

ОСНОВИ ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

УДК 628.36

С.В. ТЕЛИМА, Є.О. ОЛІЙНИК

МЕТОДИЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКІВ ДИНАМІКИ ҐРУНТОВИХ ВОД НА ПРИЛЕГЛИХ ДО ВОДОСХОВИЩ ТА КАНАЛІВ ТЕРИТОРІЯХ

***Анотація.** Запропоновано удосконалені аналітичні моделі оцінки динаміки ґрунтових вод на прилеглих до водосховищ та каналів територіях для прогнозування процесів підтоплення та затоплення в зонах впливу вказаних гідротехнічних споруд. Розглянуто основні розрахункові схеми фільтрації із врахуванням дренажних споруд, які дозволяють запроєктувати та розробити відповідні заходи щодо захисту підтоплених земель різного призначення.*

***Ключові слова:** водосховище, канал, аналітичні моделі, підтоплення, дренаж, прогноз.*

Вступ

В Україні існує значна кількість водосховищ і каналів різного призначення, що суттєво впливає на режим ґрунтових і підземних вод на прилеглих до них територіях, особливо на ділянках з великою різницею позначок горизонтів води у порівнянні з природним рівнем ґрунтових вод. Тому прогнозування підпору ґрунтових вод, підтоплення земель і втрат води на фільтрацію в межах впливу водосховищ і каналів є важливим елементом природоохоронних заходів в таких районах [6–8]. Для оцінки впливу водосховищ, каналів і річок на гідроекологічні умови територій, які до них прилягають, доцільно, в першу чергу, проводити районування цих територій з метою виділення типових ділянок, які відрізняються між собою за геолого-гідрологічними та іншими умовами, і, виходячи із них, вибирати необхідні розрахункові схеми для виконання подальших прогнозних розрахунків. Методи і методики проведення таких досліджень наведені, зокрема, в роботах [3, 9].

При обґрунтуванні розрахункових схем потоків, що підтоплюють прилеглі до водосховищ і каналів території, досить часто використовується схема потоку в однорідній і приведеній до однорідної водоносній товщі ґрунтів (рис. 1). Для схем фільтрації із водосховища (каналу) у водоносний горизонт ґрунтових вод при відсутності дренажу (схема півобмеженої водоносної

товщі) розрахункові формули для визначення основних гідродинамічних параметрів підтоплення територій мають наступний вигляд [1, 2, 4]:

$$H(x, t) = H_e + h_0 \Phi^*(\lambda), \quad h_0 = H_1 - H_2, \quad (1)$$

$$Q(t) = km_s \frac{h_0}{\sqrt{\pi at + \Delta L}}, \quad (2)$$

$$W(t) = \frac{2}{\pi} \frac{km_s}{a} h_0 \Delta L B(\alpha) \text{ при } \Delta L > 0, \quad (3)$$

$$W(t) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \frac{km_s}{a} h_0 \sqrt{at} \text{ при } \Delta L = 0, \quad (4)$$

де $B(\alpha) = \alpha - \ln(1 + \alpha)$, $\alpha = \frac{\sqrt{\pi at}}{\Delta L}$, H – рівень (напір, глибина) ґрунтових вод, м, $Q(t), W(t)$ – фільтраційна витрата і об'єм, які втрачаються внаслідок фільтрації в берег на одиницю його урізу (при $h_0 > 0$). Величини Q і W виражаються відповідно м²/доба і м².

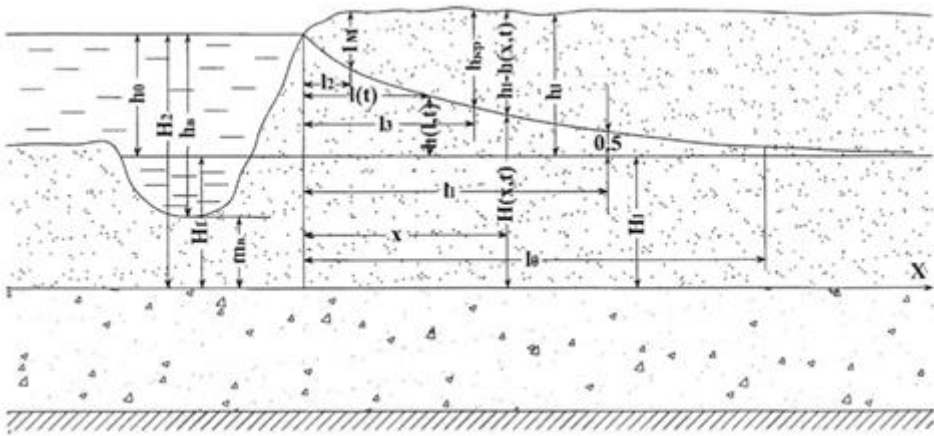


Рис. 1 – Схема фільтрації із водосховища при відсутності захисного дренажу

Для визначення розмірів характерних зон l_0, l_1, l_2, l_3 , в яких рівень H досяг на відстані $x = l_i$ якогось конкретного значення (рис. 1), використовуються наступні залежності [2, 3]:

$$l_1 = 2\sqrt{at} \operatorname{Arc}\Phi^* \left(\frac{0,5}{h_0} \right) - \Delta L, \quad (5)$$

$$l_2 = 2\sqrt{at} \operatorname{Arc}\Phi^* \left(\frac{h_e - 1M}{h_0} \right) - \Delta L, \quad (6)$$

$$l_3 = 2\sqrt{at} \operatorname{Arc}\Phi^* \left(\frac{h_e - h_{кр}}{h_0} \right) - \Delta L, \quad (7)$$

$$l_0 = 2\sqrt{at} \sqrt{at \ln \left(\frac{h_0}{I_1 \sqrt{\pi at}} \right)} - \Delta L, I_1 > 0 \quad (8)$$

При цьому ширина зони насичення фільтраційним потоком $l(t)$ розраховується за наступною формулою:

$$l(t) = \frac{W(t)}{h_0 \mu [1 + \bar{h}(l)] + [H_1 + H_e(l)] n_0}, \quad (9)$$

де $\bar{h}(l) = \frac{h(l,t)}{h_0}$ – відносний підпір ґрунтових вод при $x = l$, $W(t)$ – об'єм води, витрачений на насичення ґрунтів берега фільтраційними водами. У випадку фільтрації із каналу втрачений об'єм у формулі (9) треба приймати $2W(t)$.

У наведених формулах коефіцієнт п'єзопровідності a визначається для однорідного ґрунту як

$$a = \frac{km_s}{\mu}, \quad (10)$$

а для двошарового ґрунту (із слабопроникним верхнім шаром) як

$$a = \frac{km_1}{\mu_0}, \quad (11)$$

де m_s – осереднена товщина (потужність) однорідного пласта (середня глибина потоку), m_1 – товщина (потужність) нижнього, більш проникного шару двошарового пласта, μ_0 – водовіддача верхнього шару цього пласта. Товщина m_s визначається за формулою:

$$m_s = 0,5(H_{\max} + H_{\min})\beta, \quad (12)$$

де H_{\max}, H_{\min} – максимальна і мінімальна потужності на проектній ділянці території підтоплення ($x=0, x=L$), β – коефіцієнт, який залежить від відношення H_{\min}/H_{\max} і приймається $\beta=1,0, \dots, 1,3$.

Якщо водоносна товща складається з декількох шарів ґрунту, то ця n -шарова товща приводиться до однорідної через наступні залежності:

$$\bar{H} = H - m + m_0; m = \sum_{i=1}^{n-1} m_i; m_0 = \sum_{i=1}^{n-1} m_i \frac{k_i}{k}, \quad (13)$$

де k_i і m_i – коефіцієнти фільтрації і потужності i -го шару товщі, m_0 – потужність багат шарового ґрунту, яка приведена до основного шару n з коефіцієнтом фільтрації k і потужністю m . В якості основного шару приймається той шар, в якому буде розташовуватися вільна поверхня ґрунтового потоку після підвищення (зниження) його рівня. Якщо вільна поверхня потоку після зміни рівня води на границі (урізі) не перетинає границі між шарами, то розрахункова величина a знаходиться за формулами (10), (11). При цьому для визначення коефіцієнта β і m_s , замість H_{\min} і H_{\max} , приймаються їх приведені значення \bar{H}_{\min} і \bar{H}_{\max} . Методика наближеного визначення параметра a у випадку, коли вільна поверхня буде знаходитись у різних шарах водоносної товщі, наведена, зокрема, в роботі [4].

Глибина (рівень) ґрунтового потоку в природних умовах H_e приймається на підставі натурних спостережень, а при їх відсутності за формулою:

$$H_e = H_1 + I_1 x - 0,5 \frac{\varepsilon}{k H_p} x^2, \quad (14)$$

де ε – модуль живлення ґрунтового потоку, м/добу; $I_1 = \frac{dH_e}{dx}$ – нахил ґрунтового потоку на прилеглий території, $H_p = 0,5(H_1 + H_n)$, H_1, H_n – відповідно глибини (рівні) на урізі ($x=0$) і на кінцевій границі території ($x=L$). Модуль живлення ε ґрунтового потоку визначається за формулою

$$\varepsilon = (\varepsilon_{\text{інф.}} + \varepsilon_{\text{к}}) - (\varepsilon_{\text{н}} + \varepsilon_{\text{т}}), \quad (15)$$

де $\varepsilon_{\text{інф.}}$ і $\varepsilon_{\text{к}}$ – інфільтрація і конденсація атмосферних й інших вод, $\varepsilon_{\text{н}}$ і $\varepsilon_{\text{т}}$ – випаровування і транспірація на одиницю площі дзеркала ґрунтових вод.

Нахил ґрунтового потоку I_1 в природних умовах приймається додатним ($I_1 > 0$) при напрямку потоку до водосховища і від'ємним ($I_1 < 0$) при напрямку потоку від водосховища. Слід зазначити, що найбільш достовірні

значення параметрів ε, I_1 можуть бути одержані за даними натурних спостережень [10].

У наведених формулах параметром ΔL враховується додатковий опір фільтрації ґрунтів під дном водосховища (каналу, річки). Ця величина визначається за даними натурних спостережень або за залежностями, які найбільш повно представлені для різних водойм і водоносних товщ під ними в роботах [1–4]. Зокрема, для широких водоймищ шириною $B > 2m_s$: у випадку однорідного ґрунту маємо:

$$\Delta L = 0,44m_s; \quad (16)$$

а для двошарового ґрунту при $\frac{k_1}{k_g} \geq 10$

$$\Delta L = \sqrt{\frac{k_1 m_1 m_g}{k_g}}; \quad (17)$$

при $1 < \frac{k_1}{k_g} < 10$

$$\Delta L = 0,5 \left(h_0 + m_1 + m_g \sqrt{\frac{k_1}{k_g}} \right); \quad (18)$$

при $\frac{k_1}{k_g} < 1$

$$\Delta L = 0,5 \left(h_g + m_g + m_1 \frac{k_1}{k_g} \right), \quad (19)$$

де h_g – глибина води у водоймі; m_g, k_g – відповідно товщина і коефіцієнт фільтрації верхнього шару під водоймою; m_1, k_1 – товщина і коефіцієнт фільтрації нижнього шару.

Значення відомих функцій

$$\Phi^*(\lambda) = 1 - \Phi(\lambda), \quad \Phi(\lambda) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^\lambda e^{-x^2} dx, \quad (20)$$

при параметрі $\lambda = \frac{x + \Delta L}{2\sqrt{at}}$ визначаються за відповідними таблицями [2, 4];

$l(t)$ – зона насичення берега фільтраційним потоком, l_1 – розповсюдження підпору ґрунтових вод, де величина підпору складає $H - H_e \geq 0,5m$;

l_2 – підтоплення земель, де глибина ґрунтових вод від поверхні землі після

підпору складає $h \leq 1m$; l_3 – підтоплення земель, де глибина ґрунтових вод від поверхні землі після підпору складає $h < h_{кр}$, де $h_{кр}$ – критична глибина, яка приймається згідно з нормативними вимогами (забудовою території, характером використання сільськогосподарських земель); l_0 – зона фільтрації із водосховища (каналу), де рівень ґрунтових вод майже співпадає із природним рівнем ($H \approx H_e$). Зазначені віддалі знаходяться при відомих постійних значеннях глибин $h = H - H_e$. Площі цих зон вираховуються за формулою $w_i = l_i L_i$, де l_i, L_i – відповідно довжина і ширина типової ділянки берега водосховища (каналу). Також зазначимо, що величину $l(t)$ за формулою (9) знаходять підбором з використанням методу послідовних наближень. У випадку фільтрації із каналу в чисельнику формули (9) замість об'єму W необхідно приймати подвійний об'єм $2W$.

Таким чином, для гідродинамічних прогнозів на кожній типовій ділянці водосховища (каналу) необхідні наступні вихідні дані:

1. Середнє значення підпору рівня води у водосховищі (каналі) в проектних умовах, h_0 .

2. Потужності (товщини) ґрунтового потоку (рівень) H_e , водотривкого шару, який його підстеляє, і першого під ним напірного водоносного пласта на урізі водосховища (каналу) m_i і природного напору в цьому пласті.

3. Коефіцієнти фільтрації ґрунтів шарів водоносної товщі і водоупору k_i .

4. П'єзопровідність водоносної товщі a .

5. Глибина (рівень) ґрунтового потоку в природних умовах H_e , його модуль живлення ε і нахил на урізі води I_1 .

6. Приведена довжина, яка враховує фільтраційний опір ґрунтів під дном водосховища (каналу), ΔL .

Значення m_i визначаються за типовими геолого-літологічними і гідрогеологічними перерізами даної ділянки. Значення h_0 задається проєктантами. Коефіцієнти фільтрації k_i і водовіддачі μ_i приймаються за даними польових і лабораторних досліджень. Значення інших вихідних даних можна приймати за наведеними вище формулами.

У результаті виконаних гідроекологічних прогнозів проектним організаціям видаються рекомендації стосовно низки меліоративних, природоохоронних і запобігаючих підтопленню територій різних заходів, зокрема, щодо необхідності дренажу територій населених пунктів, промислових забудов і сільськогосподарських земель для запобігання чи усунення їх підтоплення та інші необхідні матеріали [2, 3].

На підставі аналітичних розв'язків математичних моделей неусталеної фільтрації із водосховищ і каналів в неоднорідно-шарових ґрунтах, складених із добре- і слабопроникних шарів ґрунту, отримано ряд залежностей для визначення зниження РГВ на прилеглих до водосховища (каналу) територіях за рахунок дії захисного горизонтального (вертикального) дренажу, влаштованого вздовж водоймища на визначених територіях. У цих

розрахункових формулах враховані боковий приток (приплив) із водойми, інфільтраційне живлення, яке формується за рахунок атмосферних опадів і можливого зрошення на ділянках підтоплення або випаровування з поверхні ґрунтових вод.

Так, для схеми однорідної водоносної товщі або приведеної до неї неоднорідної, перевищення РГВ над рівнем води в горизонтальному дренажі в будь-якому перерізі x визначається наступною залежністю:

$$h(x, t) = H(x, t) - H_g = h(x) + (h_0 - h(x))e^{-\alpha^2 t}; \quad (21)$$

погонний приплив (витрата) до недосконалого дренажу

$$q_g(t) = h(0, t) \frac{T}{\Phi_g}; \quad (22)$$

погонний відтік (витрата) від недосконалого водосховища (каналу)

$$q_s(t) = \frac{T}{\Delta L} (h_s - h(L, t)). \quad (23)$$

Тут $h_0 = H_0 - H_g$ – початкове перевищення (після підтоплення), $h(0, t) = H(0, t) - H_g$ – перевищення в перерізі дрени ($x = 0$), $h(L, t) = H(L, t) - H_g$ – перевищення в перерізі урізу води у водосховищі (каналі) ($x = L$). Перевищення $h(0, t)$ і $h(L, t)$ визначаються за формулами

$$h(0, t) = h'_g + (h_0 - h'_g) e^{-\alpha^2 t}, \quad (24)$$

$$h(L, t) = h'_s + (h_0 - h'_s) e^{-\alpha^2 t}, \quad (25)$$

а перевищення рівня в умовах усталеної фільтрації, тобто, при $t \rightarrow \infty$, за формулами:

$$h(x) = H(x) - H_g = h'_g + \frac{h'_s - h'_g}{L} x + \frac{\varepsilon x}{T} (L - x), \quad (26)$$

де $h'_g = \frac{q_g}{T} \Phi_g$, $h'_s = h_s - \frac{q_s}{T} \Delta L$ – відповідно перевищення рівнів, які встановлюються за дренаю ($h'_g = H'_g - H_g$) і біля урізу водойми ($h'_s = H'_s - H_g$) при $t \rightarrow \infty$.

Витрати q_g і q_{ϵ} для схеми бокового припливу до дренажу визначаються як:

$$q_g = \frac{Th_{\epsilon} + \epsilon L(0,5L + \Delta L)}{L + \Phi_g + \Delta L}, \quad (27)$$

$$q_{\epsilon} = \frac{Th_{\epsilon} \pm \epsilon L(0,5L + \Phi_g)}{L + \Delta L + \Phi_g}. \quad (28)$$

Фільтраційні опори на недосконалість водосховища ΔL визначаються за формулами (17)–(19), а дренажу Φ_g для зазначеної водоносної товщі – за формулою:

$$\Phi_g = 0,73m_s \lg \frac{m_s}{Tr_g}, \quad (29)$$

m_s – середня товщина водоносної товщі, $h_{\epsilon} = H_2 - H_g$ – перевищення рівня води у водосховищі над рівнем води в дренажі, $r_g = 0,28P_g$, де P_g – периметр робочої (змоченої) частини дренажу (під рівнем ґрунтових вод біля дренажу). Крім того, в розрахункових формулах прийнято: α – корінь, який визначається за графіком на рис. 2, де

$$C_1 = \frac{L}{\Phi_g}, \quad C_2 = \frac{L}{\Delta L}, \quad T = m_s k, \quad \bar{t} = \frac{t}{\tau}, \quad \tau = \frac{\mu L^2}{T}, \quad \epsilon$$

– середня інтенсивність живлення, яка визначається за формулою (15). Якщо в цій формулі $(\epsilon_{\epsilon} + \epsilon_T) > \epsilon_{\text{инф.}} + \epsilon_k$, тобто, інфільтраційні втрати будуть більшими від живлення ґрунтових вод, то одержимо модуль ϵ від'ємним і в розрахункових формулах величина ϵ повинна мати протилежний знак. Проте відомо, що особливо при випаровуванні величина ϵ_{ϵ} залежить від глибини рівня ґрунтових вод, зменшуючись зі збільшенням цієї глибини. Тому, як правило, в інженерних розрахунках приймається осереднене значення $\epsilon_{\text{вс}}$, враховуючи те, що критична глибина ґрунтових вод поверхні землі $z_{кр}$, при якій $\epsilon_{\epsilon} = 0$, зокрема, складає для середньо- і дрібнозернистого піску 0,5–1,2 м, для суглинку середнього і важкого – 3,0–2,0 м, для супіску – 3 м, а для важкої глини – 1,2–1,5 м [1, 3, 10].

Слід зазначити, що запропонованими залежностями доцільно користуватись для величин часу $t \geq 0,2\tau$ [4, 5].

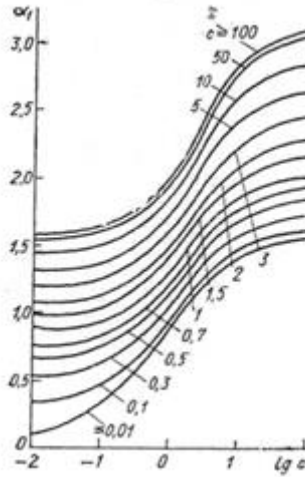


Рис. 2 – Графік для визначення кореня α

Для схеми двошарової водоносної товщі з верхнім шаром покривних відкладень, в якому розташовані водосховище (канал) і дренаж (рис. 3),

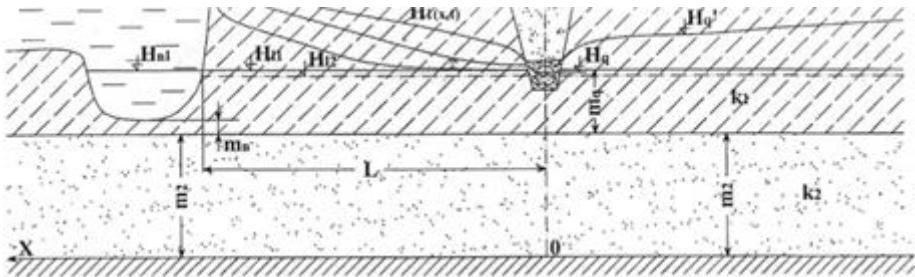


Рис. 3 – Схема фільтрації із водосховища в горизонтальний дренаж в умовах двошарової водоносної товщі

перевищення РГВ у верхньому шарі для значень часу $t > 10 \frac{\mu_1 m_1}{k_1}$ визначається за формулою:

$$h_1(x,t) = h_1(x) - \left[h_1(x) - \frac{h_{01}\mu_1 + h_{02}\mu_2}{\mu_1 + \mu_2} \right] e^{-\alpha^2 t_0}, \quad (30)$$

де $h_{01} = H_{01} - H_g$, $h_{02} = H_{02} - H_g$ – початкові перевищення рівнів (напорів) у шарах ґрунту, μ_1, μ_2 – відповідно, коефіцієнти гравітаційної і пружної водовіддачі шарів ґрунту, k_1, k_2 – коефіцієнти фільтрації відповідно верхнього і нижнього шарів ґрунту $\left(\frac{k_1}{k_2} \ll 1 \right)$, $m_1 = m_g + 0,5h_g$, m_2 –

потужності верхнього і нижнього шарів, $\bar{t}_0 = \frac{t}{\tau_0}$, $\tau_0 = \frac{(\mu_1 + \mu_2)L^2}{T}$,

$$T = k_1 m_1 + k_2 m_2 \approx T_2 = k_2 m_2.$$

Значення витрат відтоку із водосховища q_e і витрат припливу до дренажу визначаються за формулами (27)–(28), в яких при визначенні необхідних перевищень приймаються наступні значення фільтраційних опорів (при $k_1 \leq 0,1k_2$)

$$\Phi_g = 0,73m_2 \frac{k_2}{k_1} \lg \frac{4m_1}{\pi r_g}, \quad (31)$$

$$\Delta L = \sqrt{\frac{k_2 m_2 m_1}{k_1}} \quad \text{при} \quad B > 2(m_1 + m_2). \quad (32)$$

Для інших випадків розглянутої розрахункової схеми рекомендації з визначення фільтраційних опорів наведені в роботах [4, 5].

Розглянемо у якості методичного прикладу схему фільтрації із недосконалого водоймища до недосконалої дрени у двошаровій водоносній товщі, яка є типовою для зрошувальних земель Півдня України. При цьому використаємо синтезовані вхідні дані стосовно необхідних для розрахунку параметрів, що характеризують геофільтраційні властивості водоносної товщі:

$$h_e = 5\text{м}, h_0 \approx h_{0_2} = 1\text{м}, k_1 = 0,1\text{м/доба}, k_2 = 5\text{м/доба}, \varepsilon = 0,001\text{м/доба}, L = 200\text{м},$$

$$\mu_1 = 0,05, \mu_2 = 0,005, \Delta L = 200\text{м}, \Phi_g = 300\text{м}, T_2 = 50\text{м}^2/\text{доба}, m_1 = 5\text{м}.$$

Спочатку визначаємо

$$\bar{C}_2 = \frac{200}{300} = 0,667, \quad \bar{C}_2 = \frac{200}{200} = 1, \quad \tau_0 = \frac{(0,05 + 0,005)200^2}{50} = 44\text{доби},$$

за графіком на рис. 2 знаходимо $\alpha = 1,20$.

Розрахунки за запропонованою методикою можливі для $t \geq \frac{10 \cdot 0,05 \cdot 5}{0,1} = 25\text{доби}$. Розрахунки обмежимо визначенням перевищень

рівня h_1 в перерізах $x = 0, 100\text{м}, 200\text{м}$, і їх результати зводимо в табл. 1.

Значення витрат $q_g(0,0)$ і $q_g(L,0)$ визначені наближено за умови, що рівень води у водосховищі до заданого рівня H_2 піднявся миттєво.

Згідно з прийнятою методикою при побудові кривої депресії рівні h'_e біля водойми, h'_g біля дрени (якщо величиною нависання потоку над дренаю можна знехтувати) випрямляються до горизонтів води у водоймі і дрени.

Таблиця 1

$t, \text{доба}$	\bar{t}_0	$h_1(0,t)_м$	$h_1\left(\frac{L}{2},t\right)_м$	$h_1(L,t)_м$	$q_g(t)_м^2 / \text{доба}$	$q_e(t)_м^2 / \text{доба}$
0	0	1,0	1,0	1,0	0,167	1,00
20	0,455	1,54	1,92	2,33	0,257	0,667
30	0,68	1,86	2,34	2,71	0,31	0,573
40	0,91	2,08	2,65	3,08	0,346	0,48
60	1,37	2,37	3,04	3,53	0,395	0,367
100	2,27	2,59	3,34	3,89	0,432	0,277
150	2,41	2,65	3,43	4,43	0,44	0,25
∞	∞	2,67	3,45	4,48	0,445	0,245

Із табл. 1 видно, що запропонований дренаж, розташований приблизно на глибині 4,5–5 м від рівня води у водосховищі, дозволяє підтримувати на всій території між водосховищем і дренажем рівень, який буде нижчим, ніж рівень води у водосховищі на глибині від 1 м біля водосховища і до 2,5 м біля дренажу і за ним. Зазначимо, що якщо середня за рік інтенсивність випаровування на зазначеній території буде перевищувати середню за рік інтенсивність живлення ε , то глибини зниження рівня будуть значно більші зазначених і тому дренаж можна закладати на значно меншій глибині (2,5–3 м).

При схематизації природних умов часто використовується розрахункова схема тришарової водоносної товщі, яка складається із верхнього і нижнього добрепроникних шарів ґрунту, розділених слабопроникним прошарком (рис. 4), за умови, що водосховище (канал) і дренаж повністю розташовані у верхньому шарі водоносної товщі. Положення рівня ґрунтових вод у верхньому шарі ґрунту $h(x)$ на ділянці L між водосховищем і дренажем для умов усталеної фільтрації, коли ці рівні будуть найбільшими, можна визначити за формулою (26), а витрати із водосховища q_e і в дренаж q_g – відповідно за формулами (27) і (28). При цьому в зазначених формулах приймаються

$$T = k_1 m_1 + k_3 m_3, \quad m_1 = m_g + 0,5 h_e, \quad h'_g = \frac{q_g}{T} \Phi_g, \quad h'_e = h_e - \frac{q_e}{T} \Delta L,$$

а фільтраційні опори на недосконалість водосховища ΔL і дренажу Φ_g для тришарової товщі ґрунту при $\bar{L} = cL > 3$, де

$$c = \sqrt{\frac{k_2 T}{m_2 T_1 T_3}}, \quad T_1 = k_1 m_1, \quad T_3 = k_3 m_3, \text{ визначаються за формулами як:}$$

$$\Phi_g = \frac{T}{T_1} \Phi_{g1} + \frac{T_3}{T_1} \frac{0,5}{c}, \quad (33)$$

$$\Delta L = \frac{T}{T_1} \Delta L_1 + \frac{T_3}{T_1} \frac{0,5}{c}, \quad (34)$$

де фільтраційні опори на недосконалість відносно верхнього шару середньою потужністю m_1 , Φ_g , ΔL_1 визначаються за формулами (29) і (16). Методика визначення опорів у випадку $\bar{L} < 3$ наведена в роботі [5].

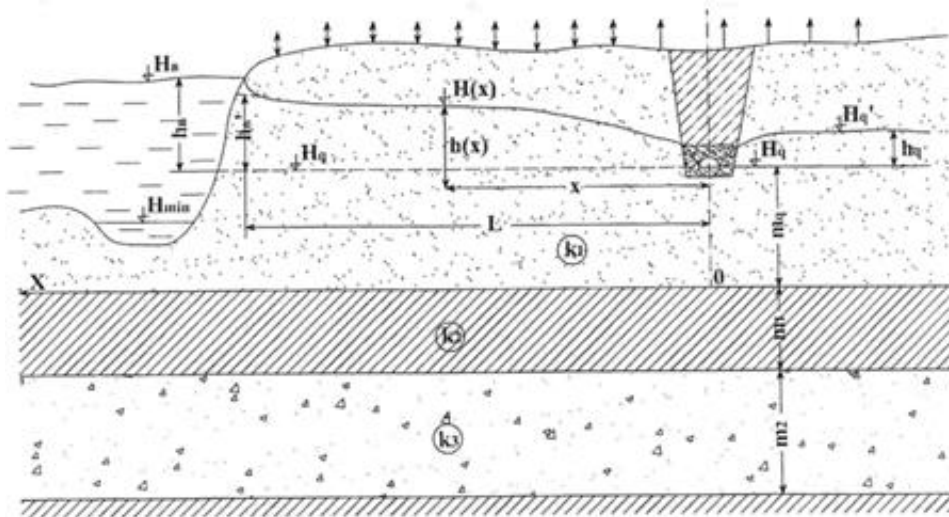


Рис. 4 – Схема фільтрації із водосховища в горизонтальний дренаж в умовах тришарової водоносної товщі

Таким чином, на основі проведених теоретичних досліджень із врахуванням існуючих фундаментальних розробок в області теорії фільтрації і гідродинаміки дренажних систем і водозаборів розроблені і запропоновані методи розрахунку різних систем захисного дренажу від підтоплення та затоплення територій, прилеглих до водосховищ та каналів різного призначення. Запропоновані аналітичні залежності дозволяють виконувати прогнози розрахунку підйому рівнів ґрунтових вод на ділянках, прилеглих до водосховищ і каналів, з визначенням їх характерних розмірів за площею та за глибиною ґрунтового потоку. В залежності від фільтраційних властивостей ґрунтів пропонуються методи розрахунку різних захисних дренажних споруд для перехоплення та організованого відведення ґрунтового потоку, що поступає з боку водойм і каналів, та підтримання необхідних РГВ на захисних територіях. Наведені розрахункові схеми та приклади розрахунків свідчать про ефективність застосування та використання розроблених методик при вирішенні проблем підтоплення та затоплення територій різного призначення.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Веригин Н.Н., Васильев О.Ф., Разумов Г.А. Фильтрация из водохранилищ и прудов / Н.Н. Веригин, О.Ф. Васильев, Г.А. Разумов. – М.: Колос, 1975. – 303 с.

2. Веригин Н.Н., Брага П.А. Методы расчетов подпора грунтовых вод, подтопления земель и потерь на фильтрацию на участках перераспределения стока / Н.Н. Веригин, П.А. Брага // Водные ресурсы. – 1980 – № 2. – С. 20–30.
3. Методические рекомендации по расчетам защиты территорий от подтопления в зоне орошения. К., Минводхоз УССР, 1986. – 392 с.
4. Олейник А.Я. Фильтрационные расчеты вертикального дренажа / А.Я. Олейник. – К.: Наукова думка, 1978. – 202 с.
5. Олейник А.Я. Гидродинамика дренажа / А.Я. Олейник. – К.: Наукова думка, 1981. – 284 с.
6. Телима С.В. Прогноз підтоплення забудованих територій в зонах впливу водосховищ / С.В. Телима // Науковий вісник будівництва. – Харків, ХДТУБА, – вип. 21 – 2003. – С. 121–126.
7. Телима С.В., Жученко Є.В. До оцінки впливу каскаду дніпровських водосховищ на гідроекологічний стан Черкаського Придніпров'я. Наук.-техн. зб. «Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки», К., КНУБА, 2005, вип. 4. – С. 143–149.
8. Телима С.В. Проблеми підтоплення південних районів України ґрунтовими водами. Вплив Каховського водосховища, магістральних каналів зрошувальних систем. Наук.-техн. зб. «Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки». К., КНУБА, 2006, вип. 6. – С. 14–32.
9. Телима С.В. Прогнозування процесів підтоплення міських територій та промислово-міських агломерацій в сучасних умовах. Методи і методика досліджень. Наук.-техн. зб. «Містобудування та територіальне планування», К., КНУБА, 2005, вип. 22. – С. 367–378.
10. Шестаков В.М., Пашковский И.С., Соيفер А.М. Гидрогеологические исследования на орошаемых территориях / В.М. Шестаков, И.С. Пашковский, А.М. Соيفер. – М.: Недра, 1982. – 244 с.

Стаття надійшла до редакції 28.10.2016