60-х років минулого століття. Завдяки такому нововведенню цілим рядом дослідників були проведені експерименти щодо взаємодії як регулярних, так і нерегулярних хвиль з моделями різних типів морських гідротехнічних споруд.



Рис.3.4 Мілководний басейн з моделлю підхідного каналу та пересувним хвилепродуктором

Слід зазначити, що у передових країнах хвильові басейни обладнані хвилепродукторами клавійного типу. Вони можуть генерувати двомірні регулярні та нерегулярні хвилі, а також тривимірні нерегулярні. Необхідні для того чи іншого дослідження параметри хвиль задаються та контролюються за допомогою спеціальних комп'ютерних програм.

Реєстрація хвильового навантаження у лабораторних дослідженнях проводиться тензометричними датчиками різних конструкцій. На рис. 3.5а представлений кільцевий датчик, а на рис. 3.5б датчик консольного типу. Перший із датчиків може використовуватися в дослідах для реєстрації рівнодіючої вертикальної складової хвильового навантаження. Другий датчик застосовується для реєстрації рівнодіючої горизонтальної складової хвильового навантаження. Покази датчиків, як і характер хвильового навантаження, після перетворення електричних сигналів на цифрові, фіксуються в пам'яті комп'ютера за допомогою спеціально розроблених програм.

а)



б)



Рис.3.5. Датчики хвильового навантаження для реєстрації вертикальної (а) та горизонтальної (б) складових хвильового навантаження

Датчики хвильового навантаження є невід'ємною частиною експериментальних установок, які проектуються та виготовляються під конкретні досліджувані моделі гідротехнічних споруд з урахуванням їх конструктивних особливостей, масштабів та завдань досліджень. Так, на рис.3.6 представлена схема експериментального пристрою для досліджень хвильового навантаження на вертикальні циліндричні перешкоди.

У цій установці використовуються тільки датчики для реєстрації горизонтальної складової хвильового навантаження, оскільки вертикальна складова хвильового навантаження буде зневажливо мала порівняно з горизонтальною. Розрахункова схема при цьому відповідає статично визначеній вертикальній балці на двох опорах. Роль опор виконують верхній та нижній датчики, які реєструють опорні реакції. Алгебраїчна сума цих реакцій і є сумарною горизонтальною складовою хвильового навантаження. Знаючи відстані між датчиками, за допомогою рівнянь статички можна визначити і точку прикладення горизонтальної складової хвильового навантаження.

У випадках, коли досліджувані моделі споруд будуть піддаватися впливу як горизонтальної, та вертикальної складової хвильового навантаження, конструкція експериментальної установки повинна передбачати кріплення відповідних датчиків. На рис.3.7 представлена схема експериментального пристрою /7/ для синхронної реєстрації горизонтальної та вертикальної рівнодіючої хвильового навантаження, яка використовувалася в експериментах з моделями підводних резервуарів та МНГС типу “монопод”.

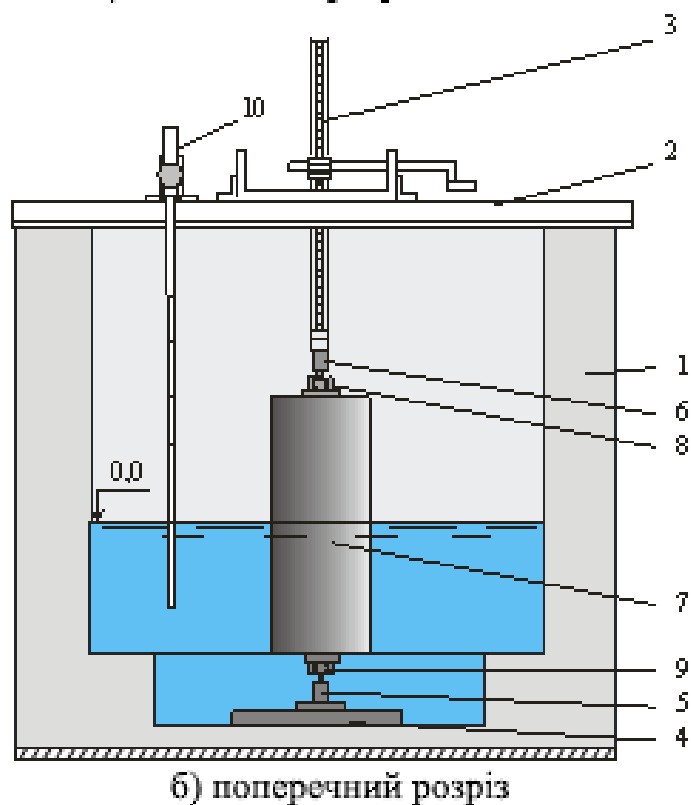
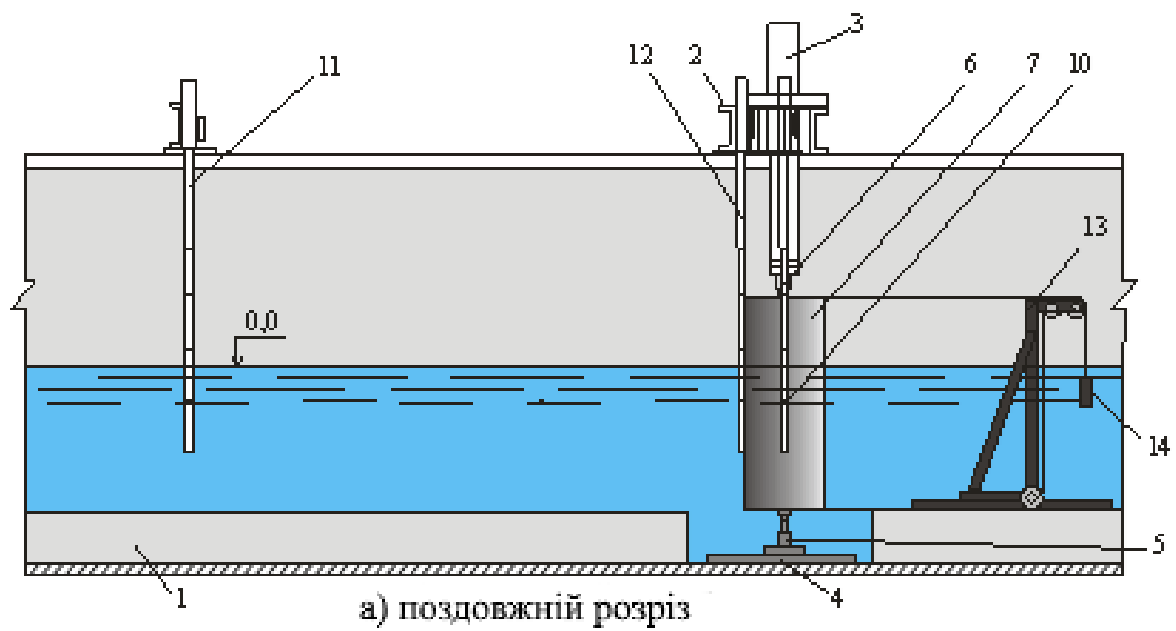
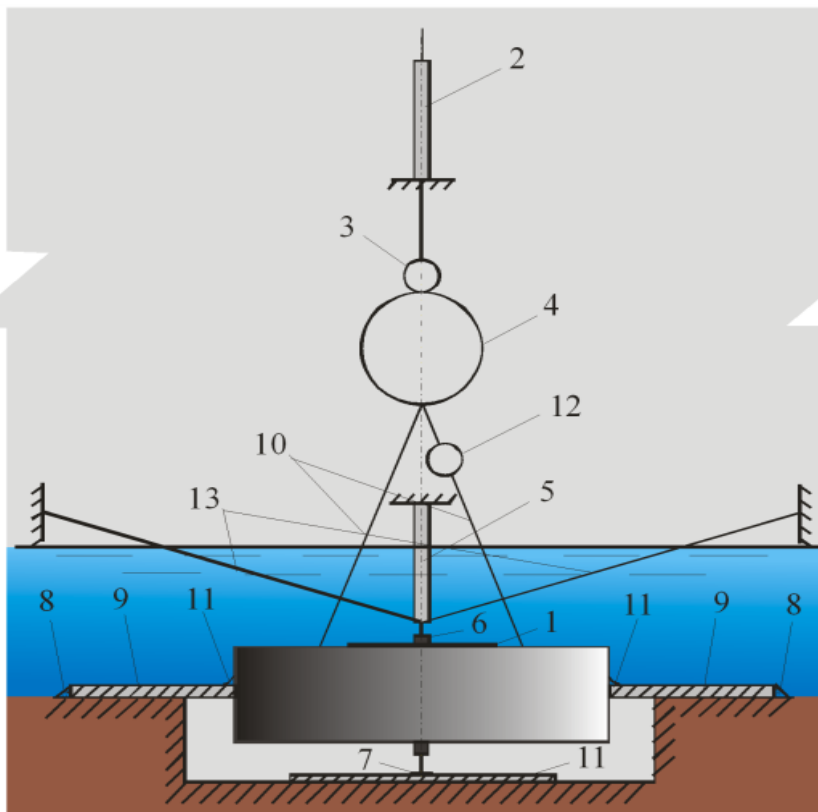


Рис. 3.6. Експериментальний пристрій для вивчення хвильових навантажень на циліндричні перешкоди великого діаметру
 1 – хвильовий лоток; 2 – поперечні балки; 3 – вертикальна штанга; 4 – опорна плита; 5 – нижній датчик (Дн) горизонтального навантаження; 6 – верхній датчик (Дв) горизонтального навантаження; 7 – модель циліндричної перепони; 8 – закладні деталі; 9 – головки датчиків; 10 – створний хвилеграф; 11 – передній хвилеграф; 12 – хвилеграф на моделі; 13 – градуювальний пристрій; 14 – різноваги.



Експериментальна установка з затопленим циліндром

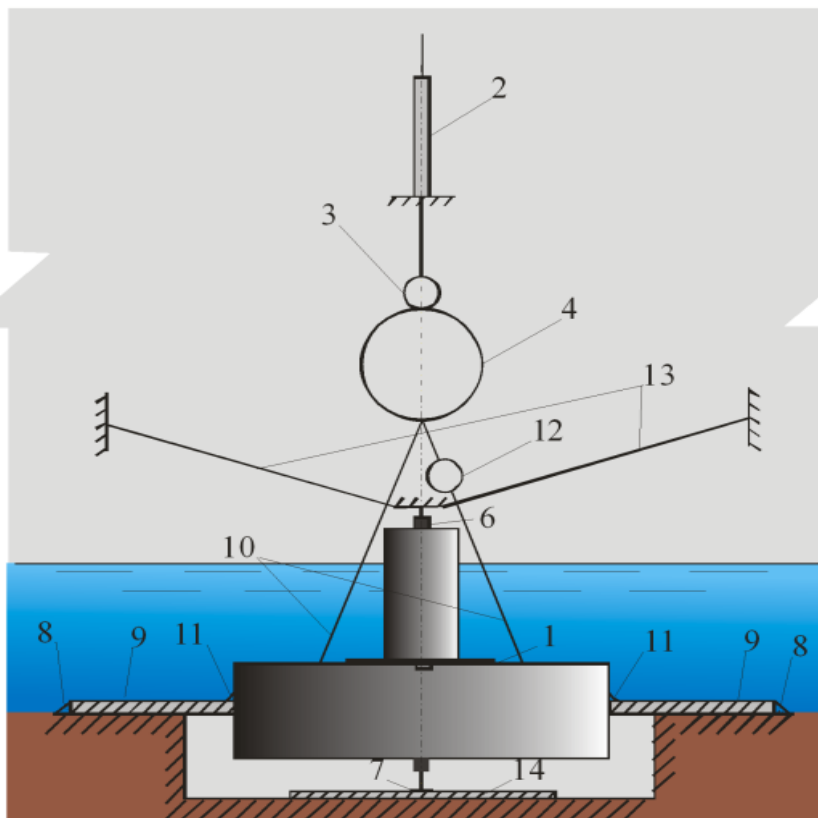


Рис. 3,7. Експериментальні установки для затопленого циліндру та «моноподу»

1 - металічні планки для фіксації моделі на тросах; 2 - натяжний пристрій; 3 - датчик вертикального навантаження; 4 - тарировочне кільце; 5 - консольна балка в обтічнику; 6 - верхній датчик; 7 - нижній датчик; 8 - цементний розчин; 9 - донна плита; 10 - кріпильний трос; 11 - гумовий бандаж; 12 - натяжний пристрій горизонтального положення моделі; 13 - продольні розтяжки; 14 - опорна плита

Проведення дослідів щодо дослідження хвильових навантажень на моделі різних споруд супроводжується синхронною реєстрацією параметрів хвиль у часі. Висоти та періоди хвиль фіксуються за допомогою хвилеграфів ємнісного типу. У різних дослідах передбачаються й різні схеми розташування хвилеграфів. Основною метою таких вимірювань є фіксація вихідних параметрів хвиль перед моделлю, у створі установки моделі, а також безпосередньо на їхній передній грані. Реалізації силових датчиків та параметрів хвиль у сучасних експериментальних дослідженнях реєструються за допомогою спеціально розроблених комп'ютерних програм.

Дослідження хвильових навантажень можуть здійснюватися за допомогою датчиків тиску, які монтуються в моделі випробуваних споруд таким чином, щоб їх мембрани вписувалися в лицьові та тилові поверхні моделей, не порушуючи їх форми. За допомогою реалізацій датчиків тиску можна будувати об'ємні епюри розподілу хвильового тиску по поверхні моделей у будь-який момент часу по відношенню до профілю хвиль, що на них впливають. Порівнюючи показання датчиків тиску та хвильових навантажень можна контролювати ступінь точності проведення дослідів.

3.3 Дослідження захищеності акваторій портів від проникаючого штормового хвилювання

У процесі проектування нових портів вирішується питання про оптимальне планове положення огорожувальних споруд та відповідне розташування воріт портів з урахуванням троянди вітрів у кожному конкретному районі будівництва. Зазвичай для будь-якого порту кілька напрямків штормів є несприятливими. Тому один із аспектів наукового супроводу передбачає обов'язкове моделювання акваторії майбутнього порту з метою вивчення зміни параметрів дифрагованих хвиль у міру їхнього поширення від воріт в глибину акваторії. Програми таких експериментальних досліджень повинні передбачати дослідження з дифрагованими хвилями від штормів різних напрямів, які становлять найбільшу небезпеку для кожного з портів, що проектуються. Основним завданням таких досліджень є отримання експериментальних значень коефіцієнтів дифракції біля причальних споруд проектного порту, а також у тих точках акваторії, які становлять найбільший інтерес. Коефіцієнт дифракції характеризує ступінь зміни параметрів хвиль у міру їхнього видалення від воріт порту вглиб акваторії. З аналізу результатів таких досліджень складається паспорт порту, який відображає стан схвильованої поверхні акваторії під час дії розрахункового шторму, отже, і ступінь захищеності від проникаючого хвилювання. Слід зазначити, що добре захищеною акваторією для сучасних суден вважається така акваторія, на якій найбільша висота хвилі ($h_{1\%}$ забезпеченості) у системі розрахункового шторму не перевищує 1м. Коефіцієнт дифракції характеризує ступінь зміни параметрів хвиль у міру їхнього видалення від воріт порту вглиб акваторії. Таким чином, в процесі

експериментальних досліджень на фізичних моделях фіксуються параметри вхідних хвиль на підході до воріт порту, що проектується, а також параметри хвиль в точках акваторії, які становлять інтерес для кожного конкретного проекту. Поставлена мета досягається тим, що у мілководних хвильових басейнах будується модель проектного порту з урахуванням топографії дна, планових положень, розмірів та конструкцій огорожувальних споруд, конфігурації підхідного каналу та типів конструкцій усіх гідротехнічних споруд на акваторії.

Врахування конструктивних особливостей споруд при цьому має велике значення. Так, наприклад, від причальних споруд у вигляді вертикальної стінки відбуватиметься повний відбиток дифрагованих хвиль, а причали пальових конструкцій з підпричальними укосами сприятимуть їх інтенсивному гасінню. Слід зазначити, що рекомендації СНиП2.06.04-82*/46/ щодо розрахунку коефіцієнтів дифракції в портах, що проектуються, не враховують конструктивних особливостей гідротехнічних споруд на проєктованих акваторіях, включаючи конструкції огорожувальних споруд. Тому вони можуть використовуватися тільки на попередніх стадіях проєктування.

Таким чином, найбільш достовірною інформацією з цього питання може бути отримана лише на підставі аналізу результатів експериментальних досліджень, отриманих на відповідній просторовій моделі з урахуванням усіх перерахованих вище факторів.

При проєктуванні та будівництві таких моделей допускається невідповідність горизонтального та вертикального масштабів. Так співвідношення горизонтальних і вертикальних масштабів може досягати 2. Практичний досвід проведення таких досліджень підтверджує, що в таких випадках не буває істотних похибок в досліджуваних процесах. На рис. 3.8 наведено приклад схеми моделі порту в мілководному басейні для експериментального дослідження параметрів дифрагованих хвиль у будь-якій точці акваторії при дії штормів від різних хвиле небезпечних напрямків. На цьому ж рисунку представлений приклад схеми розташування хвилеграфів (позначених буквою В) для реєстрації параметрів дифрагованих хвиль у різних точках досліджуваної акваторії.

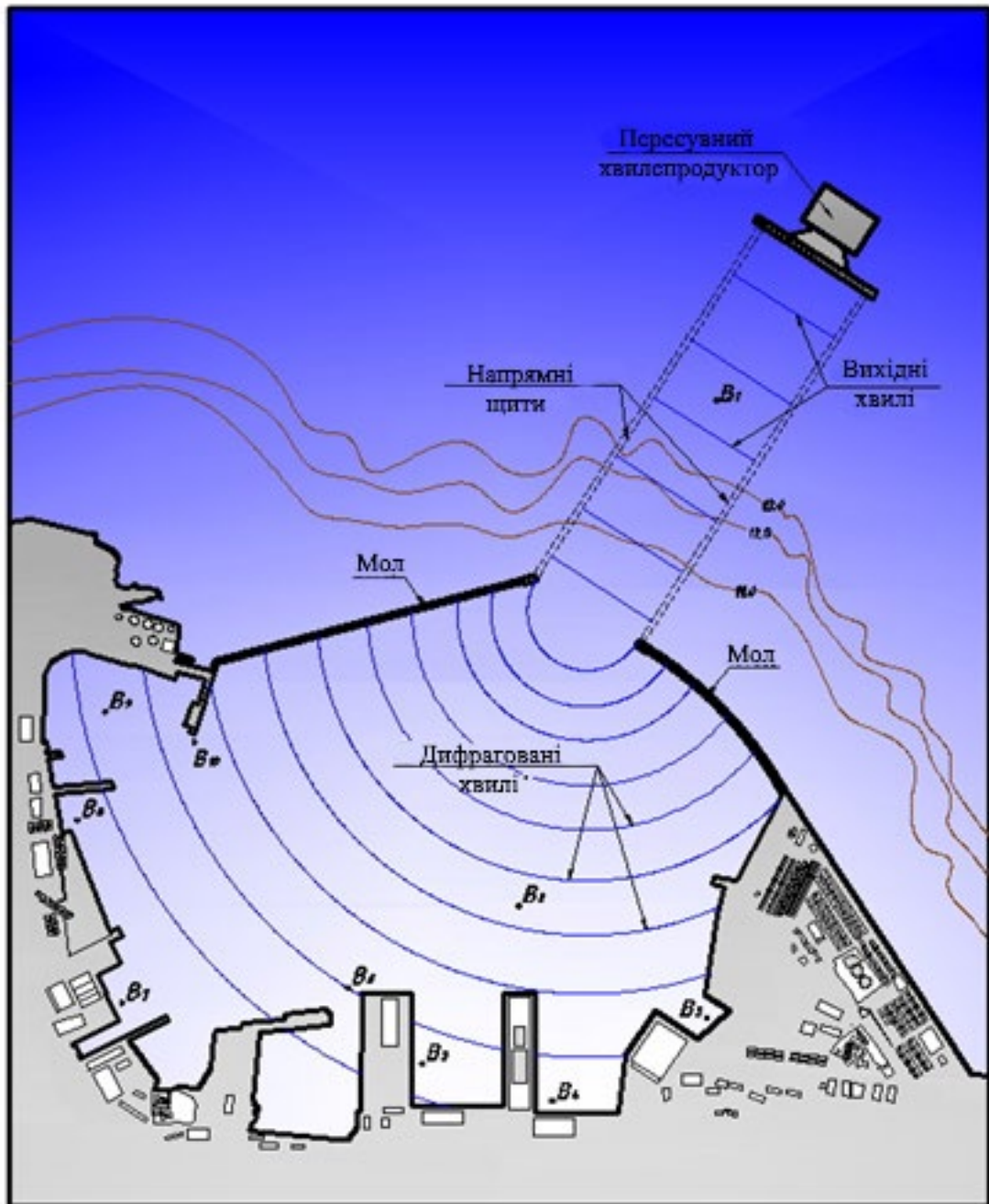


Рис.3.8 Приклад розташування моделі порту в мілководному басейні

У разі потреби на таких моделях можна відтворювати планове положення підхідних каналів з урахуванням їх розмірів і топографії дна. Тоді паралельно з експериментами із захищеності порту від проникаючого хвилювання можна проводити дослід з вивчення характеру занесення каналів наносами. Визначення конкретних обсягів наносів може здійснюватися на основі аналізу результатів математичного моделювання, які, зазвичай, доповнюють результати експериментальних досліджень /2/. Аналіз спільних результатів дозволяє на стадії проекту приймати остаточні оптимальні рішення щодо планових положень підхідних каналів та їх розмірів, а також розмірів та розташування пасток для перехоплення наносів.

4. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ХВИЛЬНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

У цьому розділі наведені приклади розрахунку основних параметрів хвиль на глибокій воді та на мілководді з урахуванням впливу трансформації та рефракції на параметри хвиль. Як було зазначено вище, при переміщенні вітрових хвиль з глибоководної в мілководну зону відбувається їх трансформація, пов'язана зі зменшенням глибини води. Крім того, зменшення глибини води та відповідна зміна топографії дна викликають викривлення хвильового фронту. Ця обставина призводить до зміни (зменшення) розрахункових параметрів хвиль (див. рис.1.9) порівняно з глибоководною зоною. Тут також представлені приклади розрахунків хвильових навантажень на основні типи морських гідротехнічних споруд. Усі розрахунки виконано відповідно до вимог чинного нормативного документу /46/.

4.1. Визначення розрахункових параметрів хвиль

4.1.1. Розрахунок параметрів хвиль на глибокій воді

Вихідні дані: швидкість вітру на висоті 10 метрів над поверхнею водойми становить $V = 18 \text{ м/с}$; довжина розгону $L = 90 \text{ км}$; глибина води перед спорудою $d = 30 \text{ м}$.

Потрібно визначити розрахункові значення параметрів вітрових хвиль на глибокій воді.

Рішення

Відомо, що до розрахункових параметрів хвиль у системі шторму відносяться: середній період \bar{T} , середня довжина $\bar{\lambda}$ та висота хвилі необхідного відсотка забезпеченості $h_{i\%}$.

Так, щоб розрахувати середню висоту хвилі \bar{h} та середній період \bar{T} , необхідно визначити вхідні безрозмірні параметри $\frac{g \cdot L}{V^2}$ і $\frac{g \cdot d}{V^2}$:

$$\frac{g \cdot L}{V^2} = \frac{9,81 \cdot 90000}{18^2} = \frac{882900}{324} = 2725$$

$$\frac{g \cdot d}{V^2} = \frac{9,81 \cdot 30}{18^2} = \frac{294,3}{324} = 0,9$$

Потім за сімейством кривих на рис.1.7 цього підручника визначають $\frac{g \cdot \bar{h}}{V^2}$ та $\frac{g \cdot \bar{T}}{V}$.

Так, для $\frac{g \cdot L}{V^2} = 2725 \cdot \frac{g \cdot d}{V^2} = 0,9$ відповідно до цих графіків $\frac{g \cdot \bar{h}}{V^2} = 0,055$, а $\frac{g \cdot \bar{T}}{V} = 3,13$.

Звідси, середня висота хвилі \bar{h} дорівнює:

$$\bar{h} = \frac{0,055 \cdot V^2}{g} = \frac{0,055 \cdot 18^2}{9,81} = \frac{17,82}{9,81} = 1,8 \text{ м}$$

а середній період \bar{T} с кладе:

$$\bar{T} = \frac{3,13 \cdot V}{g} = \frac{3,13 \cdot 18}{9,81} = \frac{56,34}{9,81} = 5,7 \text{ с}$$

Тоді середня довжина хвилі $\bar{\lambda}$ визначається залежно (151) /46/:

$$\bar{\lambda} = \frac{9,81 \cdot 5,7^2}{2 \cdot 3,14} = \frac{318,73}{6,28} = 51 \text{ м}$$

Розрахункова висота хвилі визначається за такою формулою:

$$h_{1\%} = \bar{h} \cdot k_{1\%}$$

де \bar{h} - середня довжина хвилі в системі шторму, рівна $\bar{h} = 1,8 \text{ м}$; $k_{1\%}$ - коефіцієнт, що залежить від параметра $\frac{g \cdot L}{V^2}$ та прийнятий за графіками рис.1.8.

У цьому прикладі $\frac{g \cdot L}{V^2} = 2725$ тому $k_{1\%} = 2,25$, а розрахункова висота хвилі:

$$h_{1\%} = \bar{h} \cdot k_{1\%} = 1,8 \cdot 2,25 = 4,05 \text{ м}$$

4.1.2. Визначення розрахункових параметрів хвиль з урахуванням трансформації та рефракції хвиль на мілководді

Вихідні дані: розрахункова швидкість вітру дорівнює $V = 20 \text{ м/с}$; довжина розгону шторму $L = 100 \text{ км}$.

Визначити розрахункові параметри хвиль з урахуванням рефракції та трансформації хвиль на мілководді.

Рішення.

Середню висоту \bar{h}_d , м та середній період хвиль \bar{T} , с на ізобаті, що розглядається, визначають аналогічно попередньому прикладу за графіками рис.1.7, а середню довжину хвилі за тією ж залежності, що і в першому завданні. Результати розрахунків зведені до таблиці (див. табл.4.1).

Середню довжину хвиль $\bar{\lambda}$, м у мілководній зоні при відомому значенні \bar{T} визначають за формулою (1.5) цього підручника.

Висоту хвилі $i_{\%}$ забезпеченості в системі шторму $\bar{h}_{d,i}$, визначають множенням середньої висоти хвилі на коефіцієнт k_i , що приймається за графіками рис.1.8 за безрозмірним параметром $\frac{g \cdot L}{v^2}$.

Перед побудовою плану рефракції, вважаючи, що малі зміни глибини води не впливають на значення довжини хвилі, згладжують ізобати на ділянках рівних 5λ , що унеможлиблює рефракції хвиль, оскільки усуваються різкі перепади глибин. Між згладженими ізобатами проводять середні лінії, що відповідають глибині $1/2 (d_i + d_{i+1})$ (див. рис.4.1). На глибокій воді, відповідно до напрямку поширення хвиль, а також, залежно від необхідної точності побудови плану рефракції, наносять хвильові промені (1-й промінь, 2-й промінь, 3-й промінь), відстані між якими рівні a_d . Побудова ведеться незалежно для кожного променю. Вихідний промінь проводять до середньої лінії між ізобатами $d_0 = 0,5\lambda_d$ і d_1 . У точці їх перетину промінь повертається на кут $\Delta\alpha_{r,0}$ у бік менших глибин.

Таблиця 4.1

До розрахунку параметрів хвиль на мілководді

№ n/ n	T, с	λ , м	k d	th kd	λ_2 , м мілководна зона	d, м	d/ λ	α , град.			$\Delta\alpha$, град.			kr, мі ж 1 і 2 про мен ем	kr, мі ж 2 і 3 про мен ем	kt	kl	hl %, мі ж 1 та 2 про мен ем	hl %, мі ж 2 та 3 про мен ем
								1-й промінь	2-й промінь	3-й промінь	1-й промінь	2-й промінь	3-й промінь						
<i>Глибоководна зона, d/λ > 0,5</i>																			
	6, 0	56, 4	-	-	-	30	0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<i>Мілководна зона, d/λ < 0,5</i>																			
1	6, 0	56, 4	2, 8	0, 99	56, 01	25	0,4	31	35	24	0, 1	0, 1	0, 1	1,0 0	1,0 0	1, 0	0, 98 4	4,2 4	4,2 4
2		56, 4	2, 3	0, 98	55, 24	20	0,4	23	24	27	0, 4	0, 4	0, 4	1,0 0	1,0 0	0, 99	0, 96 2	4,0 2	4,0 3
3		56, 4	1, 8	0, 94	53, 24	15	0,3	16	16	19	1, 1	1, 2	1, 2	1,0 0	1,0 0	0, 95	0, 93	3,5 2	3,5 4
4		56, 4	1, 3	0, 86	48, 53	10	0,2	18	16	13	2, 1	2, 0	1, 6	0,9 9	0,9 8	0, 92	0, 91 6	2,9 3	2,9 2
5		56, 4	0, 8	0, 68	38, 17	5	0,1	22	13	19	4, 6	3, 4	4, 4	0,9 8	1,0 0	0, 95	0, 85	2,3 2	2,3 6
6		56, 4	0, 6	0, 55	30, 78	3	0,0 5	17	12	97	3, 9	2, 5	2, 2	0,9 2	1,0 0	1, 03	0, 79	1,7 3	1,9 2
7		56, 4	0, 5	0, 45	25, 63	2	0,0 4	20	16	22	2, 3	1, 9	2, 5	0,8 5	1,0 5	1, 06	0, 78	1,2 2	1,6 6

Величину $\Delta\alpha_{r,i}$ знаходять по номограмі (див. рис.6) /46/. Для того, щоб скористатися номограмою, необхідно знайти кут рефракції $\Delta\alpha_{r,0}$ та відносні глибини на сусідніх ізобатах d_0/λ_d . Значення цих величин визначають по мапі. Щоб визначити кут повороту $\Delta\alpha_{r,0}$ на номограмі з точки з абсцисою d_1/λ_d проводять перпендикуляр до кривої, що відповідає значенню d_0/λ_d . З отриманої точки будують горизонтальну лінію до перетину з кривою, що знаходиться у правій частині номограми та відповідає куту рефракції $\Delta\alpha_{r,0}$. Далі опускають перпендикуляр на вісь абсцис правої частини номограми та набувають значення $\Delta\alpha_{r,0}$. Таку побудову проводять для всіх променів. В результаті отримують систему променів, взаємне розташування яких визначає характер зміни висоти хвилі.

Висоту хвиль i_0 забезпеченості h_i , м, у мілководній зоні з ухилами дна 0,002 і більше обчислюють за формулою (153) /46/. Коефіцієнти k_t, k_r і k_l визначають за п.18 /46/. Так, коефіцієнт трансформації приймають за графіком 1 рис.5. Для цього спочатку на ізобатах, що розглядаються, знаходять відносні глибини d/λ_d (d - глибина води на ізобаті, м; λ_d - довжина хвилі в глибоководній зоні, м). Коефіцієнт рефракції визначають за формулою (154) /46/.

У прикладі відстані між суміжними хвильовими променями в глибоководній зоні складають $a_d = 50$ м (див. рис.4.1), а в мілководній зоні відстань між тими ж променями не однакові (1-2-а = 63,4м, 1-3 -а = 33,2м).

Тоді коефіцієнт рефракції між променями 1 та 2 дорівнює:

$$k_r = \sqrt{\frac{50}{63,4}} = \sqrt{0,79} = 0,89$$

а між променями 1 і 3:

$$k_r = \sqrt{\frac{50}{33,2}} = \sqrt{1,51} = 1,23$$

Узагальнений коефіцієнт втрат k_l залежить від значення величини d/λ_d та ухилу дна i та визначається табл.5 /46/. У цьому прикладі $k_l = 0,72$.

Таким чином, розрахункова висота хвилі $i_{\%}$ забезпеченості в мілководній зоні, з урахуванням коефіцієнта рефракції та трансформації становитиме:

між променями 1-2:

$$h_i = 0,89 \cdot 1,22 \cdot 0,72 \cdot 2,24 \cdot 0,2 = 0,35 \text{ м}$$

між променями 1-3:

$$h_i = 1,23 \cdot 1,22 \cdot 0,72 \cdot 2,24 \cdot 0,2 = 0,49 \text{ м}$$

4.2. Розрахунки хвильового навантаження на вертикальні стінки

При проектуванні морських гідротехнічних споруд з передньою гранню у вигляді вертикальної стінки особливий інтерес становлять навантаження від стоячих хвиль, що розбиваються і прибійних в залежності від місця розташування проекрованої споруди по відношенню до глибини води. Як було зазначено, при підході до берега виділяють чотири зони залежно від відносної глибини води (див. рис.1.2).

У глибоководній зоні розташовуються морські нафтогазопромислові гідротехнічні споруди (МНГС) і частково огорожувальні споруди, наприклад хвилеломи, а в мілководну зону потрапляють частини молу, у міру віддалення від голови споруди до урізу води. Прибійна зона є місцем розташування бун та корневих частин молів.

4.2.1. Розрахунок хвильових навантажень на споруди вертикального профілю від впливу стоячих хвиль

Вихідні дані: висота хвилі $h_{1\%} = 3,81 \text{ м}$; середня довжина хвилі $\bar{\lambda} = 44,32 \text{ м}$; глибина біля споруди $d_b = 14,6 \text{ м}$; глибина до верху кам'яного постілі $d_f = 12,6 \text{ м}$; підводна частина споруди складається із шести курсів масивів заввишки $2,2 \text{ м}$; ширина споруди по підосві $a = 12,0 \text{ м}$; ширина берми $b_{\text{бр}} = 4 \text{ м}$; довжина секції $l = 28,15 \text{ м}$.

Визначити навантаження та впливи хвиль на огорожувальну споруду вертикального профілю з масивової кладки, розташовану на мілководді, а також:

- а) донні розмиваючі швидкості для підбору фракції захисного шару відсіпки для виключення розмиву ґрунту основи;
- б) сили від впливу хвиль із боку відкритої акваторії;
- в) зважуючий хвильовий тиск по основі та горизонтальним швам;
- г) хвилевий тиск на бермені масиви.

Рішення

Максимальна донна швидкість за формулою (12) та табл. 3 /46/ при $\frac{\lambda}{d} = 11,63$ складе:

$$V_{b,max} = \frac{2 \cdot 0,716 \cdot 3,14 \cdot 3,81}{\sqrt{\frac{3,14}{9,81} \cdot 44,32 \cdot sh \frac{2 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 14,6}{44,32}}} = 0,81 \text{ м/с}$$

Допустимі значення донних швидкостей $V_{b,max}$, що не розмивають, для ґрунту крупністю D слід приймати за рис.7/46/. Так для швидкості $V_{b,max} = 0,81 \text{ м/с}$ необхідний діаметр фракції, що не буде розмиватися, дорівнює $D = 8 \text{ мм}$.

Відповідно до п. 1.9 /46/ перед спорудами на ділянці протяжністю $0,25 \cdot \bar{\lambda} = 0,25 \cdot 44,32 = 11,08 \text{ м}$ необхідно кріпити дно щебенем крупністю. Товщина захисного шару з урахуванням зворотного фільтра дорівнює $1,5 \text{ м}$.

Тоді розрахункове значення d_b складе:

$$d_b = 14,6 - 1,5 = 13,1 \text{ м} > 1,5h = 1,5 \cdot 3,81 = 5,72 \text{ м}$$

Над бермою передбачено укладання бермених масивів заввишки $d_f - d_{br} = 0,25 \cdot h = 0,25 \cdot 3,81 = 0,95 \text{ м} \approx 1 \text{ м}$; відповідно з цим $d_{br} = 12,6 - 1 = 11,6 \text{ м}$.

При $b_{br}/\lambda = \frac{4}{44,32} = 0,09$ і $\frac{d_f}{d_b} = \frac{12,6}{13,1} = 0,96$ відповідно до рис.2.13 $k_{br} = 0,95$. Тоді умовна розрахункова глибина за формулою (2.3) дорівнюватиме:

$$d = 12,6 + 0,95 \cdot (13,1 - 12,6) = 13,075 \approx 13,1 \text{ м}$$

Оскільки відношення $\frac{d}{\bar{\lambda}} = \frac{13,1}{44,32} = 0,3 < 0,5$, то подальший розрахунок навантажень від хвиль на споруду, що проектується слід проводити для стоячих хвиль на мілководді.

У даному прикладі при визначенні діючих на споруду сил з боку відкритої акваторії розглянуто випадок для $\cos \omega t = 1$ (підхід вершини хвилі, що піднімається над розрахунковим рівнем на η_{max}).

Підвищення вільної хвильової поверхні η_{max} м, біля вертикальної стіни, що відраховується від розрахункового рівня води визначається за формулою (2.4):

$$\eta_{max} = -3,81 \cdot 1 - \frac{0,142 \cdot 3,81^2}{2} \cdot \text{cth}(0,142 \cdot 13,1) \cdot 1^2 = -4,89 \text{ м}$$

Ординати епюр хвильового тиску, необхідні для визначення лінійного навантаження від хвиль визначаються, згідно з вказівками наведеними у

підручнику, з використанням графіків рис.2.14÷2.16 при $\frac{h}{\lambda} = \frac{3,81}{44,32} = 0,09$ і $\frac{\lambda}{d} = \frac{44,32}{13,1} = 3,38$. Розрахунок представлений у табличній формі (див. табл. 4.2).

За даними таблиці 4.2 побудовано епюри бічного та зважувальних тисків на вертикальну стінку при підході гребеня хвилі з боку відкритої акваторії (див. рис 4.2).

Шляхом підсумовування площі епюри хвильового тиску вище за розрахунковий рівень підосви споруди, отримано значення рівнодіючої P_{xc} на один погонний метр:

$$P_{xc} = \frac{p_2 \cdot (-\eta_c)}{2} + \frac{p_2 + p_3}{2} \cdot \frac{d}{4} + \frac{p_3 + p_4}{2} \cdot \frac{d}{4} + \frac{p_4 + p_5}{2} \cdot \left(d_f - \frac{d}{2}\right) =$$

$$= \frac{20,56 \cdot 4,89}{2} + \frac{20,56 + 16,07}{2} \cdot 3,28 + \frac{16,07 + 11,21}{2} \cdot 3,28 +$$

$$+ \frac{11,21 + 9,34}{2} \cdot (12,6 - 6,55) = 217,24 \text{ кН/м.}$$

Таблиця 4.2

Значення ординат епюри хвильового тиску по глибині

Номери точок	Заглиблення точок z, м		значення коефіцієнтів $k_2 \dots k_9$		Значення хвильового тиску p, кПа	
при гребені						
1	η_c	-4,89	-	-	$p_1 = 0$	0
2	0	0	k_2	0,55	$p_2 = k_2 \rho g h$	20,56
3	$0,25d$	3,15	k_3	0,43	$p_3 = k_3 \rho g h$	16,07
4	$0,5d$	6,3	k_4	0,30	$p_4 = k_4 \rho g h$	11,21
5	d	12,6	k_5	0,25	$p_5 = k_5 \rho g h$	9,34

Зважуючий хвильовий тиск у горизонтальних швах масивової кладки та по підосві споруди приймається рівним відповідним величинам горизонтального тиску в крайніх точках при лінійному вимірі його в межах ширини споруди.

Облік хвильового тиску, що зважає, в горизонтальних швах кладки має особливе значення. Так при дії шторму рідкісної повторюваності на вертикальну стінку з недобудованим верхнім будовою може статися часткове або повне усунення верхнього курсу масивової кладки.

Величину зважувального хвильового тиску на вагові масиви на відстані хвід лицьової грані стіни визначають за формулою 13/46/.

$$\text{При } \frac{d}{\lambda} = \frac{13,10}{44,32} = 0,30 \text{ і } \frac{\lambda}{h_{1\%}} = \frac{13,10}{3,81} = 11,63 \text{ за табл. } 4k_{br} = 0,6.$$

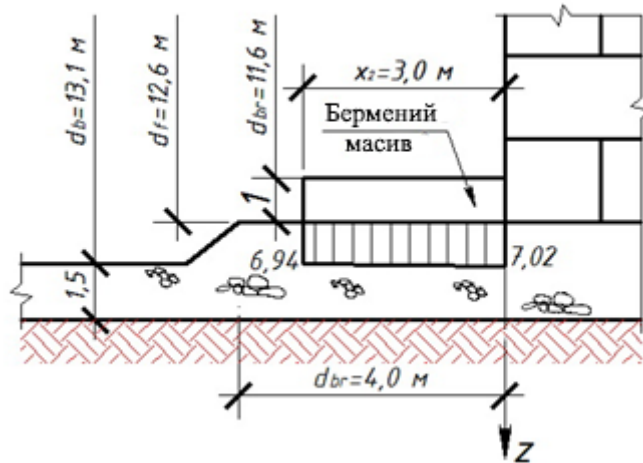


Рис.4.3 Епюри зважувального хвильового тиску на бермені масиви

4.2.2 Розрахунок хвильових навантажень на споруди вертикального профілю від впливу хвиль, що розбиваються

Вихідні дані: висота хвилі $h_{1\%} = 4,7\text{м}$; середня довжина хвилі $\bar{\lambda} = 72\text{м}$; природна глибина біля споруди $d_b = 11,5\text{м}$; глибина до верху кам'яної постілі $d_f = 6,5\text{м}$; глибина до берменних масивів $d_{br} = 5,3\text{м}$; ширина споруди по підшві $a = 7,5\text{м}$.

Потрібно визначити навантаження на огорожувальну споруду вертикального профілю, що піддається впливу хвиль, що розбиваються.

Рішення

У цьому прикладі $d_{br} = 5,3\text{м} < 1,25h = 5,87\text{м}$; $d_b = 11,5\text{м} > 1,5h = 7,05\text{м}$. Тому, відповідно до п. 1.11 /46/, проводиться розрахунок споруди на вплив хвиль, що розбиваються.

Бічний тиск визначається за формулами (2.7÷2.9):

$$z_1 = -h = -4,7 \text{ м}, p_1 = 0 \text{ кПа}$$

$$z_2 = 0 \text{ м}, p_2 = 1,5 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 4,7 = 69,16 \text{ кПа}$$

$$z_3 = 6,5 \text{ м}, p_3 = \frac{1 \cdot 9,81 \cdot 4,7}{\text{ch}\left(\frac{2 \cdot 3,14}{72} \cdot 6,5\right)} = 39,40 \text{ кПа}$$

Сумарна зсувна сила дорівнює:

$$P_{xc} = \frac{P_2 \cdot z_1}{2} + P_3 \cdot z_3 + \frac{P_2 - P_3}{2} \cdot z_3 = \frac{69,16 \cdot 4,7}{2} + 39,40 \cdot 6,5 + \frac{69,16 - 39,40}{2} \cdot 6,5 = 515,35 \text{ кН/м}$$

$\frac{a}{d_b - d_f} = \frac{7,5}{11,5 - 6,5} = 1,5 < 3$, отже, за таблицею $2.2\mu = 0,7$. Тоді лінійне навантаження від зважувального хвильового тиску відповідно залежності (2.10) складе:

$$P_{zc} = \mu \cdot \frac{P_3 \cdot a}{2} = 0,7 \cdot \frac{39,40 \cdot 7,5}{2} = 103,43 \text{ кН/м}$$

За отриманими даними будуються епюри бічного і зважувального тиску на вертикальну стінку від хвиль, що розбиваються (див. рис.4.4).

Максимальна донна швидкість над поверхнею берми перед вертикальною стінкою за формулою (2.11) дорівнюватиме:

$$V_{f,\max} = \sqrt{\frac{9,81 \cdot 4,7}{\text{ch} \frac{2 \cdot 3,14}{72} \cdot 6,5}} = 6,28 \text{ м/с}$$

Величина каменю для захисного покритву визначається за наступною емпіричною формулою:

$$D_{50} = \frac{\rho}{\rho_{gr} - \rho} \cdot \frac{V_{f,\max}^2}{2 \cdot g}, \text{ м}$$

Де ρ_{gr} - щільність каменю, $\rho_{gr} = 2,6 \text{ т/м}^3$; ρ - щільність води, $\rho = 1,0 \text{ т/м}^3$; g - прискорення вільного падіння, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$;

$V_{f,\max}$ - максимальна донна швидкість, м/с.

Оскільки максимальна донна швидкість дорівнює $V_{f,\max} = 6,28 \text{ м/с}$, то крупність каменю складе:

$$D_{50} = \frac{1}{2,6 - 1} \cdot \frac{6,28^2}{2 \cdot 9,81} = 1,26 \text{ м.}$$

Таким чином, умовний діаметр кулястих каменів, що включають до 50% (за вагою) дрібніших зерен, $D_{50} = 1,26 \text{ м}$.

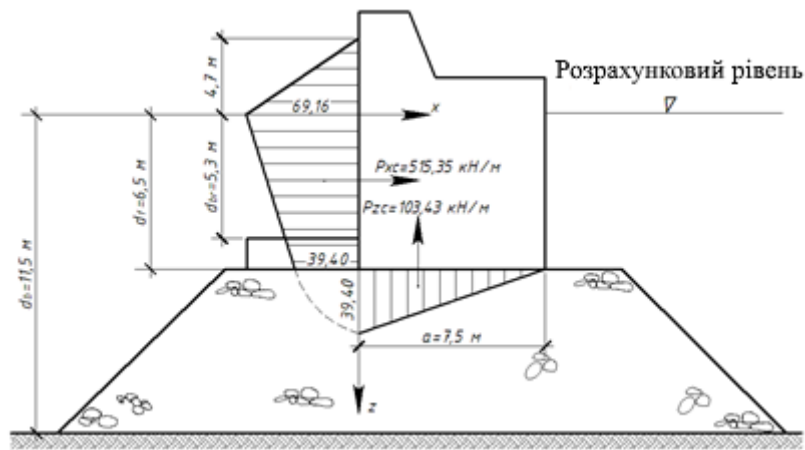


Рис.4.4 Епюри бічного та зважувального тиску на вертикальну стінку від хвиль, що розбиваються

4.2.3 Розрахунок хвильових навантажень на споруди вертикального профілю від дії прибойних хвиль

Вихідні дані: висота хвилі на глибокій воді $h_{d1\%} = 5,8\text{ м}$ і $\bar{h}_d = 2,6\text{ м}$; середня довжина хвилі $\bar{\lambda} = 80\text{ м}$; середній період $\bar{T}_d = 7,1\text{ с}$; глибина перед спорудою $d_f = 4,85\text{ м}$; ширина споруди по підосві $a = 6\text{ м}$; ухил дна $i = 0,02$.

Визначити навантаження на огорожу вертикального профілю, що піддається впливу прибойних хвиль.

Рішення

Перед тим, як приступити до вирішення цього завдання, необхідно перевірити наявність режиму прибойних хвиль. Відповідно до п. 21 додатка 1 /46/ визначають критичну глибину. Вважаючи у першому наближенні $\frac{h_i}{g\bar{T}^2} = \frac{h_{d1\%}}{g\bar{T}^2} = \frac{5,8}{9,81 \cdot 7,1^2} = 0,012$, по кривій 2 рис. 5 згаданої програми знаходять відношення $\frac{d_{cr}}{\bar{\lambda}_d}$.

Так як $\frac{d_{cr}}{\bar{\lambda}_d} = 0,11$, то звідси $d_{cr} = 0,11 \cdot 80 = 8,8\text{ м}$.

Відповідно до п. 17 згаданого додатку за параметром $\frac{d_{cr}}{\bar{\lambda}_d} = 0,11$ з використанням рис.5 та табл.5 призначаються коефіцієнти $k_t = 0,93$ і $k_l = 0,86$. З умови завдання $k_{1\%} = \frac{h_{d1\%}}{\bar{h}_d} = \frac{5,8}{2,6} = 2,23$. За формулою (153) /46/ розраховується h_i , при $k_r = 1$:

$$h_{1\%} = 0,93 \cdot 1 \cdot 0,86 \cdot 2,23 \cdot 2,6 = 4,64\text{ м}$$

За уточненим значенням $\frac{h_i}{g\bar{T}^2} = \frac{4,64}{9,81 \cdot 7,1^2} = 0,0094$ та кривою 2 рис.5 визначають $\frac{d_{cr}}{\bar{\lambda}_d} = 0,078$, та остаточно: $d_{cr} = d_{crII} = 0,078 \cdot 80 = 6,24\text{ м}$. Ця

критична глибина при нахилі $d_{cr} = 0,02$ та глибині перед спорудою $d_f = 4,85$ м відстоятиме від споруди на відстані:

$$l = \frac{d_{cr} - d_f}{i} = \frac{6,24 - 4,85}{0,02} = 69,5 \text{ м}$$

Далі обов'язково виконують перевірку на можливість другого обвалення хвиль на підході до споруди. Залежно (155) /46/, отримують $d_{cr,u} = 0,56 \cdot 6,24 = 3,49$ м, при цьому коефіцієнт k_u приймають за табл. 6 додатка 1 залежно від ухилу дна, $k_u = 0,56$.

Тому що глибина перед спорудою $d_f = 4,85$ м більше $d_{cr,u} = 3,49$ м, то другого обвалення не станеться.

За вказівками п. 20 додатка 1 /46/ знаходять елементи прибіжних хвиль. Для умов $\frac{d}{\bar{\lambda}_d} = \frac{4,85}{80} = 0,061$ і при ухилі $i = 0,02$ на графіку 2 рис.5 $\frac{h_{sur,1\%}}{gT^2} = 0,0074$. Отже, висота хвилі в прибіжній зоні дорівнює: $h_{sur,1\%} = 0,0074 \cdot 9,81 \cdot 7,1^2 = 3,66$ м.

Довжину прибіжної хвилі по кривій, що обгинає, рис. 4 /46/ для $\frac{\bar{\lambda}_{sur}}{\bar{\lambda}_d} = 0,72$ отримують рівною:

$$\bar{\lambda}_{sur} = 0,72 \cdot 80 = 57,6 \text{ м.}$$

Ординати епюри бічного тиску за формулами (2.13÷2.15) складуть:

$$z_1 = -h_{sur} = -3,66 \text{ м, } p_1 = 0 \text{ кПа}$$

$$z_2 = -\frac{1}{3} \cdot 3,66 = -1,22 \text{ м, } p_2 = 1,5 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 3,66 = 53,86 \text{ кПа}$$

$$z_3 = d_f = 4,85 \text{ м, } p_3 = \frac{1 \cdot 9,81 \cdot 3,66}{\text{ch}\left(\frac{2 \cdot 3,14}{57,6} \cdot 4,85\right)} = 31,38 \text{ кПа}$$

Сумарна зсувна сила P_{xc} дорівнює:

$$P_{xc} = \frac{53,86 \cdot (3,66 - 1,22)}{2} + 31,38 \cdot (4,85 + 1,22) + \frac{53,86 - 31,38}{2} \cdot (4,85 + 1,22) = 65,71 + 190,48 + 68,23 = 324,42 \text{ кН/м.}$$

Максимальне підвищення вершини прибіжної хвилі біля стіни, відповідно до залежності (2.12), дорівнює:

$$\eta_{c,sur} = -0,5 \cdot 4,85 - 3,66 = -6,09 \text{ м}$$

Вертикальне лінійне навантаження за формулою (2.16) складе:

$$P_{zc} = 0,7 \cdot \left(\frac{31,38 \cdot 6}{2} \right) = 65,90 \text{ кН/м}$$

За отриманими даними будуються епюри бічного та зважувального тиску на вертикальну стінку від прибійних хвиль (див. рис.4.5).

Максимальна донна швидкість перед спорудженням, згідно (2.17), дорівнює:

$$V_{f,\max} = \sqrt{\frac{9,81 \cdot 3,66}{\text{ch}\left(\frac{2 \cdot 3,14}{57,6} \cdot 4,85\right)}} = 5,6 \text{ м/с}$$

Величина каменю для захисного покриття визначається за тією самою залежністю, що й у попередній задачі:

$$D_{50} = \frac{1}{2,6-1} \cdot \frac{5,6^2}{2 \cdot 9,81} = 1,0 \text{ м}$$

Таким чином, умовний діаметр кулястих каменів, що включають до 50% (за вагою) дрібніших зерен, $D_{50} = 1,0 \text{ м}$.

4.3. Розрахунок хвильових навантажень на вертикальні обтічні перепони

Вихідні дані: глибина води біля споруд $d = 15 \text{ м}$; висота хвилі $h_{2\%} = 6,5 \text{ м}$; середня довжина хвилі $\bar{\lambda} = 65 \text{ м}$.

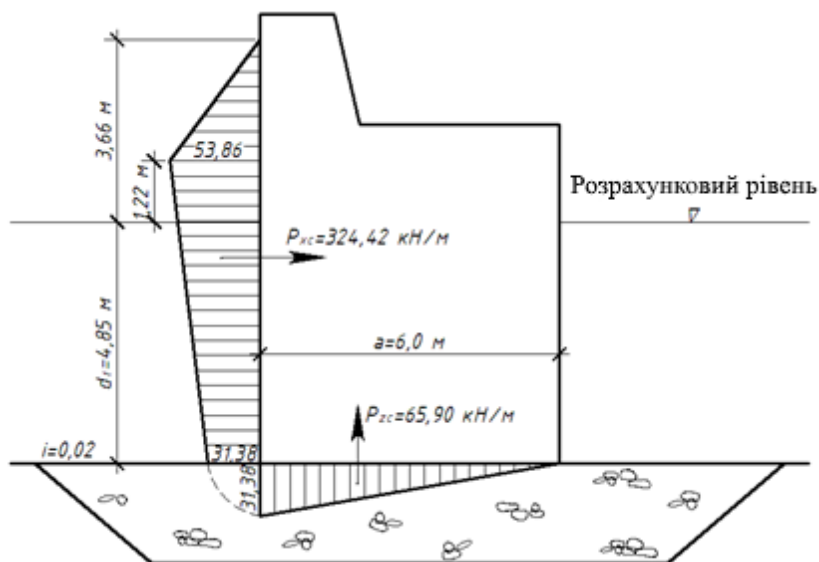


Рис.4.5 Епюри бічного та зважувального тиску на вертикальну стінку від прибійних хвиль

Потрібно розрахувати максимальну силу від дії хвиль Q_{\max} та відстань від розрахункового рівня до точки прикладення максимальної сили Z_Q , а

також побудувати епюру хвильового тиску на палю квадратного перерізу $a = 0,6$ м у складі естакади (споруда II класу).

Рішення

Максимальну силу від впливу хвиль на вертикальну обтічну перешкоду Q_{\max} визначають відповідно залежності (2.20). При $a/\bar{\lambda} = 0,6/65 = 0,0924$ за табл. 2.3 $k_v = 1$; при $d/\bar{\lambda} = 15/65 = 0,23$ і $\bar{\lambda}/h = 65/6,5 = 10$ за графіками а та б рис.2.22 $a_i = 0,88$, а $a_v = 1,9$. Залежно від параметра $a/b = 1$ за графіками рис.2.23 знаходять значення коефіцієнтів $\beta_i = 1,62$ і $\beta_v = 1,6$.

Потім за формулами (2.21) та (2.22) даного підручника обчислюють значення максимальної швидкісної та інерційної компоненти сили. У наведеному прикладі ці компоненти дорівнюють:

$$Q_{i,\max} = \frac{1}{4} \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 3,14 \cdot 0,6^2 \cdot 6,5 \cdot 1 \cdot 0,87 \cdot 1,62 = 25,4 \text{ кН}$$

$$Q_{v,\max} = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 0,6 \cdot 6,5^2 \cdot 1^2 \cdot 1,9 \cdot 1,6 = 63,0 \text{ кН}$$

При $x = Q_{i,\max}/Q_{v,\max} = 25,4/63,0 = 0,40$ по рис.4.6 /23/ знаходять максимальне значення $x = 0,033$ та коефіцієнти δ_i і δ_v (при $d/\bar{\lambda} = 0,23$ і $\bar{\lambda}/h = 10$).

Далі за допомогою залежності (2.20) визначають Q_{\max} для $x = 0,033$ та низки менших її значень. Результати розрахунку наведено у таблиці 4.3, з якої видно, що найбільше значення $Q_{\max} = 69,0$ кН при $x = 0,03$.

Таблиця 4.3

Розрахунок максимальної сили від впливу хвиль Q_{\max}

x	δ_i	$Q_{i,\max} \cdot \delta_i$, кН	δ_v	$Q_{v,\max} \cdot \delta_v$, кН	Q_{\max} , кН
0,033	0,39	9,9	0,92	58,0	67,9
0,03	0,36	9,1	0,95	59,9	69,0
0,025	0,30	7,62	0,96	60,5	68,1
0,02	0,24	6,1	0,97	61,1	67,2

Відстань z_Q , від розрахункового рівня води до точки докладання максимальної сили Q_{\max} визначають за п. 2.5 /46/. При $d/\bar{\lambda} = 0,23$ і $\bar{\lambda}/h = 10$ за рис.2.26 $\zeta_{i,\text{rel}} = 0,09$ і $\zeta_{v,\text{rel}} = 0,021$; при $x = 0,033$, $d/\bar{\lambda} = 0,23$ і $\bar{\lambda}/h = 10$ за рис. 2.27 - $\mu_i = 0,49$ і $\mu_v = 1,1$.

Ординати точок прикладення відповідно інерційного та швидкісного компонентів сил, розраховують за формулами (2.27) та (2.28):

$$z_{Q,i} = 0,49 \cdot 0,09 \cdot 65 = 2,87\text{м}$$

$$z_{Q,v} = 1,1 \cdot 0,021 \cdot 65 = 1,50\text{м}$$

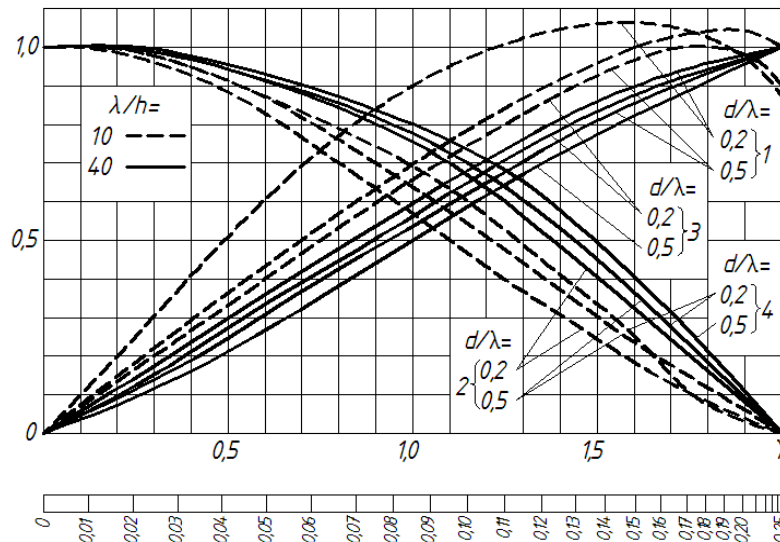


Рис.4.6 Графіки значень коефіцієнтів поєднань δ і x залежно від параметра $X = Q_{i,\max}/Q_{v,\max}$ або $q_{i,\max}/q_{v,\max}/46$; 1 - δ_i ; 2 - δ_v ; 3 - δ_{xi} ; 4 - δ_{xv}

Відстань z_Q від розрахункового рівня води до точки прикладання максимальної сили за формулою (2.26) становитиме: **!!!!!!!**

$$z_Q = \frac{1}{67,3} \cdot (25,5 \cdot 0,35 \cdot 2,87 + 62,7 \cdot 0,93 \cdot 1,5) = 1,68\text{м}$$

Для побудови епюри хвильового тиску при $x = 0,03$, $\delta_{xi} = 0,8$ і $\delta_{xv} = 0,90$ визначають інерційну та швидкісну компоненти лінійного навантаження $q_{i,\max}$ і $q_{v,\max}$ за формулами (2.24) та (2.25) при $z = \eta$ і $z_{\text{rel}} = 1; 0,67; 0,33; 0$.

За рис. 20 /46/ залежно від відношення $d/\bar{\lambda}$ і $\bar{\lambda}/h$ визначають відносне перевищення схвильованої поверхні η_{rel} . У наведеному прикладі $d/\bar{\lambda} = 0,23$ і $\bar{\lambda}/h = 10$ тому $\eta_{\text{rel}} = -0,54$, тоді за залежністю (44) /46/ перевищення схвильованої поверхні щодо розрахункового рівня дорівнює:

$$\eta = -0,54 \cdot 6,5 = -3,51\text{м}$$

Результати розрахунку лінійного навантаження від хвиль за глибиною наведено у таблиці 4.4. За отриманими в таблиці 4.4 значення лінійного навантаження побудована епюра хвильового тиску на вертикальні перешкоди, що обтікаються, у вигляді палі квадратного перерізу (див. рис.4.7).

4.4 Розрахунок хвильових навантажень на горизонтальні обтікаючі перешкоди

Визначити навантаження, що діє на обтікаючу горизонтальну перешкоду, розташовану на рівні $z_c = 7\text{м}$ за наступних вихідних даних: розрахункова глибина $d = 20\text{м}$, середня довжина хвилі $\bar{\lambda} = 70\text{м}$, висота хвилі $h_{1\%} = 4\text{м}$, діаметр перешкоди $D = 0,8\text{м}$.

Рішення

Максимальну величину горизонтальної складової навантаження від хвиль $P_{x,\max}$ визначають відповідно до п. 2.7 /46/. При $D/\bar{\lambda} = 0,8/70 = 0,011$ з таблиці 2.3 знаходять значення $k_v = 1,0$. При $d/\bar{\lambda} = 20/70 = 0,29$, $\bar{\lambda}/h = 70/4 = 17,5$ і $z_{\text{rel}} = 1 - 7/20 = 0,65$ одержують за графіками рис.2.25, а б $\theta_{xi} = 0,5$ і $\theta_{xv} = 0,1$. Потім за графіками рис.2.23 знаходять $\beta_i = 1$, а залежно від 40 /46/ - значення $\beta_v = 1,33$.

За формулами (2.31) і (2.32) визначають інерційний та швидкісний компоненти горизонтальної складової лінійного навантаження від хвиль:

$$P_{x,i} = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 3,14^2 \cdot 0,8^2 \cdot \frac{4}{70} \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 1 = 0,89\text{кН/м}$$

$$P_{x,v} = \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 3,14 \cdot 0,8 \cdot \frac{4^2}{70} \cdot 1^2 \cdot 0,11 \cdot 1,33 = 0,50\text{кН/м}.$$

Результати розрахунків зводяться до таблиці 4.5.

Таблиця 4.4

Розрахунок лінійного навантаження від хвиль q

z_{rel}	z , м	θ_{xi}	$q_{i,max}$, кН/м	$q_{i,max} \cdot \delta_{xi}$, кН/м	θ_{xv}	$q_{v,max}$, кН/м	$q_{v,max} \cdot \delta_{xv}$, кН/м	q , кН/м
1,23	-	1,38	3,90	1,09	0,81	10,38	9,34	10,43
1,0	3,5	1,02	2,88	0,80	0,48	6,15	5,54	6,34
0,67	1	0,67	1,90	0,53	0,22	2,82	2,54	3,07
0,33	0	0,50	1,41	0,39	0,12	1,54	1,38	1,78
0	5	0,48	1,35	0,37	0,1	1,28	1,15	1,52
	10							
	15							

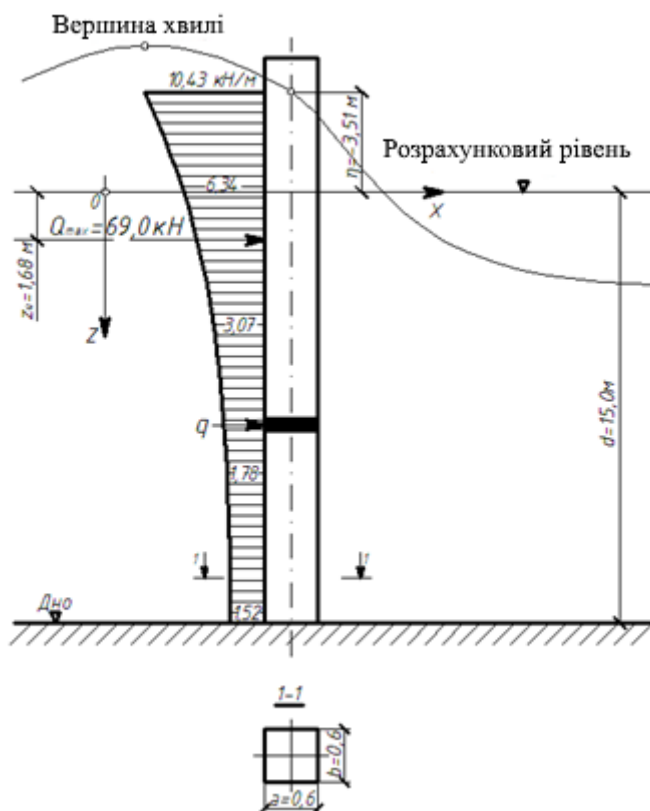


Рис.4.7 Епюра хвильового тиску на вертикальну обтічну перешкоду у вигляді палі квадратного перерізу

Таблиця 4.5

Значення горизонтальної складової хвильового навантаження

x	δ_{xi}	$P_{xi} \cdot \delta_{xi}$, кН/м	δ_{xv}	$P_{xv} \cdot \delta_{xv}$, кН/м	P_x , кН/м
0,02	0,18	0,16	0,97	0,49	0,65
0,04	0,31	0,28	0,88	0,44	0,72
0,06	0,47	0,42	0,82	0,41	0,83
0,08	0,58	0,52	0,70	0,35	0,87
0,30	0,78	0,69	-0,14	-0,07	0,62

Максимальну величину вертикальної складової навантаження від хвиль $P_{z,max}$ визначають за п. 2.8 /46/. При $d/\bar{\lambda} = 20/70 = 0,29$ і $\bar{\lambda}/h = 70/4 = 17,5$ $z_{rel} = 0,65$ одержують за графіками рис.2.25, в, г $\theta_{zi} = 0,45$ і $\theta_{zv} = 0,07$. значення коефіцієнтів k_v, β_i і β_v ті ж, що й у першій частині завдання.

За формулами (2.34) і (2.35) знаходять інерційний та швидкісний компоненти вертикальної складової лінійного навантаження від хвиль:

$$P_{z,i} = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 3,14^2 \cdot 0,8^2 \cdot \frac{4}{70} \cdot 1 \cdot 0,45 \cdot 1 = 0,80 \text{ кН/м}$$

$$P_{z,v} = \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 3,14 \cdot 0,8 \cdot \frac{4^2}{70} \cdot 1^2 \cdot 0,07 \cdot 1,33 = 0,35 \text{ кН/м.}$$

Результати розрахунків зводять у таблицю 4.6.

Таблиця 4.6

Значення вертикальної складової навантаження

x	δ_{zi}	$P_{zi} \cdot \delta_{zi}$, кН/м	δ_{zv}	$P_{zv} \cdot \delta_{zv}$, кН/м	P_z , кН/м
0,27	-0,32	-0,26	-0,90	-0,32	-0,58
0,29	-0,35	-0,28	-0,82	-0,29	-0,57
0,30	-0,41	-0,33	-0,78	-0,27	-0,60
0,31	-0,43	-0,34	-0,71	-0,25	-0,59
0,08	0,8	0,64	-0,33	-0,12	0,52

Таким чином, з табл.4.5 та 4.6 випливає, що $P_{x,\max} = 0,87\text{кН/м}$ і $P_z = 0,52\text{кН/м}$ при $x = 0,08$, а $P_{z,\max} = 0,60\text{кН/м}$ і $P_x = 0,62\text{кН/м}$ при $x = 0,30$. Тоді, відповідно до залежності (2.29), максимальне значення рівнодіючого лінійного навантаження від хвиль дорівнює:

а) перший випадок

$$P_{\max} = \sqrt{0,87^2 + 0,52^2} = \sqrt{0,76 + 0,27} = 1,02\text{кН/м}$$

б) другий випадок

$$P_{\max} = \sqrt{0,60^2 + 0,62^2} = \sqrt{0,36 + 0,38} = 0,86\text{кН/м}$$

Значення горизонтальної та вертикальної складових рівнодіючого максимального лінійного навантаження від хвиль, що діють на горизонтальний підводний трубопровід, наведено на рис.4.8.

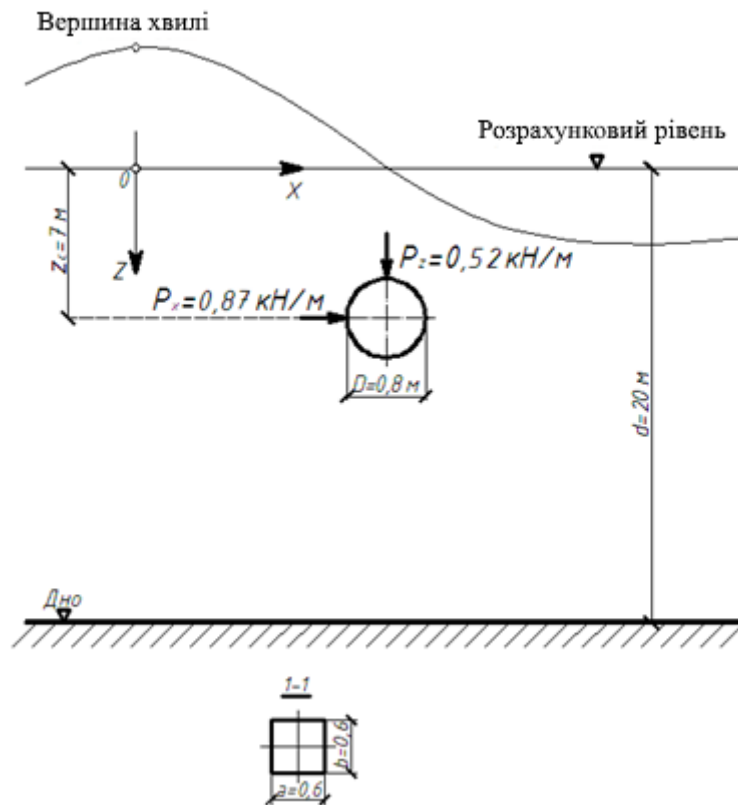


Рис.4.8 Схема визначення хвильового навантаження на горизонтальний трубопровід ПЕРЕКЛАД!!!!

4.5. Розрахунок хвильових навантажень на трубопроводи на донній поверхні

Визначити навантаження, що діє на лежачий, на дні трубопровід за наступних вихідних даних: розрахункова глибина води $d = 14,5\text{ м}$, середня довжина хвилі $\bar{\lambda} = 82\text{ м}$, висота хвилі $h_{4\%} = 4,8\text{ м}$, зовнішній діаметр трубопроводу $D = 0,5\text{ м}$, щільність води $\rho = 1,0\text{ т/м}^3$.

Рішення

Розрахунок хвильового навантаження на підводний трубопровід полягає у визначенні горизонтальної та вертикальної складових навантаження, кожна з яких складається із суми інерційної та швидкісної компоненти.

Інерційну та швидкісну компоненти горизонтальної складової лінійного навантаження від хвиль, визначають за формулами (2.39) та (2.40). У наведеному прикладі з метою спрощення інтерполяції ці компоненти знайдено не за зазначеними формулами, а за такими залежностями:

а) інерційна компонента:

$$P_{xi} = \rho g D^2 \theta_{xi,p};$$

б) швидкісна компонента:

$$P_{xv} = \rho g D h \theta_{xv,p},$$

де $\theta_{xi,p}$ і $\theta_{xv,p}$ - коефіцієнти лінійного навантаження від хвиль, що визначаються за наведеними нижче графіками (див. рис.4.9).

При $d/\bar{\lambda} = 14,5/82 = 0,177$ і $\bar{\lambda}/h_{4\%} = 82/4,8 = 17,1$ $\theta_{xv,p} = 0,034$, а $\theta_{xi,p} = 0,27$.

Тоді інерційна та швидкісна компоненти становитимуть:

$$P_{xi} = 1 \cdot 9,81 \cdot 0,5^2 \cdot 0,27 = 0,682 \text{кН/м}$$

$$P_{xv} = 1 \cdot 9,81 \cdot 0,5 \cdot 4,8 \cdot 0,034 = 0,825 \text{кН/м.}$$

По рис.4.6 для параметра $X = 0,682/0,825 = 0,83$ знаходять значення $x = 0,069$ та за графіками рис.2.24 при $d/\bar{\lambda} = 0,177$ і $\bar{\lambda}/h_{4\%} = 17,1$ знімають $\delta_{xv} = 0,83$ і $\delta_{xi} = 0,59$.

Відповідно до п. 2.10 /46/ при розрахунку навантажень діючих на трубопровід, що лежить на дні, розглядають два розрахункові випадки:

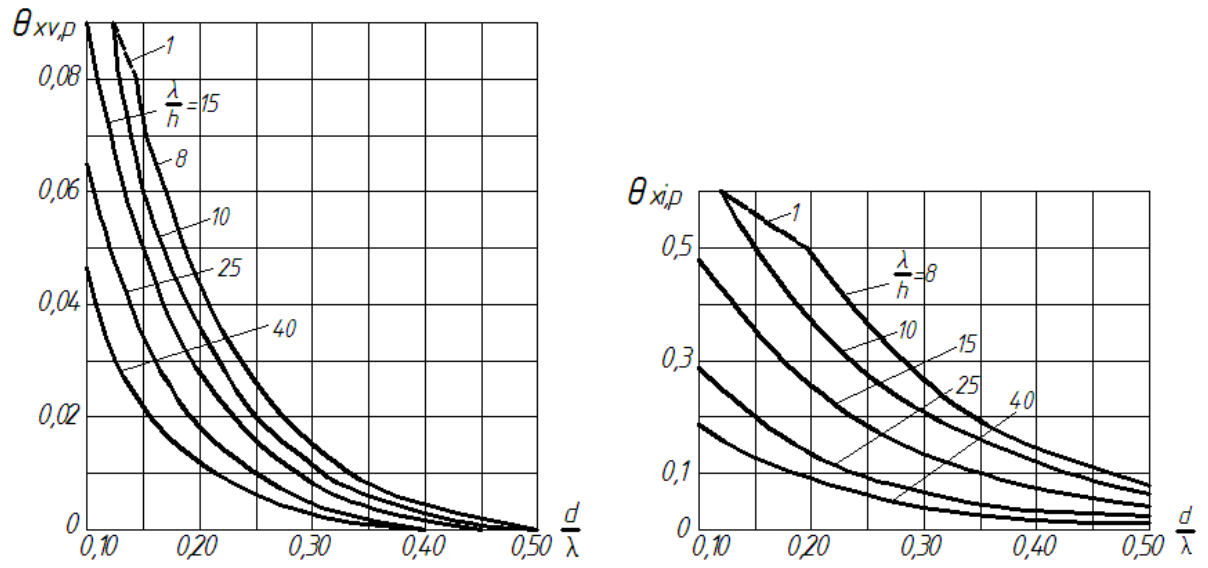


Рис.4.9. Графік значень коефіцієнтів лінійного навантаження від хвиль $\theta_{xv,p}$ і $\theta_{xi,p}$ для циліндричних перешкод, що лежать на дні /23/

а) з максимальною горизонтальною складовою лінійного навантаження $P_{x,\max}$, кН/м, при відповідному значенні вертикальної складової лінійного навантаження P_z , кН/м;

б) з максимальною вертикальною складовою лінійного навантаження $P_{z,\max}$, кН/м, при відповідному значенні горизонтальної складової лінійного навантаження P_x , кН/м.

При цьому максимальну горизонтальну $P_{x,\max}$, кН/м, та відповідну вертикальну P_z , кН/м, проекції лінійного навантаження від хвиль, що діють на циліндричну перешкоду, що лежить на дні, визначають за формулами (2.37) та (2.38):

$$P_{x,\max} = 0,825 \cdot 0,83 + 0,682 \cdot 0,59 = 1,087 \text{кН/м}$$

$$P_z = -\frac{9}{5} \cdot 0,825 \cdot 0,83 = -1,233 \text{кН/м}$$

Максимальну вертикальну $P_{z,\max}$, кН/м, та відповідну горизонтальну P_x , кН/м, проекції лінійного навантаження від хвиль обчислюють залежно (2.41):

$$P_{z,\max} = -\frac{9}{5} \cdot 0,825 = -1,485 \text{кН/м}$$

$$P_x = 0,825 \text{кН/м}$$

Значення горизонтальної та вертикальної складових рівнодіючого максимального лінійного навантаження від хвиль, що діють на горизонтальний підводний трубопровід, наведено на рис.4.10.

4.6. Розрахунок хвильового навантаження на вертикальну циліндричну перешкоду великого діаметра

На вертикальну циліндричну перешкоду діаметром $D = 35\text{м}$, встановлену на глибині $d = 50\text{м}$ діє хвиля висотою $h = 10\text{м}$ та довжиною $\bar{\lambda} = 100\text{м}$. З урахуванням перелічених параметрів потрібно визначити хвильове навантаження (див. рис.2.32).

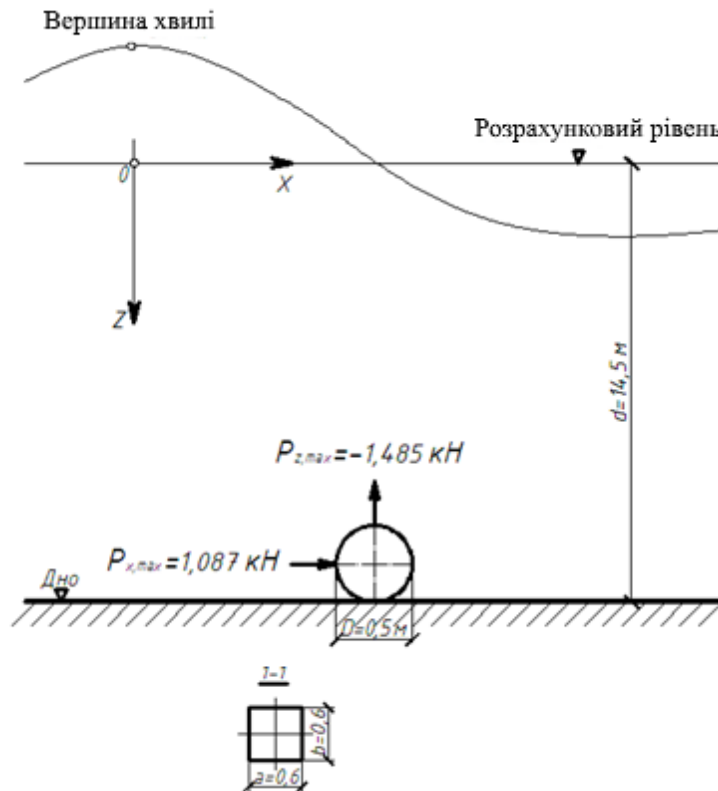


Рис.4.10 Схема визначення хвильового навантаження на горизонтальний трубопровід, розташований на дні водойми

Рішення

Відповідно до параграфа 2.4 цього підручника хвильове навантаження на цей тип споруди визначається за допомогою виразу (2.44).

Рівнодіюча хвильового навантаження від статичного горизонту до дна визначають за формулою (2.43). Значення інерційного коефіцієнта C_i визначається за графіком рис.2.33, виходячи з дифракційного параметра $\frac{\pi D}{\lambda}$.

Так як $\frac{\pi D}{\lambda} = \frac{3,14 \cdot 35}{100} = 1,1$, то $C_i = 1,22$

$$K = \frac{2\pi}{\lambda} = \frac{2 \cdot 3,14}{100} = 0,063$$

Тоді рівнодіюча дорівнює:

$$F_D = \frac{1}{8} \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 10 \cdot 3,14 \cdot 1,22 \cdot 35^2 \cdot \text{th}0,063 \cdot 50 = 57314,42 \text{ кН} \approx 57,3 \text{ мН}$$

Рівнодіючу хвильового навантаження з урахуванням піднесення схвильованої поверхні над статичним горизонтом обчислюють за залежністю:

$$\Delta F = F_D (K - 1)$$

де $K = 1 + \frac{h/D}{\text{th}Kd} \cdot \alpha$

Значення безрозмірного коефіцієнта α визначається з допомогою графіка на рис.2.34.

З урахуванням вихідних даних одержують:

$$K = 1 + \frac{10/35}{\text{th}0,063 \cdot 50} \cdot 0,74 = 1 + \frac{0,286}{\text{th}3,15} \cdot 0,74 = 1 + \frac{0,286}{0,996} \cdot 0,74 = 1,212;$$

$$\Delta F = 57,3 \cdot (1,212 - 1) = 12,2 \text{ мН}$$

$$F = F_D + \Delta F$$

$$\Delta F = 57,3 \cdot (1,212 - 1) = 12,2 \text{ мН}$$

Тоді сумарне хвильове навантаження складе:

$$F = 57,3 + 12,2 = 69,5 \text{ мН}$$

4.7. Розрахунок хвильових навантажень на непроникні укоси

Вихідні дані: а) розрахункова висота хвилі $h_{1\%} = 2,5 \text{ м}$; б) довжина хвилі $\bar{\lambda} = 28 \text{ м}$; в) глибина води перед спорудою $d = 8 \text{ м}$; г) крутість укосу $\text{ctg}\phi = 3$ (18°).

Розрахувати хвильовий тиск та протитиск на укіс, укріплений залізобетонними плитами.

Рішення

Висота накату на укіс хвиль забезпеченістю 1% визначається за допомогою залежності (2.48):

$$h_{\text{run}1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 3,8 \text{ м} = z_3$$

Максимальний розрахунковий хвильовий тиск у точці 2 приймається за формулою (2.49) з використанням табл. 2.11 та 2.12:

$$P_d = 1,06 \cdot 1,04 \cdot 1,9 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 2,5 = 52 \text{ кПа}$$

$$k_s = 0,85 + 4,8 \cdot \frac{2,5}{28} + 3 \cdot \left(0,028 - 1,15 \cdot \frac{2,5}{28} \right) = 1,06$$

Ордината z_2 (точки 2) додатки максимального розрахункового хвильового тиску, а також величини А та В визначаються відповідно до формул (2.51) та (2.52):

$$z_2 = 2,02 + \frac{1}{3^2} \cdot (1 - \sqrt{2 \cdot 3^2 + 1}) \cdot (2,02 + 1,87) = 0,57\text{м}$$

$$A = 2,5 \cdot \left(0,47 + 0,023 \cdot \frac{28}{2,5}\right) \cdot \frac{1+3^2}{3^2} = 2,02\text{м}$$

$$B = 2,5 \cdot \left[0,95 - (0,84 \cdot 3 - 0,25) \cdot \frac{2,5}{28}\right] = 1,87\text{м}$$

Ордината z_3 дорівнює висоті нахату на укіс $h_{\text{run}1\%} = 3,8\text{м}$.

На ділянках кріплення по укосу вище і нижче точки 2 слід набувати значення ординат епюри хвильового тиску p , кПа, на відстанях, м, що визначаються з використанням залежності (2.53):

$$\text{при } l_1 = 0,0125 \cdot 50 = 0,63(\text{м}) \quad \text{та } l_3 = 0,0265 \cdot 50 = 1,33(\text{м}) \Rightarrow P = 0,4 \cdot 52 = 20,8\text{кПа}$$

$$\text{при } l_2 = 0,0325 \cdot 50 = 1,63(\text{м}) \quad \text{та } l_4 = 0,0675 \cdot 50 = 3,38(\text{м}) \Rightarrow P = 0,1 \cdot 52 = 5,2\text{кПа}$$

$$L_\phi = \frac{28 \cdot 3}{\sqrt[4]{3^2 - 1}} = \frac{84}{1,68} = 50(\text{м})$$

Епюра максимального розрахункового хвильового тиску на укіс, укріплений залізобетонними плитами, представлена на рис. 4.11. Ординати епюри хвильового протитиску p_c , кПа, на плити кріплення укосів слід визначати за формулою (2.54). Розрахунок за визначенням ординат хвильового протитиску зручно вести у табличній формі (див. табл.4.7). За отриманими значеннями побудовано епюру хвильового протитиску на укіс, укріплений з/б плитами (див. рис. 4.12).

4.8. Визначення розрахункової маси каменю, штучних блоків

Вихідні дані: розрахункова висота хвилі $h_{1\%} = 1,94\text{м}$; довжина хвилі $\bar{\lambda} = 20\text{м}$; пологість укосу $\text{ctg}\phi = 1,2(40^\circ)$; щільність каменю $\rho_m = 2,5\text{т/м}^3$; щільність води $\rho = 1,0\text{т/м}^3$.

Визначити масу каменю та бетонного блоку у захисному покритті споруди II класу капітальності.

Рішення

При розташуванні каменю або блоку на ділянці укусу від верху споруди до глибини $z = 0,7h_{i\%}$ маса окремого елемента визначається за формулою (2.55):

$$\text{Камінь } m_k = \frac{3,16 \cdot 0,025 \cdot 2,5 \cdot 1,94^3}{\left(\frac{2,5}{1} - 1\right)^3 \sqrt{1+1,2^3}} \sqrt{\frac{20}{1,94}} = 0,83 \text{ т}$$

$$\text{Блок } m_b = \frac{3,16 \cdot 0,021 \cdot 2,5 \cdot 1,94^3}{\left(\frac{2,5}{1} - 1\right)^3 \sqrt{1+1,2^3}} \sqrt{\frac{20}{1,94}} = 0,67 \text{ т}$$

Відомо, що для споруд II класу капітальності коефіцієнт надійності становить $\gamma_f = 1,2$.

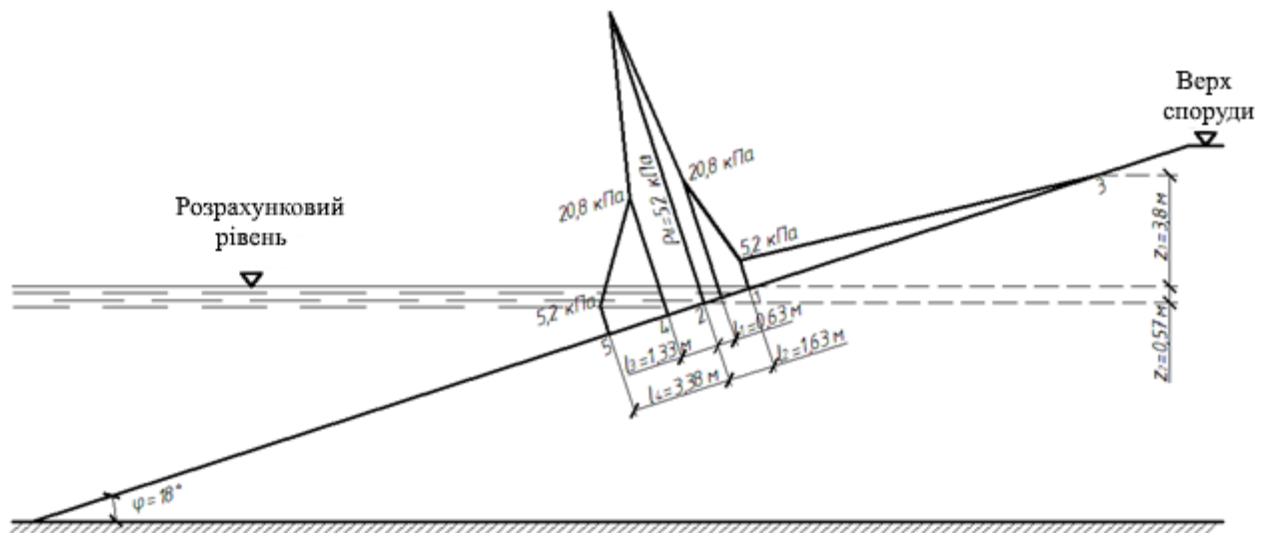


Рис.4.11 Еюра максимального розрахункового хвильового тиску на укїс, укріплений з/б плитами

Таблиця 4.7

Значення ординат еюри хвильового протитиску

Розрахункові величини	Нумерація плит						
	1	2	3	4	5	6	7
x_i	-15,4	-9,4	2,6	8,6	14,6	20,6	24,6
b_f	6	6	6	6	6	6	4
$\bar{\lambda}$	28	28	28	28	28	28	28
$b_f / \bar{\lambda}$	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,143
$x_i / \bar{\lambda}$	-0,55	-0,34	0,09	0,31	0,52	0,74	0,88
k_s	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06
k_f	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04
$p_{c,rel}$	0	0	0,18	0,197	0,145	0,1	0,09
p_c	0	0	4,86	5,32	3,92	2,70	2,43

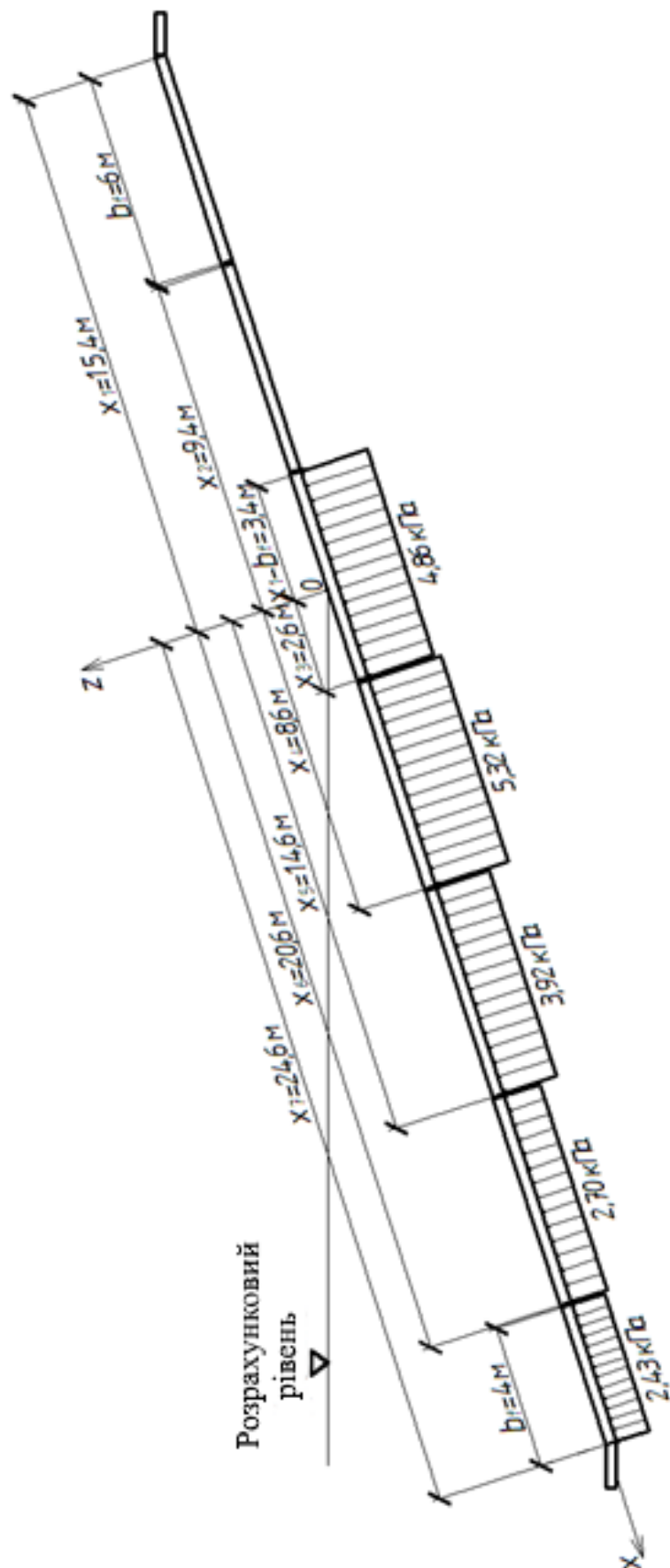


Рис.4.12 Епюра хвильового протитиску на укіс, укріпленій з/б плитами

Тоді з урахуванням коефіцієнта надійності розрахункова маса каменю приймається $m_k = 0,83 \cdot 1,2 = 1,0$ т, а маса блоку $m_b = 0,67 \cdot 1,2 = 0,8$ т.

Маса окремого елемента, що має в нижній частині укусу, а саме, на ділянці від позначки $z > 0,7h_{i0\%}$ і до дна, розраховується за допомогою залежності (2.56):

$$m_z = 0,83 \cdot 2,72 \left(\frac{7,5 \cdot 1,5^2}{1,94 \cdot 20} \right) = 0,53, \text{ т}$$
$$m_z = 0,67 \cdot 2,72 \left(\frac{7,5 \cdot 1,5^2}{1,94 \cdot 20} \right) = 0,43 \text{ т}$$

З урахуванням коефіцієнта надійності маса каменю приймається рівною $m_k = 0,53 \cdot 1,2 = 0,64$ т, а маса блоку $m_b = 0,43 \cdot 1,2 = 0,52$ т.

Таким чином, у цьому розділі наведено приклади розрахунків хвильових навантажень на найпоширеніші типи гідротехнічних споруд.

ВИСНОВОК

При написанні справжнього підручника було використано цілу низку робіт радянських і зарубіжних учених, які зробили внесок у науку про вітрові хвилі, і навіть досліджували хвильові навантаження на різні типи гідротехнічних споруд.

Другий розділ підручника містить фрагменти рекомендацій чинних нормативних документів щодо призначення розрахункових параметрів хвиль та хвильових навантажень на найпоширеніші конструктивні типи гідротехнічних споруд. Це допоможе майбутнім спеціалістам використати подані рекомендації під час виконання розрахунково-графічних робіт, курсових проєктів, а також дипломних робіт.

У третьому розділі підручника викладено закони подібності та правила моделювання хвильових впливів, що використовуються в інженерній практиці у процесі наукового супроводу проєктів гідротехнічних споруд та розробки нормативної бази. У цьому розділі також наведено конструкції експериментальних установок, що використовуються при дослідженнях хвильових навантажень на моделі різних типів гідротехнічних споруд у лабораторних умовах.

У четвертому розділі підручника подано приклади розрахунків хвильових навантажень відповідно до рекомендацій, що діють у нашій країні нормативних документів.

Автор підручника глибоко вдячний асистентам кафедри Енергетичного та водогосподарського будівництва, магістрам В.Г. Бааджі, А.В. Руденко та Р.В. Синиці.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Олешков Ю.З., Іванова С.В. Вільні хвилі, що біжать на поверхні рідини постійної глибини. - У книзі Гідротехнічні споруди та хвилі на морях та водосховищах. Праці координаційних нарад з гідротехніки. Додаткові матеріали Л., "Енергія", 1972, випуск 75, с. 18 ÷ 23.
2. Анциферов С.М., Піляєв С.І., Рогачко С. І. Про метод вивчення на моделях динамічного режиму, що розмиваються, в околиці морських гідротехнічних споруд. Журнал "Гідротехнічне будівництво" № 11, М., 2002.
3. Барштейн М.Ф. Вплив нерегулярних хвиль на наскрізні інженерні споруди. "Будівельна механіка та розрахунок споруд". №1, 1964.
4. Бухтоярова М. В. "Взаємодія гравітаційних хвиль з опорами гідротехнічних споруд у вигляді вертикальних циліндрів великого діаметра". - Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. М., МИСИ ім. В.В. Куйбишева, 1981.
5. Віленський Я.Г., Глухівський Б.Х. Тиск морських хвиль на палі. Праці ГОІН, випуск 26 (38), 1954.
6. ВСН 41-88. Проектування кригостійких стаціонарних платформ. Міннафтопром СРСР, М., 1988.
7. Гайдук О.А., Рогачко С.І., Халфін І.Ш. Пристрій для вимірювання хвильового навантаження на моделі гідротехнічних споруд. - А. С. № 987435, М., 1982.
8. Глухівський Б.Х., Віленський Я.Г. Імовірнісні характеристики хвильового тиску на палю. Праці ГОІН, випуск 36, 1957.
9. Глухівський Б.Х. Зусилля, що діють на палю у хвильовому потоці. Журнал "Метеорологія та гідрологія" №8, 1960.
10. Глухівський Б.Х. Вивчення морського вітрового хвилювання. Гідрометіздат, Л, 1966.
11. Джунковський М.М. Дія вітрових хвиль на гідротехнічні споруди. БудвидавНаркомбуду, 1940.
12. Доусон Т. Проектування споруд морського шельфу.- Л., Суднобудування, 1986, 286 с.
13. Загрядська Н.М. Результати досліджень розрахунків впливу стоячих хвиль на вертикальну стіну. Праці координаційних нарад з гідротехніки. Випуск 50. "Енергія", Л, 1969.
14. Загрядська Н.М. Розрахунок із застосуванням ЕВЦМ впливу стоячих хвиль на вертикальну стіну. Праці координаційних нарад з гідротехніки. Випуск 50. "Енергія", Л, 1969.
15. Загрядська Н.М. Розрахунок навантажень від хвиль на гідротехнічні споруди вертикального профілю (Рекомендації для проектування). - Л., "Енергія", 1975.
16. Дослідити навантаження від хвиль на опорні частини кригостійких платформ різних типів. Звіт про НДР ОНІЛ МНГС, МИСИ, М., 1987.

17. Каспарсон А. А. "Визначення тиску хвилі на опори морських споруд наскрізного типу". Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. М., 1950.
18. Каспарсон А. А. Визначення тиску хвилі на опори морських споруд наскрізного типу. Наукові доповіді вищої школи, розділ "Будівництво", М., 1958 №1.
19. Кожевников М.П. Гідравліка вітрових хвиль. - М. "Енергія", 1972. - 263с.
20. Крилов Ю.М., Стрекалов С.С., Циплухін В.Ф. Вітрові хвилі та їх вплив на споруди. - Л. Гідрометеоздат, 1976. - 256с.
21. Крилов Ю.М. Спектральні методи дослідження та розрахунку вітрових хвиль. - Л. Гідрометеоздат, 1966 - 256с.
22. Кузнецов А.І. Взаємодія стоячих хвиль із вертикальними стінками. Збірник праць МІСД ім.В.В. Куйбишева, №20, М, 1957.
23. Лаппо Д.Д., Стрекалов С.С., Зав'ялов В.М. Навантаження та впливу вітрових хвиль на гідротехнічні споруди. - Л. ВНДІГ ім. Б.Є. Веденєєва, Л 1990. - 432с.
24. Лаппо Д.Д. Форма траєкторій частинок та швидкість хвильової течії в потенційних хвилях великої та малої висоти. – У книзі Гідротехнічні споруди та хвилі на морях та водосховищах. Праці координаційних нарад з гідротехніки. Додаткові матеріали Л., "Енергія", 1972, випуск 75, с. 23 ÷ 29.
25. Лаппо Д.Д. Силовий вплив гравітаційних хвиль під час обтікання гідротехнічних споруд. АН СРСР, М., 1962.
26. Лаппо Д.Д. Наближене рішення про вплив двомірної прогресивної хвилі деякі перешкоди малих поперечних розмірів. Збірник НДР, № 16, УВМУ ЗВМС, Л, 1950.
27. Лаппо Д.Д. Визначення хвильового тиску на окремі опори і елементи наскрізних конструкцій. Збірник "Дослідження максимального стоку, хвильового впливу та руху наносів", АН СРСР, 1960.
28. Лаппо Д.Д. Силовий вплив хвиль на окремі опори морських гідротехнічних споруд. Збірник праць № 3, ДІУВМФ, 1960.
29. Лаппо Д.Д. Силовий вплив гравітаційних хвиль на горизонтальні обтічні перешкоди. Збірник праць №6, ВМФ, Л, 1960.
30. Лаппо Д.Д. Силовий вплив гравітаційних хвиль під час обтікання гідротехнічних споруд. АН СРСР М. 1962.
31. Лаппо Д.Д. Сучасний стан та спрямованість наукових досліджень хвильових впливів на обтічні перепони. Праці координаційних нарад з гідротехніки, випуск 34, "Енергія", 1967.
32. Лаппо Д.Д., Шестаков Ю.М. Деякі результати досліджень коефіцієнтів опору при обтіканні круглого циліндра хвилею. Праці координаційних нарад з гідротехніки, випуск 34, "Енергія", 1967.
33. Лаппо Д.Д., Каплун В.В. Дослідження хвильового тиску на вертикальні обтічні перешкоди. Праці координаційних нарад з гідротехніки, випуск 34 "Енергія", 1967.

34. Лаппо Д.Д., Соколов А.В., Міщенко С.С., Каплун В.В. Деякі з основних положень коригування розділу СН 92-60. Праці координаційних нарад з гідротехніки, випуск 34 "Енергія", 1967.
35. Лаппо Д.Д., Соколов А.В., Міщенко С.С., Каплун В.В., Міловідов В.С. Розрахункові формули та графіки для визначення хвильових навантажень на обтічні перешкоди. Праці координаційних нарад з гідротехніки, випуск 34 "Енергія", 1967.
36. Лаппо Д.Д., Соколов А.В., Каплун В.В. Відповідність досвідчених та розрахункових хвильових навантажень на обтічні перешкоди. Праці координаційних нарад з гідротехніки, випуск 34 "Енергія", 1967.
37. Майоров Ю.Б. Теоретичне визначення інерційного та швидкісного коефіцієнта хвильового навантаження на палю. Праці координаційних нарад з гідротехніки. Л, "Енергія", Випуск 61-1970.
38. Павленко Г. Є. Опір води руху суден. Морський транспорт. - М., 1956.
39. Порти та портові споруди. Підручник для вищих навчальних закладів під редакцією Г. М. Смирнова, Москва - Стройиздат, 1993.
40. Рогачко С. І. "Дослідження впливів вітрових хвиль на циліндричні опори великого діаметра". Автореферат на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. МИСИ, М., 1976.
41. Рогачко С. І. "Розвиток методів розрахунку хвильових та льодових впливів на морські гідротехнічні споруди". Автореферат на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук. МДСУ (МІСІ), М., 2003.
42. Рогачко С. І. Визначення позначки низу верхньої будови морських нафтогазопромислових гідротехнічних споруд. Журнал "Гідротехнічне будівництво" № 7 М., 2005.
43. Рогачко С. І. Силовий вплив хвиль на вертикальні циліндричні перешкоди великого діаметра. ВІСНИК Одеської державної академії будівництва та архітектури №38 Одеса 2010.
44. Секерж-Зенькович Я. І. До теорії стоячих хвиль кінцевої амплітуди на поверхні важкої рідини кінцевої глибини. - М., Вісті АН СРСР. Т. XV №1. Серія географічна та геофізична. 1951. С. 57-73.
45. СН 92-60 Технічні умови визначення хвильових впливів на морські та річкові споруди та береги. Держбудвидав, М, 1960.
46. СНіП 2.06.04-82 *. Навантаження і на гідротехнічні споруди (хвильові, льодові і з суден), - М, Стройиздат, 1995.
47. Стрітенська Л.М. Теорія хвильових рухів рідини. Видання 2-ге. - М. Наука, 1977. - 816с.
48. Вказівки з хвильових розрахунків гідротехнічних споруд. УВРГС - 67, МО СРСР, М., 1968.
49. Фуртенко В. П. "Динамічний вплив нерегулярних хвиль на наскрізні глибоководні споруди. – Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук". М., МИСИ ім. В. В. Куйбишева, 1984.

50. І.Ш. Халфін Вплив хвиль на морські нафтогазопромислові споруди. М. "Надра" 1990.
51. Хаскінд М. Д. Дифракція хвиль, що біжать, навколо вертикальної перешкоди у важкій рідині. Известия АН СРСР, ОТН, М., 1957.
52. Чудінов В.М. Відтворення нерегулярного хвилювання із керованим спектром. Праці координаційних нарад з гідротехніки. Випуск 50. "Енергія", Л, 1969.
53. Шибакін С. І., Рогачко С. І. Навантаження та впливу на морські нафтогазопромислові гідротехнічні споруди. "Газпром експо", М., 2010.
54. Штенцель В. К. Визначення впливу нерозбитої стоячої хвилі на вертикальну стінку. Праці ЛІВТ, 1967. Вип. 88, С. 131-139.
55. Шуляк Б.А. Фізика хвиль на поверхні сипучого середовища та рідини. - М., Наука, 1971, - 400с.
56. MacCamy RC і Fuchs RA Waveforcesonpiles: a diffractiontheory.- US ArmyCorps ofEng. Techn. Memorandum, Washington, Dec., 1954, No. 69, p.17.
57. Miche M. Mouvementsondulatoiresdelamerenprofondeurconstanteoudecroissante. Ann. desPontsetChaussees, 114, 1, 2, 3, 4,1944.
58. Morison JR, Johnson JW, O'Brien MD "ExperimentalstudiesonForcesonPiles". Процедури 4-х конференцій на WaveRes., Berkeley. Califch. 25, 1953.