

Розробка методики розрахунку та аналізу параметрів пропуску повені та хвилі прориву із врахуванням топографічних та гідравлічних неоднорідностей річища

А. М. Онищенко, Б. М. Островерх, Л. С. Потапенко, В. В. Ковальчук,
О. П. Токін, М. В. Гаркуша, І. В. Башкевич, А. С. Корецький,
Н. М. Хвощинська, І. Л. Ролінська

Встановлено, що найбільш вірогідним періодом виникнення хвилі прориву є час весняної повені чи значної зливи, коли водонапірні споруди піддаються значним навантаженням, що призводять до їх руйнування цілком, чи окремих елементів. Також не можна виключати можливість техногенних аварій, які можуть статися у будь-який час.

Доведено, що формування хвилі прориву залежить від характеру руйнування чи переливу витрат через водонапірну споруду. Для досліджень використано модель кінематики руслових та проривних потоків, що побудована на базі рівнянь швидкостей потоку, розмиву та транспорту наносів, які усереднені по глибинам потоку. Диференціальні рівняння, що описують нестационарну усереднену по глибині течію, вирішуються за допомогою чисельної сіткової системи FST2DH (2D Depth-averaged Flow and Sediment Transport Model), яка реалізує метод скінченних елементів на плані топографічної ділянки річища. Зазначені засоби знаходяться у відкритому доступі та дозволяють широке застосування їх до конкретних навантажень та граничних умов математичних моделей.

Побудова розрахункової сітки із заданням граничних умов та використанням засобів геоінформаційної системи уможливило провести моделювання руйнування водопропускної споруди напірного контуру, та отримати результати для конкретного випадку реального річища та водонапірної споруди.

Встановлено, що відбувається зменшення швидкості поширення хвиль вздовж профілю з 3 м/с до 1 м/с.

Оцінено також вплив нерівностей дна, вплив заплави та розмаїття шорсткості дна, порівняно їх із результатами розрахунків за одновимірними моделями, що наведені у нормативних документах.

Проведено гідравлічні розрахунки з врахуванням зв'язаних властивостей основного шару заплави, яка складається із торфових накопичень, та неоднорідності глибин та шорсткості заплавної поверхні ґрунтів. Встановлено, що розмиви опор на заплавіній зоні у такому випадку практично відсутні.

Встановлено, що із віддаленням потоку від перетину прориву спостерігається пониження висоти напору з 2,1 м до 1,25 м.

Ключові слова: хвиля прориву, топографічні, та гідравлічні неоднорідності, модель кінематики руслових потоків.

1. Вступ

Наявність у нижньому б'єфі водосховища промислових та транспортних споруд складає небезпеку в разі руйнування напірного контуру гідротехнічних споруд. Найбільш вірогідним часом виникнення хвилі прориву є період весняної повені чи значної зливи, коли водопідпірні споруди піддаються значним за межовим навантаженням, що призводять до їх руйнування цілком, чи окремих елементів. Також не виключається можливість техногенних аварій.

Особливу небезпеку складає прихід катастрофічної повені до водосховища з некапітальною (земляною) напірною наступною спорудою. Актуальним є врахування при розрахунках перелічених чинників, а також ефектів взаємодії потоків з гідротехнічними спорудами.

Чинниками гідродинамічної небезпеки порушення стану гідротехнічних споруд для ділянки дороги та мостового переходу у нижньому б'єфі греблі можуть бути як природні, так і техногенні (наприклад, руйнування греблі через зменшення її міцності) та інші фактори.

Руйнування (прорив) гідротехнічної споруди є багатофакторним процесом та виникає внаслідок дії різноманітних сил природи (землетрусів, буревіїв, повеней, злив та інші гідрометеофакторів, навіть розмиви внаслідок концентрованої фільтрації через нори тварин, та ін.). Не можна виключати ефект діяльності людини (транспортне навантаження, масштабне бомбування, диверсії), а також через конструктивні дефекти (неякісні матеріали, тріщини) та помилки проектування.

Розгляд компоновки гідровузла у процесі обстежень дозволив визначити, що утворення хвилі прориву можливе у двох варіантах руйнування напірних споруд, а саме в результаті переливу та розмиву напірної ґрунтової греблі та руйнування водоскидних споруд.

Найбільшу небезпеку в даному випадку становить руйнування водопропускної споруди у греблі (наприклад, водоскиду).

Вивчення стану наявних гребель у різних країнах світу свідчить, що вони не бувають абсолютно надійними. І так у праці [1] зазначено, що 30 тис. штучних водосховищ у світі, загальним об'ємом 1 млн м³, спричинили затоплення 0,25 % території суходолу.

За статистичними даними, у середньому на 15 тис. великих гідроспоруд припадає 1,5 аварій на рік [1].

У такому випадку формування хвилі прориву та поширення її по річищу в реальних умовах розтікання та повертання потоків може отримати суттєвий вплив.

Слід зазначити, що при виникненні хвилі прориву потрібно враховувати крім основних параметрів хвилі прориву ще і параметри трансформації хвилі. Тобто її пропуску на певну відстань від греблі у залежності від топографічних умов місцевості. Для цього потрібно враховувати план розташування греблі та автодороги із використанням даних висотної зйомки. Виконання таких вимог дозволить створити методіку проведення надійних та актуальних розрахунків параметрів хвилі прориву.

2. Аналіз літературних даних та постановка проблеми

Всі гідротехнічні споруди, що створені людьми, несуть особливу небезпеку для життя людей і їх здоров'я. Без належного догляду гідротехнічна споруда зношується і псується. Це може призвести до її руйнування і до створенню аварійної ситуації. Дослідження кліматичних змін, частоти та інтенсивності максимальних опадів, які суттєво впливають на роботу гідротехнічної споруди, проаналізовані у [2].

У роботі [3] проводиться аналіз ризику аварій гідротехнічних споруд. Акцентовується увага на тому, що необхідно враховувати гідрологічну безпеку споруди. Під гідрологічною безпекою розуміють стійкість гідротехнічної споруди при її експлуатації до екстремальних гідрологічних впливів природного та техногенного характеру. Оцінка стану гідротехнічних споруд проводиться шляхом зіставлення фактичних значень діагностичних показників з їх критеріальними значеннями, що дозволяє своєчасно визначити погіршення технічного стану споруди та вжити заходів для запобігання аваріям. У більшості випадків причиною аварії стає перевищення скидної витрати пропускної спроможності споруди з переливом води через греблю. Важливим фактором є також неправильний вибір розрахункової моделі, що визначає пропускну здатність водоскидних споруд.

В публікації [4] наводиться розрахунок ймовірної шкоди при аварії на гідротехнічних спорудах. Початковим етапом гідродинамічної аварії є прорив. Хвиля прориву руйнівна і навіть при невеликому резервуарі може стати причиною серйозних соціальних та економічних наслідків. Розрахунок зводиться до визначення параметрів динамічної взаємодії хвилі прориву з конструкцією, а також параметрів його поширення по території за течією. Основними параметрами руйнівної дії хвилі прориву є швидкість, висота і глибина прориву, температура води та час проходження хвилі прориву. Але при цьому розрахунку застосовуються авторські програми з обмеженим доступом.

У дослідженні [5] наведено метод аналізу ризику повені для великих гребель на основі концепції загального фактору ризику (TRF), яка спочатку використовувалася в аналізі сейсмічного ризику гребель. Але це не дозволяє в повній мірі зробити аналіз пропуску повені та хвилі прориву, провести оцінку ступеня впливу на цей процес різних факторів.

Розрахунок руху хвилі прориву та впливу її на формування розмиву підмостових споруд виконується згідно нормативних правил проектування мостового переходу [6] на основі одновимірної моделі. В рамках наукового супроводу рекомендується складати спеціальні програми або обчислювальні комплекси за двовимірними (плановими), чи тривимірними (просторовими) математичними моделями.

Слід зазначити, що використання просторових фізичних моделей носить ілюстративний та наближений характер.

Розрахунок загального розмиву під мостами проводять для прогнозованих перерізів побутового русла [7] з метою визначення у розрахункових умовах середньої глибини потоку під мостом. Це виконується шляхом зіставлення коефіцієнта загального розмиву з допустимим $P_{\text{доп}}$ і гідравлічних характеристик потоку (швидкості V і глибини H) на вертикалях підмостового перетину.

Вимоги проводити розрахунок загального та локального розмиву, на основі рішення рівняння балансу наносів на ділянках русел річок у мостових переходах, найбільш повно виконуються при чисельному рішенні двовимірних (планових) рівнянь гідравліки і балансу наносів [8]. Зазвичай це виконується на ЕВМ із використанням комплексу програм. У роботі [9] запропоновано спрощену методику розрахунку зміни рівня води у двох водосховищах при пропуску паводку. Методика заснована на спільному розв'язанні диференціальних рівнянь балансів води у водосховищах без урахування руху по їх довжині. У статті [10] на основі натурних даних виконуються розрахунки прориву дамби водосховища. Показана зміна витрати води за довжиною від створу дамби при прориві греблі.

Але такі розрахунки, поряд із значними витратами часу на підготовку вихідних даних, можуть проводитися висококваліфікованими фахівцями (зазвичай – розробниками) [11]. Тому до них вдаються у рамках наукового супроводу проєктів комплексу для гідравлічного розрахунку великих мостів у складних ситуаційних морфологічних і інших умовах.

Запропоновані підходи [8–10], що присвячені чисельним методам моделювання, не відповідають реальним умовам поширення хвилі прориву. Це зауваження відноситься також до лабораторного моделювання процесів у гідравлічних лотках, які використовують подібні спрощення.

Все це дає підстави стверджувати, що методика розрахунку параметрів хвилі прориву через греблю недостатньо розроблена і підкріплена тільки інженерними формулами.

Слід зазначити, що використання проаналізованих методів розрахунку лише приблизно враховує гідроморфодинамічні річкові умови та характеристики ґрунтів, режиму наносів, ступеня стиснення потоку в підмостовому перетині. Також не наводиться методика розрахунку параметрів пропуску повені та хвилі прориву через греблю з врахуванням топографічних та гідравлічних неоднорідностей річища.

3. Мета і завдання дослідження

Метою роботи є розробка методики розрахунку руху хвилі прориву та визначення впливу її на формування розмиву підмостових споруд, що дасть можливість врахування факторів топографічних та гідравлічних умов на річищі, які суттєво впливають на поширення хвилі прориву.

Для досягнення зазначеної мети були поставлені наступні завдання:

- розробити модель кінематики руслових та повеневих потоків;
- провести дослідження кінематики течії під час пропуску повеневих витрат;
- провести дослідження гідродинамічних параметрів руху хвилі прориву із врахуванням топографічних та гідравлічних умов на річищі.

4. Матеріали та методи дослідження

Дослідження руху хвилі прориву та визначення впливу її на формування розмиву підмостових споруд були проведені на прикладі конкретних топогра-

фічних та батиметричних вимірювань річища. Область моделювання (рис. 1) має протяжність 550 м і ширину 300 м.

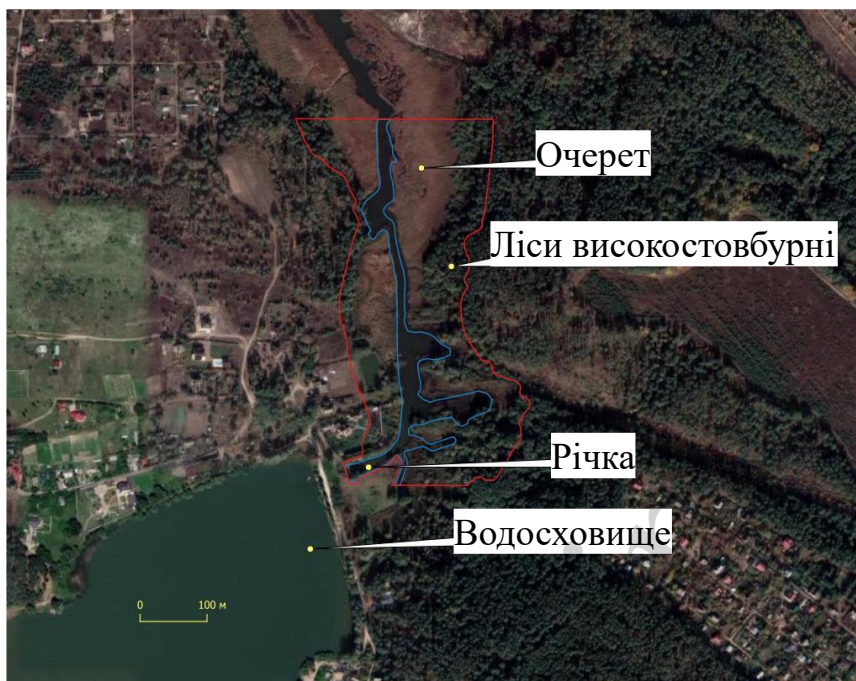


Рис. 1. Розташування розрахункової зони на області обчислення кінематики по-веневої течії на заплавної зоні у відмітках рівня високої води 144.5 м

Відмітки дна в розрахунковій області отримані за натурними вимірами. Вхідні дані глибин визначалися за відмітками дна та рівнем високої води 144.5 м, що відповідають витратам $117 \text{ м}^3/\text{сек}$.

При моделюванні значення глибин розраховувались відповідно до рівня поверхні води за результатами моделювання.

При моделюванні враховані конструктивні елементи – десять опор моста у вигляді прямокутних скруглених суцільних колон.

Ефект стиснення потоку мостовими опорами враховується рівномірним розподілом гідродинамічного опору впоперек елемента сітки, що містить опору.

У верхньому створі течії задані витрати $Q=117 \text{ м}^3/\text{сек}$, в нижньому створі – рівень поверхні води $z_w=144,6 \text{ м}$.

При моделюванні були враховані типи підстилаючої поверхні в заплаві річки (рис. 2) на основі геологічних, геодезичних та польових досліджень рослинного шару. Це враховується відповідними коефіцієнтами шорсткості: глибоководні руслові рослини – 0.025 та заплавне рідколісся – 0.10.

Розрахункова сітка моделювання течії наведена на рис. 2.

Елементи розрахункової сітки направлені по руслу і мають розмір 3–5 м. Загальна кількість елементів сітки становить 6200 шт.

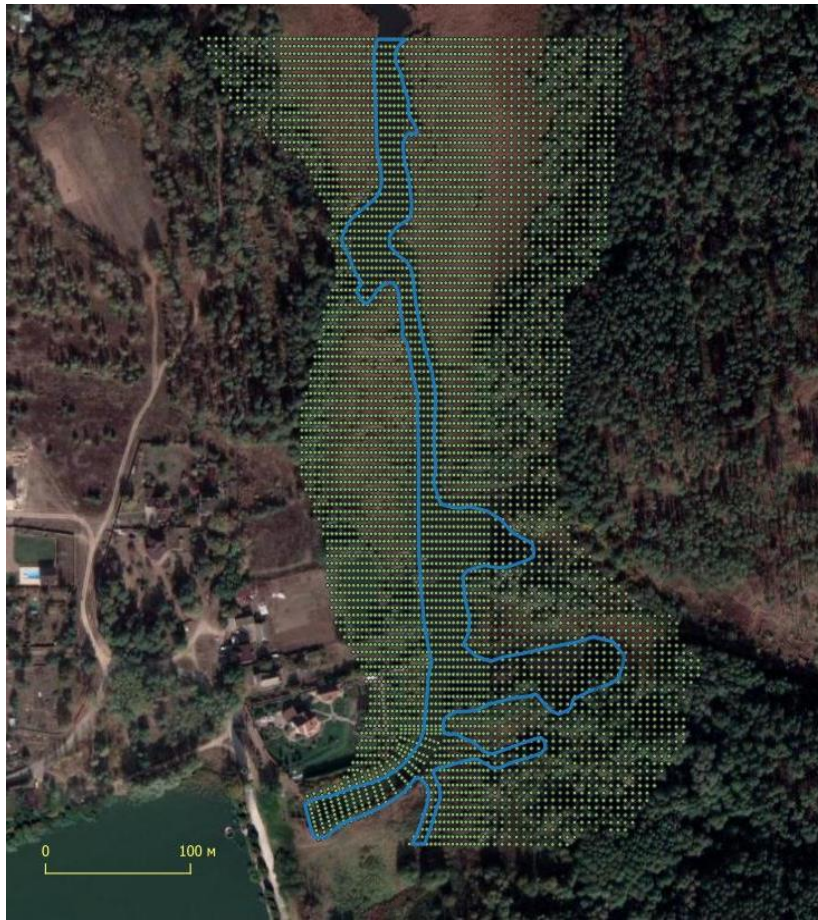


Рис. 3. Розрахункова сітка моделювання течії

5. Результати досліджень параметрів пропуску повені та хвилі прориву із врахуванням топографічних та гідравлічних неоднорідностей річища

5. 1. Модель кінематики руслових та повеневих потоків

Модель кінематики руслових та повеневих потоків побудована на базі усереднення за глибиною потоку та транспорту наносів [11]. Диференціальні рівняння, що описують нестационарну усереднену за глибиною течію, вирішуються за допомогою чисельної моделі FST2DH (2D Depth-averaged Flow and Sediment Transport Model) [12], яка реалізує метод скінченних елементів. Кроки, які зазвичай проводяться при застосуванні FST2DH для дослідження потоку поверхневих вод та транспортування наносів, вимагають загальні необхідні засоби для побудови сітки та призначення граничних умов. Тут це виконується засобами геоінформаційної системи (знаходяться у відкритому доступі [13]).

У систему розрахункових рівнянь входять рівняння переносу маси та імпульсу руху повеневих потоків, розмиву та транспорту наносів. Схема до розрахунку наведена на рис. 3.

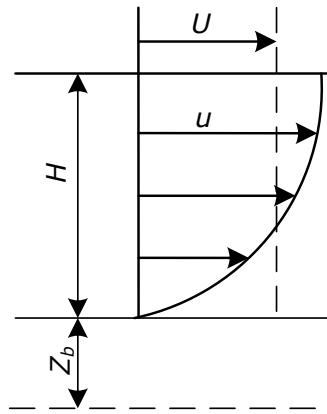


Рис. 3. Схема до розрахункової моделі руслового потоку

Рівняння переносу маси з врахуванням деформації дна має вигляд

$$\frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial q_1}{\partial x} + \frac{\partial q_2}{\partial y} = q_m, \quad (1)$$

де $z_w = z_b + H$ – рівень поверхні води, z_b – глибина зони розмиву (визначається за рівняннями балансу наносів); q_1 , q_2 – об’ємні витрати по x , y на одиницю ширини течії із швидкістю \mathbf{u} , що усереднена по глибині до U ; q_m – виток (стік) на одиницю площі.

Рівняння переносу імпульсу у питомих витратах, придонних зсувних напружень та напруженнях спричинених турбулентністю мають вигляд

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_1}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{q_1^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial x} + \\ + \frac{1}{\rho} \left[\tau_{bx} - \frac{\partial (H \tau_{xx})}{\partial x} - \frac{\partial (H \tau_{xy})}{\partial y} \right] = 0, \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \frac{q_2^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial y} + \\ + \frac{1}{\rho} \left[\tau_{by} - \frac{\partial (H \tau_{yx})}{\partial x} - \frac{\partial (H \tau_{yy})}{\partial y} \right] = 0, \end{aligned} \quad (3)$$

де τ_{bx} , τ_{by} – придонні зсувні напруження, τ_{xx} , τ_{yy} , $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ – напруження спричинені турбулентністю потоку; β – коефіцієнт корекції імпульсу потоку, який враховує зміну швидкості у вертикальному напрямку.

Компоненти придонних зсувних напружень визначаються наступним чином

$$\tau_{bx} = \rho c_f m_b \frac{q_1 \sqrt{q_1^2 + q_2^2}}{H^2},$$

$$\tau_{by} = \rho c_f m_b \frac{q_2 \sqrt{q_1^2 + q_2^2}}{H^2}, \quad (4)$$

$$m_b = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial y}\right)^2},$$

де $c_f = gn^2/H^{1/3}$ – коефіцієнт донного тертя, n – коефіцієнт шорсткості Маннінга.

Коефіцієнти Маннінга [14] та Шезі в моделі FST2DH [12] визначаються лінійними функціями глибини води. Варіації опору течії з глибиною води можуть виникати, коли коротка рослинність занурена і, можливо, зігнута потоком, або коли гілки дерев стикаються із потоком на високих рівнях води. Відповідні коефіцієнти опору течії для природних і побудованих каналів, а також для заплав можна оцінити, використовуючи праці [6, 15, 16].

Однак коефіцієнти в цих посиланнях були визначені на основі одновимірних наближень потоку і неявно враховують ефекти турбулентності та відхилення від рівномірної швидкості в перерізі. Мало інформації доступно для вибору коефіцієнтів для двовимірних усереднених глибин обчислень потоку. Коефіцієнт опору потоку можна оцінити на основі наявних посилань та досвіду. У верхньому створі течії задані витрати Q , в нижньому створі – рівень поверхні води z_w .

Прийнятий до розробки математичний комплекс дослідження річкових процесів дозволяє розраховувати у плановому наближенні розмив дна з врахуванням взаємодії з береговими та русловими гідротехнічними спорудами, включаючи локальний розмив згідно рівняння (2). Однак багато проблем річкового морфоутворення повинно розглядатися у просторовому тривимірному підході. У якості тестового розрахунку розглянуто задачу про взаємодію потоку з циліндричною опорою на розмивному дні за допомогою комплексу вирішувальних програм тривимірних течій REEF3D [16]. Вирішення задачі у просторовому форматі (здійснено короткочасний розрахунок) показало можливість дослідження турбулентних ефектів при взаємодії потоку з елементами конструкцій.

5. 2. Розрахунок кінематики течії під час пропуску повенеких витрат

На рис. 4–6 наведені результати розрахунку глибини, рівні поверхні води та поле швидкості течії після виходу з пригребельного водоскиду під час пропуску повенеких витрат.

Із рис. 4 видно, що глибина повенекого потоку у поперек річища змінюється із 5,5 м до 0,2 м. Це пояснюється швидким розтіканням потоку по річищу.

Після виходу із пригребельного водоскиду величина швидкості течії із 1,35 м/с до 0,33 м/с.

Результати розрахунків показали, що кінематика течії (модулі та напрямки векторів швидкостей) суттєво залежить від поверхневих рослинних форм та

глибин водопілля (рис. 2, 3). Проте заплава та річище достатньо широкі для розрахункових витрат та не створюють умов для суттєвих розмивів опор естакади. Незначні глибини розмиву за розрахунковий термін повені (менше 4 діб) прогнозуються через повільність розмиву.

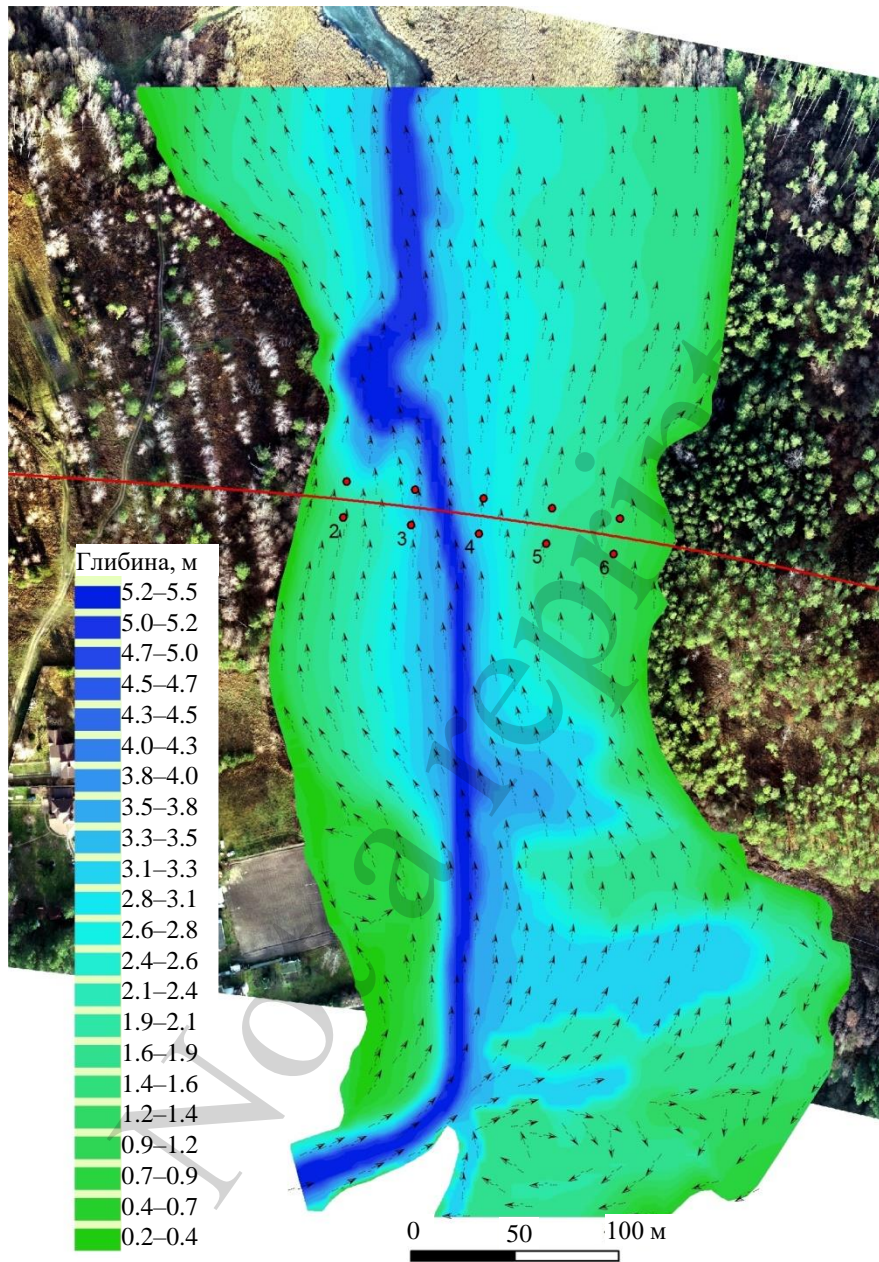


Рис. 4. Розподіл глибин та швидкостей повеневого потоку у межах розрахункової області

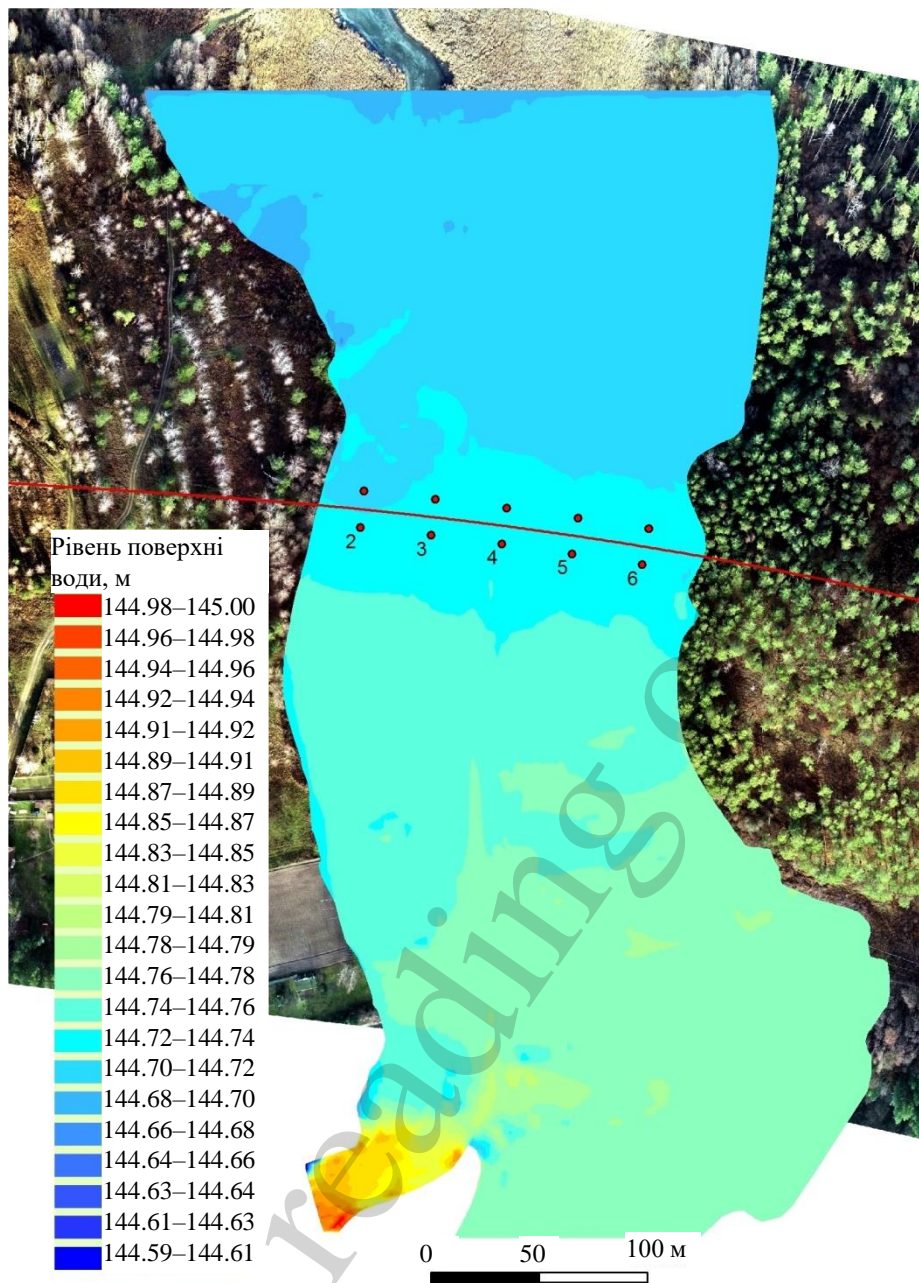


Рис. 5. Рівень поверхні води за результатами моделювання хвилі прориву

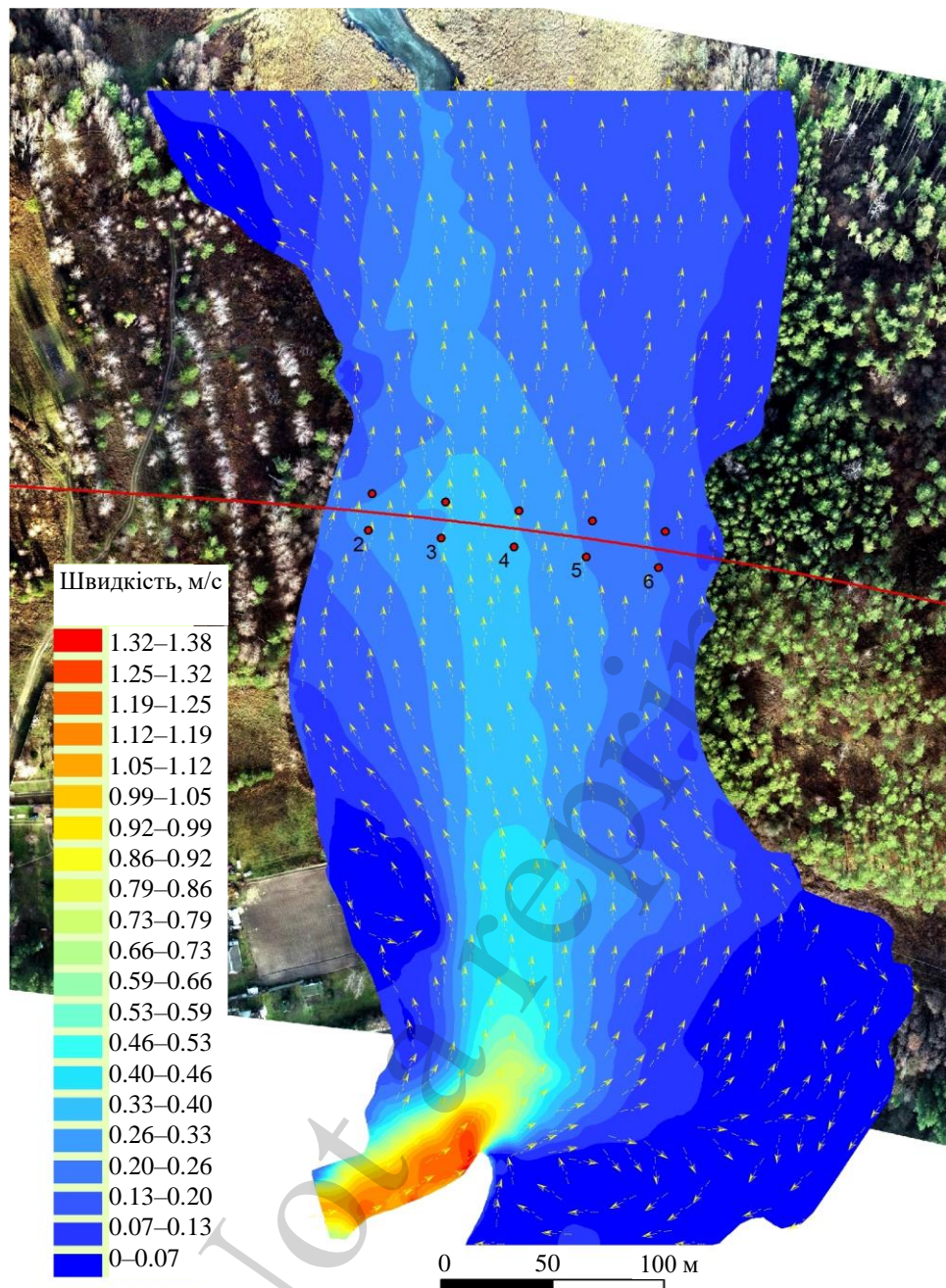


Рис. 6. Поле швидкості течії після виходу з пригребельного водоскиду

5.3. Результати моделювання гідродинаміки руху хвилі прориву із врахуванням топографічних та гідравлічних умов на річищі

Гідравлічні розрахунки проведені з врахуванням зв'язаних властивостей основного шару заплави, який складається із торфових накопичень, та неоднорідності глибин та шорсткості заплавної поверхонь ґрунтів. Розмиви опор на заплавної зоні практично відсутні.

У нижньому б'єфі водосховища розташований мостовий перехід через річку (рис. 4–6). Мостовий перехід перетинає ділянку попереднього водосховища каскаду на відстані $L=350$ м від водоскидних споруд греблі.

У результаті обстежень виявилось, що водоскидна споруда шахтного типу була розрахована на витрати, які більш ніж вдвічі менші за розрахункові витра-

ти ($Q_{p1\%}=117 \text{ м}^3/\text{с}$). Через це виникли питання щодо необхідності оцінки негативних ситуацій, при яких можуть бути загрози пов'язані з переливними ефектами та утворення хвиль прориву.

Внаслідок недостатності надійних вихідних даних та невеликими обсягами накопичення та протікання повеневих вод розрахунки проведемо наближеними методами за допомогою емпіричних формул, що рекомендуються у таких випадках нормативними та довідковими посібниками [5]. Відстань між трасою дороги та греблею проектом встановлено 350 м, що повинно бути обґрунтовано згідно чинних норм проектування.

За своєю фізичною сутністю хвиля прориву являє собою неконтрольований рух потоку суміші води та мулу, при якому глибина, ширина, нахил поверхні й швидкість плинущої змінюються у часі [3, 17], (рис. 7).

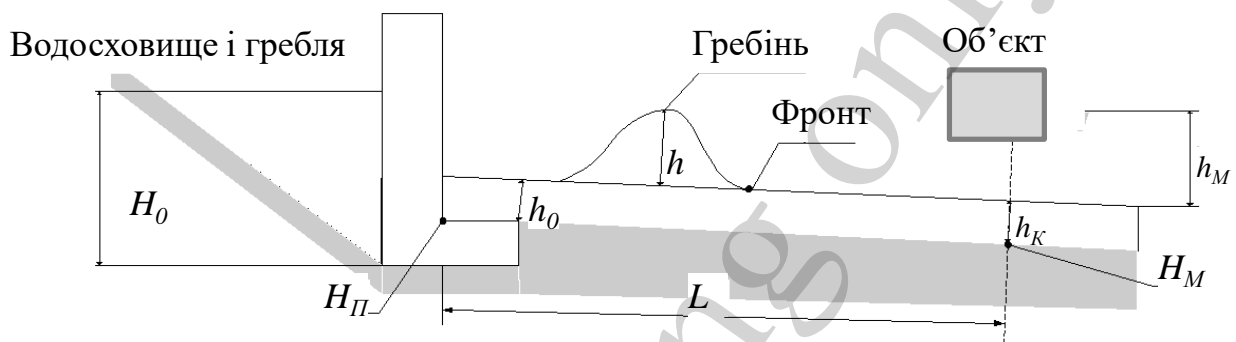


Рис. 7. Схематичний подовжній розріз гідровузла з ділянкою річки, форма хвилі прориву та об'єктом гідродинамічної небезпеки [12]

При цьому визначаються параметри трансформації хвилі прориву (пропуску) на задану відстань L від греблі в залежності від топографії місцевості та інших перепон.

Для розрахунку трансформації повеневого потоку визначимо максимальний скид витрати хвилі прориву за формулою:

$$Q_{CB} = Q_P \left(1 - \frac{W_{OP}}{W_P} \right) k_T, \quad (5)$$

де $k_T=0.85$ – коефіцієнт згладжування зламів трикутного гідрографа, тривалість якого за гідрологічними даними складає $T_{дiб}=4$ доби;

$W_{P1\%}=86400Q_P T_{дiб}=20.2 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ – обсяг розрахункової повені за тривалість гідрографа;

$W_{OP}=S_0 H_0$ – регуляційний об'єм водосховища, що дорівнює добутку площі поверхні ставка $S_0=0.35 \cdot 10^6 \text{ м}^2$ (вираховано по карті розрахункової ділянки) та середньої глибини спрацювання $H_0=2$ м. За цими даними отримано $Q_{CB}=95 \text{ м}^3/\text{с}$, що менше розрахункової витрати повені $Q_{p1\%}=117 \text{ м}^3/\text{с}$. Це свідчить про наявність транзитних властивостей ділянки добігання хвилі прориву до траси мос-

тового переходу без додаткових надходжень – суттєвого приросту водозбору згідно класифікації режимів прориву.

Для складання просторової моделі поширення хвилі прориву слід скористатися наявними кресленнями планового розташування греблі та автодороги із залученням висотної зйомки, яка означена відмітками та ізолініями на рис. 2, 3.

Методом покрокового наближення розраховано проходження витрат шахтним водоскидом та їх перерозподіл із переливом через гребінь довжиною $B=220$ м, що дозволило визначити переливний напір у розмірі $H_{\text{пр}}=0.72$ м. Це значно більше нормативно припустимого розміру $H_{\text{пр}}=0.1$ м, аби нехтувати можливість розмиву греблі та утворення хвилі прориву, що потрібно враховувати при розрахунках конструкцій мостового переходу. Розрахунки за цими параметрами дозволяють зробити висновок, що відстань траси від греблі відповідає нормативним вимогам: $L=350 \text{ м} > 2Bk_{\text{пр}}=2 \cdot 220 \cdot 0.34=149.6$ м.

Для порівняння визначаємо висоту хвилі прориву біля греблі:

$$H_{\text{хп}}=0,6h-h_6, \text{ м}, \quad (6)$$

де h – глибина водосховища біля греблі, м; h_6 – глибина річки нижче греблі, м.

Час проходження хвилі прориву через отвір зруйнованої греблі визначає час спорожнення водосховища в годинах [18]:

$$T = \frac{W_0 A}{3600 \mu B_i h \sqrt{h}}, \text{ год.} \quad (7)$$

де W_0 – об'єм водосховища; A – коефіцієнт кривизни водосховища, орієнтовно для розрахунку приймається рівним 2; μ – параметр, що характеризує форму русла річки ($\mu=0.6$ при близькій до параболічної форми річища); B_i – ширина прориву, м.

За розрахунками $T=2.8$ хв., що повинно відповідати максимальним значенням висоти та швидкості поширення хвилі прориву, які визначені за формулами без врахування трансформації у плані

$$h_{\text{max}} = \frac{2h^2}{Li + 3.3h}, \quad (8)$$

$$v_{\text{max}} = \frac{\beta_{\text{max}} \sqrt{h^{1.33} i}}{n \left(\frac{Li}{h} \right)^{0.37}}, \quad (9)$$

де L – відстань від греблі, n та β_{max} – коефіцієнти шорсткості та звивистості річища (розмірні), звичайно β_{max} дорівнює 0.6, значення n змінюється від 0.02 до 0.5; $i=0.0015$ – середній ухил річища.

Змінюються ці параметри дуже повільно по мірі просування від греблі (рис. 8), але суттєво залежать від визначення параметрів річища (шорсткості, звивистості т. д.) та в'язкості водно-грунтової суміші, що утворюється при руйнуванні греблі.

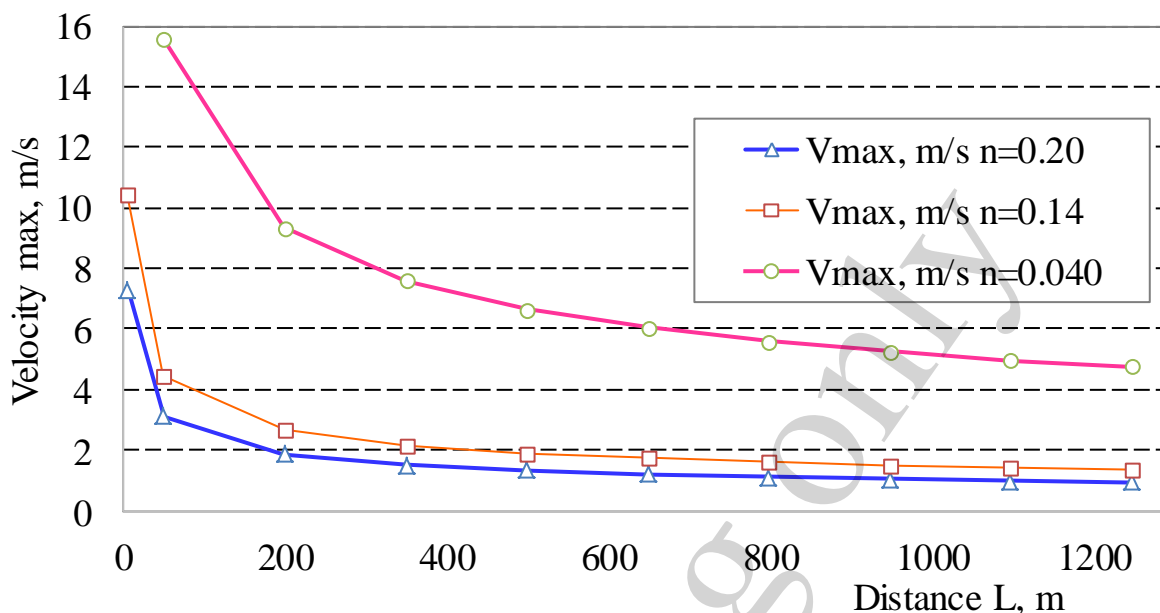


Рис. 8. Зміна максимальних значень швидкості просування хвилі від греблі

Визначення часу добігання хвилі прориву до заданого створа виконується:

$$t = L_i / V, \text{ год}, \quad (10)$$

де L_i – довжина ділянки річки із швидкістю V руху хвилі прориву. Наприклад, для річки з добре сформованим руслом, із вузькими заплавами без великих опорів, при ухилі дна $i=0.0012$ середня швидкість руху на ділянці річища та заплави згідно [7] становить $V_1=10$ км/год. У цьому випадку згідно табл. 1 відповідає річище з характеристикою 2 при ухилі $i=0.0015$ та середньою шорсткістю $n=0.140$.

Іншим способом, час випорожнення водосховища в секундах (при миттєвому руйнування греблі до меженного рівня) [6, 19] визначається:

$$T_0 = \frac{4.5\Omega}{B_i \sqrt{2gh}} \quad (11)$$

де Ω – дорівнює площі водосховища з врахуванням пропорційного зменшення дзеркала (для розглянутого конкретного водосховища площа складає $S_R=3.5 \cdot 10^5$ м² (рис. 9) і час спорожнення ставка становитиме $T_0=8.7$ хв).

На рис. 10 наведено результати формування хвилі прориву вздовж заплави. На рис. 4, 10 помітно, що при розтіканні проривного потоку повертається у відповідності з розворотом річища, на частині річища утворюється застійна зона.

Таблиця 1

Швидкості руху хвилі прориву руслами природних водотоків

Характеристика русла і заплави	$i=0,01$	$i=0,001$	$i=0,0001$
1. На річках з широкими затопленими заплавами	4–8	1–3	0,5–1
2. На звивистих річках із заростями чи нерівними каменистими заплавами, з розширеннями та звуженнями заплави	8–14	3–8	1–2
3. На річках із добре сформованим руслом, із вузькими заплавами без великих опорів	14–20	8–12	2–5
4. На слабозвивистих річках з крутими берегами та вузькими заплавами	24–18	12–16	5–10

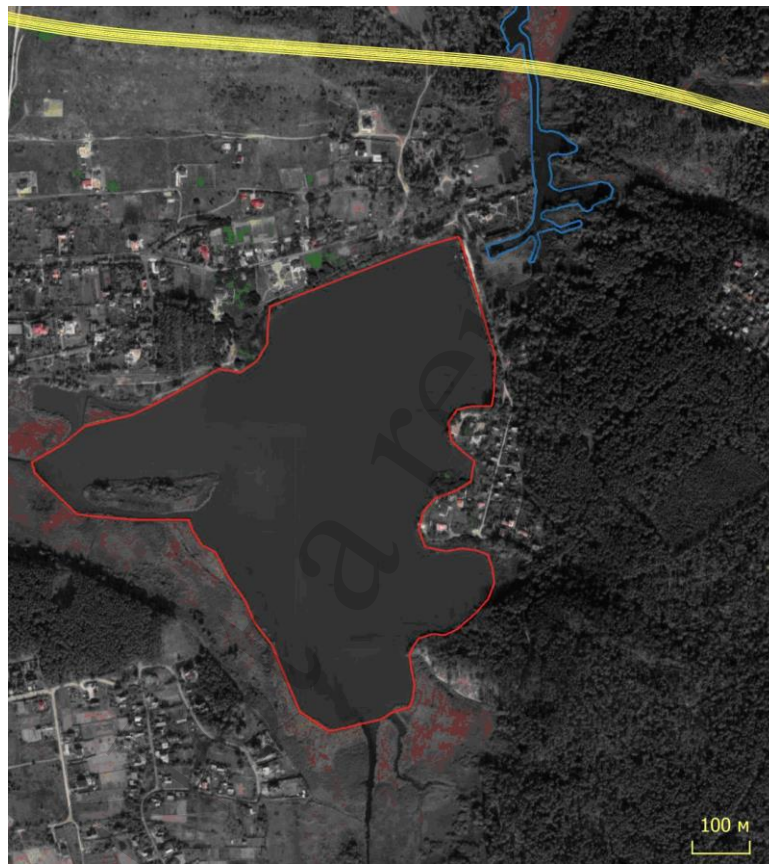


Рис. 9. Розташування водосховища поблизу мостового переходу на трасі автодороги, площею $S_R=350000 \text{ м}^2$

Згідно розрахунків по одновимірній моделі швидкості поширення хвилі прориву значно більші результати по плановій моделі (рис. 10).

Розрахунки за плановою моделлю (6)–(9) (попередні розрахунки виконані за одновимірною моделлю) показали, що під час розповсюдження хвилі прориву від греблі відбувається розтікання фронту хвилі по річищу. Це призводить до значно більшого, порівняно з одновимірними розрахунками, уповільнення її руху, зменшення висоти (рис. 11), зменшення концентрації водно-грунтової суміші. Таким чином, використання запропонованої методики дозволяє більш то-

чно визначити навантаження від хвилі прориву при розрахунках стійкості споруд мостового переходу.

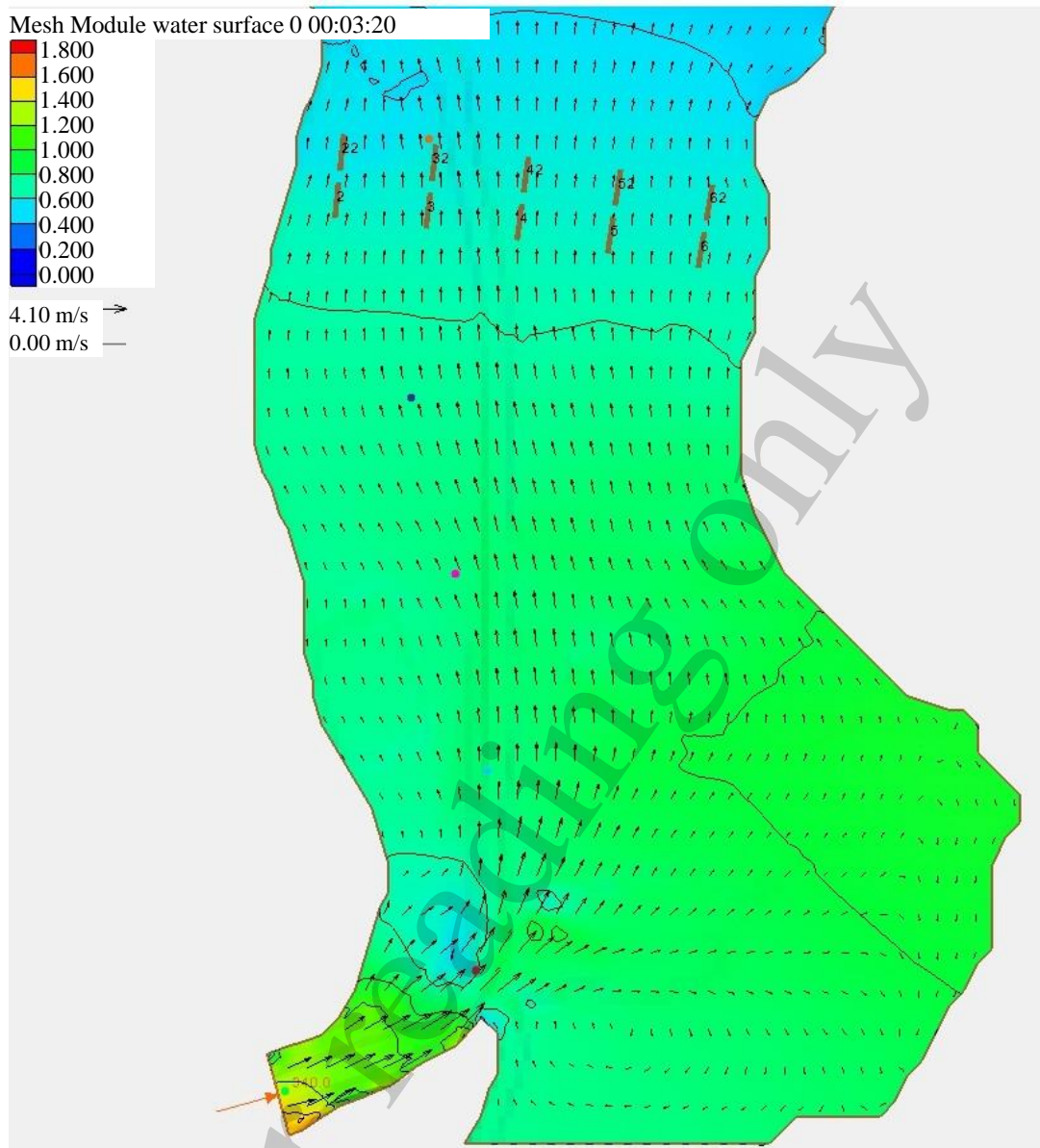


Рис. 10. Формування хвилі прориву вздовж заплави

На рис. 11 показано безрозмірні значення на профілі Arc 1 (вздовж річища що показано на рис. 4) розрахункових висот хвилі прориву h_w (відносно початкового напору $h_0=5.8$ м) та швидкостей (відносно швидкості вільного падіння із висоти початкового напору).

Висота хвилі прориву та зміна швидкості поширення хвилі прориву в математичній моделі розраховується в усіх вузлах розрахункової сітки. В процесі постаналізу результати надані у визначених семи датчиках Pt1–Pt7 рівномірно розташованих вздовж профілю Arc 1 (рис. 12).

Тут враховується не тільки зменшення витрати при випорожненні водосховища на $95 \text{ м}^3/\text{с}$, але також пониження висоти напору із 2,1 м до 1,25 м, через

що відбувається зменшення швидкості, що видно при порівнянні значень швидкості поширення хвиль вздовж профілю (рис. 13).

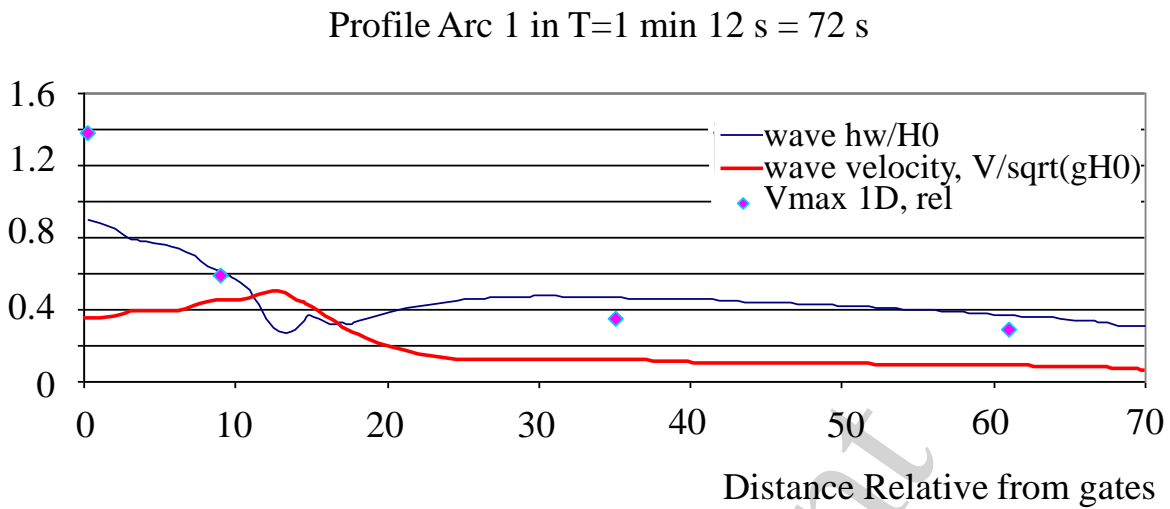


Рис. 11. Відносні параметри поширення хвилі прориву вздовж профілю по напрямку річища

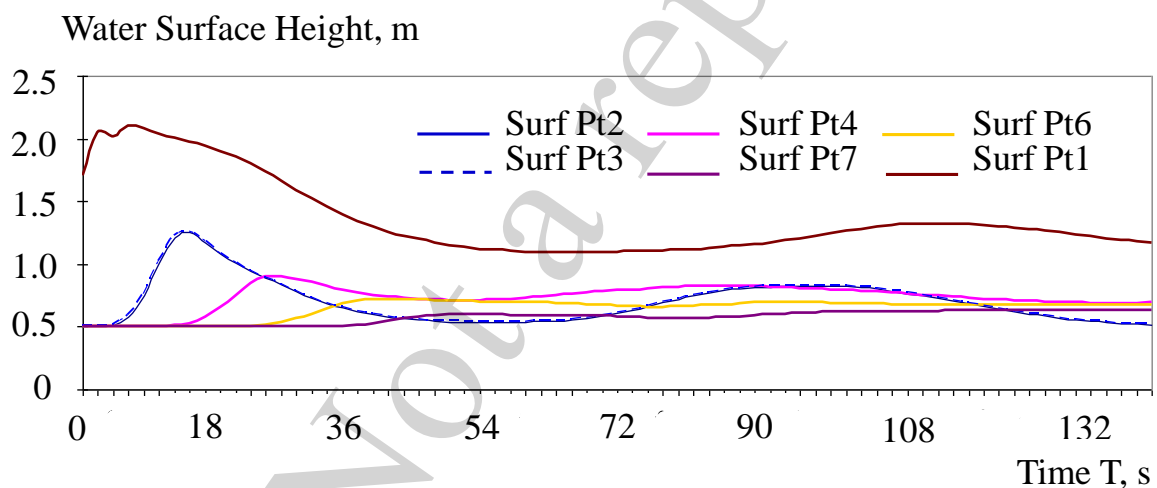


Рис. 12. Швидкості хвилі прориву на різній відстані від напірного фронту

Величина висоти хвилі прориву h_w понижується на 0,85 м по мірі поширення вздовж річища та розширення фронту по заплаві. Порівняння із результатами розрахунку по одновимірній моделі свідчить, що швидкість руху хвилі прориву зменшується значно швидше внаслідок врахування розтікання по заплаві.

Зміни швидкості та висоти хвилі прориву у часі в точках на різній відстані від напірного фронту на розрахункових графіках (рис. 12, 13) свідчать про суттєве зменшення цих параметрів при віддаленні фронту хвилі прориву. Це дозволить визначити небезпечність для об'єктів у нижньому б'єфі.

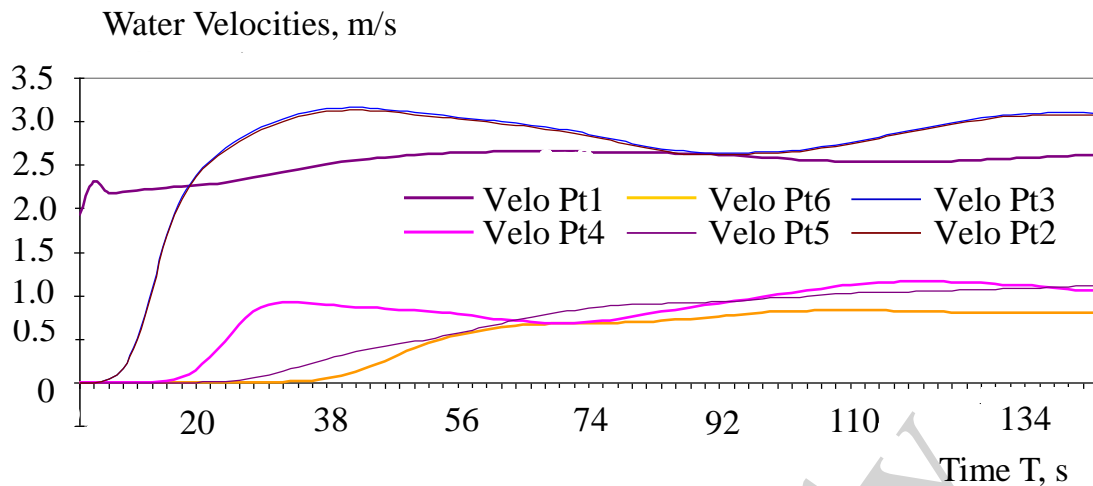


Рис. 13. Зміна висоти хвилі прориву під час розповсюдження вздовж річища

6. Обговорення створення чисельної моделі та результатів дослідження параметрів хвилі прориву

У роботі розроблено методику розрахунку параметрів пропуску повені та руху хвилі прориву. Головною перевагою розробленої методики є врахування факторів топографічних та гідравлічних умов на річищі, які суттєво впливають на поширення хвилі прориву. Для цього використовується модель кінематики руслових та проривних потоків, яка побудована на базі рівнянь швидкостей потоку, розмиву та транспорту наносів, які усереднені по глибинам потоку.

Диференціальні рівняння, що описують нестационарну усереднену за глибиною течію, вирішуються за допомогою чисельної системи FST2DH (2D Depth-averaged Flow and Sediment Transport Model) [12], яка реалізує метод скінченних елементів на плані топографічної ділянки річища.

Створена модель дала можливість отримати результати для конкретного випадку реального річища та водонапірної споруди, оцінити вплив нерівностей та шорсткості дна. Враховано також вплив виходу потоку на заплаву.

Результати проведених досліджень гідродинамічних параметрів руху хвилі прориву показали, що відбувається зменшення швидкості вздовж профілю з 3 м/с до 1 м/с. При цьому із віддаленням потоку від перетину прориву спостерігається суттєве пониження висоти напору з 2,1 м до 1,25 м.

На рис. 4, 9 помітно, що при розтіканні проривного потоку повертається у відповідності з розворотом річища, на частині річища утворюється застійна зона.

Розрахунки за плановою моделлю (6)–(9) показали, що під час розповсюдження хвилі прориву від греблі відбувається розтікання фронту хвилі по річищу. Це призводить до значно більшого уповільнення її руху порівняно з одновимірними розрахунками, які пропонуються нормативними документами, та зменшення висоти (рис. 11). Відбувається також зменшення на 0,65 м висоти концентрації водно-грунтової суміші, що дозволяє провести точніші розрахунки навантаження від дії хвилі прориву при розрахунках стійкості транспортних та інших споруд.

Результати розрахунку показали, що $Q_{\text{СБ}}=95 \text{ м}^3/\text{с}$, що менше розрахункової витрати повені $Q_{\text{р1\%}}=117 \text{ м}^3/\text{с}$. Це свідчить про наявність транзитних властивостей ділянки добігання хвилі прориву до траси мостового переходу без додаткових надходжень – суттєвого приросту водозбору згідно класифікації режимів прориву.

Методом покрокового наближення розраховано проходження витрат шахтним водоскидом та їх перерозподіл із переливом через гребінь довжиною $B=220 \text{ м}$. Це дозволило визначити переливний напір у розмірі $H_{\text{пр}}=0.72 \text{ м}$, що є значно більшим за нормативний $H_{\text{пр}}=0.1 \text{ м}$, аби нехтувати можливістю розмиву греблі та утворення хвилі прориву. Це потрібно враховувати при розрахунках конструкцій мостового переходу.

Одним із недоліків проведеного дослідження є двовимірний метод розрахунку параметрів пропуску повені та хвилі прориву. Розвиток методів застосування просторової математичної моделі є перспективним напрямом подальших досліджень.

7. Висновки

1. Розроблено модель кінематики руслових та повеневих потоків, що дозволяє проводити розрахунок параметрів пропуску повені та хвилі прориву та визначити вплив їх на формування розмиву підмостових споруд із врахування факторів топографічних та гідравлічних умов на річищі.

На відміну від відомих моделей, наведена модель дозволяє розраховувати у плановому наближенні розмив дна з врахуванням взаємодії з береговими та русловими гідротехнічними спорудами, включаючи локальний розмив.

2. Проведено дослідження кінематики течії під час пропуску повеневих витрат. Встановлено, що модулі та напрямки векторів швидкостей течії суттєво залежить від поверхневих рослинних форм та глибин водопілля. Незначні глибини розмиву за розрахунковий термін повені (менше 4 діб) прогнозуються через повільність розмиву. Результати, розрахунків показали, що витрата $Q_{\text{СБ}}=95 \text{ м}^3/\text{с}$, що менше розрахункової витрати повені $Q_{\text{р1\%}}=117 \text{ м}^3/\text{с}$. Це пояснюється наявністю транзитних ділянок, у яких відбувається добігання хвилі прориву до траси мостового переходу.

Встановлено, що глибина повеневого потоку у поперек річища змінюється із 5,5 м до 0,2 м.

3. Результати дослідження гідродинамічних параметрів руху хвилі прориву із врахуванням топографічних та гідравлічних умов на річищі показали, що відбувається зменшення швидкості вздовж профілю з 3 м/с до 1 м/с. Із віддаленням потоку від перетину прориву спостерігається суттєве пониження висоти напору з 2,1 м до 1,25 м.

Подяка

Автори щиро вдячні за дані батиметричних та гідрологічних вимірювань, які були отримані за результатами проведених польових досліджень експедиції «Геодезичної агенції» під керівництвом Примака О. В., що були організовані консорцією «Мегапроект» (головний інженер Палій В. Я.).

Література

1. Бондар, О. І., Михайленко, Л. Є., Ващенко, В. М., Лапшин, Ю. С. (2014). Сучасні проблеми гідротехнічних споруд в Україні. Вісн. НАН України, 2, 40–47. URL: <http://www.visnyk-nanu.org.ua/sites/default/files/files/Visn.2014/2/8.Bondar.pdf>
2. Kim, B. (2014). Resilience Assessment of Dams' Flood-Control Service. *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, 34 (6), 1919. doi: <https://doi.org/10.12652/ksce.2014.34.6.1919>
3. Strygina, M. A., Gritsuk, I. I. (2018). Hydrological safety and risk assessment of hydraulic structures. *RUDN Journal of Engineering Researches*, 19 (3), 317–324. doi: <https://doi.org/10.22363/2312-8143-2018-19-3-317-324>
4. Goncharova, O., Bunina, Y., Gaidukova, M., Egorov, V., Mikheeva, O. (2020). Wave breakthrough factor in dam destruction. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1001 (1), 012099. doi: <https://doi.org/10.1088/1757-899x/1001/1/012099>
5. Chen, Y., Lin, P. (2018). The Total Risk Analysis of Large Dams under Flood Hazards. *Water*, 10 (2), 140. doi: <https://doi.org/10.3390/w10020140>
6. Пособие к СНиП 2.05.03-84 "Мосты и трубы" по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки (ПМП-91). М.: Трансстрой, 177–186.
7. Slavinska, O., Tsynka, A., Bashkevych, I. (2020). Predicting deformations in the area of impact exerted by a bridge crossing based on the proposed mathematical model of a floodplain flow. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 4 (7 (106)), 75–87. doi: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.208634>
8. Morales, R., Ettema, R. (2013). Insights from Depth-Averaged Numerical Simulation of Flow at Bridge Abutments in Compound Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139 (5), 470–481. doi: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)hy.1943-7900.0000693](https://doi.org/10.1061/(asce)hy.1943-7900.0000693)
9. Veremenyuk, V. V., Ivashechkin, V. V., Nemerovets, O. V. (2019). Modeling of Process for Level Changes in Cascade of Two Channel Water Reservoirs in Case of Flooding. *Science & Technique*, 18 (2), 146–154. doi: <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-146-154>
10. Zhaparkulova, Y., Nabiollina, M., Amanbayeva, B. (2019). Methods of forecasting calculations of breakthrough wave at hydrodynamic accidents waterstorage dam. *E3S Web of Conferences*, 97, 05033. doi: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199705033>
11. Chanson, H. (2004). *Hydraulics of Open Channel Flow*. Butterworth-Heinemann. doi: <https://doi.org/10.1016/b978-0-7506-5978-9.x5000-4>
12. Froehlich, D. C. (2003). *User's Manual for FESWMS FST2DH Two-dimensional Depth-averaged Flow and Sediment Transport Model*. Release 3.
13. QGIS Training Manual. URL: https://docs.qgis.org/testing/en/docs/training_manual/
14. Greco, M., Mirauda, D., Plantamura, V. (2014). Manning's Roughness Through the Entropy Parameter for Steady Open Channel Flows In Low

Submergence. *Procedia Engineering*, 70, 773–780. doi: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.084>

15. Al-Hashimi, S. A. M., Madhloom, H. M., Nahi, T. N., Al-Ansari, N. (2016). Channel Slope Effect on Energy Dissipation of Flow over Broad Crested Weirs. *Engineering*, 08 (12), 837–851. doi: <https://doi.org/10.4236/eng.2016.812076>

16. REEF3D User Guide 19.05. Marine Civil Engineering NTNU Trondheim. URL: https://reef3d.files.wordpress.com/2019/05/reef3d-userguide_19.05.pdf

17. Степанов, К. А. (2013). Упрощенная методика моделирования распространения волны прорыва для обеспечения защиты земель от наводнения. *Научный журнал Российского НИИ проблем мелиорации*, 4 (12), 130–140. URL: <http://www.cawater-info.net/bk/dam-safety/files/stepanov.pdf>

18. Острроверх, Б. М., Башкевич, І. В., Корецький, А. С., Онищенко, А. М., Потапенко, Л. С. (2020). Оцінювання впливу хвилі прориву греблі на довговічність транспортної споруди. *Дороги і мости*, 21, 226–235. doi: <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2020.21.226>

19. Vasquez, J. A., Roncal, J. J. (2009). Testing RIVER2D and FLOW-3D for sudden dam-break flow simulations. CDA 2009 Annual Conference. Whistler. URL: https://www.researchgate.net/publication/327671462_TESTING_RIVER2D_AND_FLOW-3D_FOR_SUDDEN_DAM-BREAK_FLOW_SIMULATIONS

Not a report