

$$G = \left(\frac{K_H U_H}{\omega} \right)^{2,33} 0,219 d^{3,48} e^{\left(\frac{8,33}{\sqrt[3]{d} \sqrt{1+m^2}} \right)}, \quad (12)$$

где G — расход наносов; K_H — интенсивность турбулентности; U_H — скорость наката волны на откос; ω — гидравлическая крупность наносов; d — средне-взвешенный диаметр частиц грунта, слагающего откос; m — коэффициент заложения откоса; e — основание натуральных логарифмов.

Из зависимости (12) следует, что чем выше скорости потока и интенсивности турбулентности, тем больше расход наносов, а следовательно, и объемы размывов берегов водоемов, находящихся в стадии формирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Максимчук В.Л. Уравнение деформации морского берега в поле волн и прибрежных течений. — В сб.: Наука і техніка в міському господарстві. Киев, 1971.
2. Ленартович Е.С. Распределение скоростей в прибойной зоне малых водоемов. — Минск, 1977, № 12.
3. Ленартович Е.С. Определение максимальных скоростей волн на откосе. — В сб.: Мелиорация торфяников и их сельскохозяйственное использование: Тр. БелНИИМиВХ. Минск, 1977, вып. 3.
4. Ленартович Е.С., Саплюков Ф.В. Интенсивность турбулентности волнового потока на откосе. — В сб.: Конструкции и расчеты осушительно-увлажнительных систем: Тр. БелНИИМиВХ. Минск, 1979, вып. 4.
5. Дмитриева Г.А. Влияние насыщения потока наносами на его кинематическую структуру: Автореф. ... дис. канд. техн. наук. — Новочеркасск, 1975.
6. Дзбаршян Э.Т. Влияние твердых частиц на турбулентные характеристики жидкости и их транспорт потоком малой мутности: Автореф. дис... канд. техн. наук. — Киев, 1962.
7. Виноградова В.М. Экспериментальное исследование полей скоростей и концентрации равномерных взвешенных потоков: Автореф. дис... канд. техн. наук. — Л., 1968.

УДК 626.8:624.131.6

Г.А.ЩЕРБАКОВ, канд. техн. наук, и.о. доц.

ПРОГНОЗ ДИНАМИКИ УРОВНЕЙ ГРУНТОВЫХ ВОД С УЧЕТОМ ИЗМЕНЕНИЯ ЕМКОСТНЫХ И ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПАРАМЕТРОВ

Для прогнозов динамики уровней грунтовых вод (УГВ) в настоящее время широко используются аналитические методы, базирующиеся на решении одномерного уравнения Буссинеска, которое имеет в случае плоскопараллельного потока вид [1]:

$$\frac{\partial (\mu h)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial h}{\partial x} \right) \pm \omega, \quad (1)$$

где μ — коэффициент водоотдачи; K — коэффициент фильтрации водоносной толщи, LT^{-1} ; ω — интенсивность инфильтрационного питания, LT^{-1} ; t — текущее время, T .

В общем случае произведение Kh в правой части уравнения (1) является функцией времени, но обычно допустима замена $Kh \approx Kh_{\text{ср}}$. В этом случае уравнение (1) приводится к виду (рис. 1):

$$\frac{\partial(\mu h)}{\partial t} = T \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \pm \omega, \quad (2)$$

где $T = Kh$ — проводимость потока, $L^2 T^{-1}$.

В зависимости от физической интерпретации μ в уравнении (2) различают несколько теорий фильтрации: линейную, в которой коэффициент водоотдачи принимается постоянным [2], [3] и другие, теорию замедленной

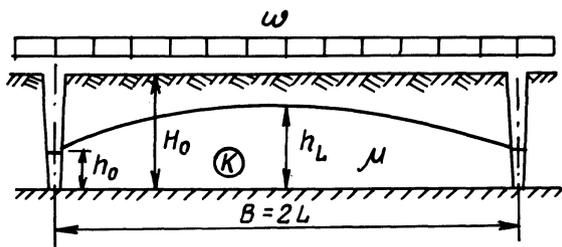


Рис. 1. Расчетная схема горизонтального систематического дренажа.

водоотдачи [4], предполагающей изменение водоотдачи в функции от времени и скорости понижения уровней; нелинейную теорию, в которой водоотдача принимается зависящей от напора [5], [6]. Область применения линейной теории ограничена случаями, когда колебания УГВ происходят на глубине, превышающей высоту капиллярного подъема в дренируемых грунтах, и влиянием капиллярной каймы на величину μ можно пренебречь. Принято считать, что предпосылка об относительной неизменности μ в песчаных грунтах выполняется при глубине стояния УГВ 1,5–2,0 м и скоростях снижения уровней менее 3–6 см/сут [7], [8]. Вполне очевидно, что в случае фильтрационных расчетов дренажей в гумидной зоне указанные предпосылки не выполняются, вследствие чего применение многочисленных аналитических решений, полученных на основе линейной теории фильтрации с постоянными коэффициентами, затруднительно ввиду неопределенности расчетного значения коэффициента водоотдачи μ_p .

Теория Болтона предполагает, что интенсивность запаздывания процесса водоотдачи может быть получена из выражения

$$\omega_3 = a \mu_p \int_0^t \frac{\partial h}{\partial t} \frac{e^{-a(t-\tau)}}{t-\tau} d\tau, \quad (3)$$

где ω_3 — интенсивность запаздывающей водоотдачи, $L T^{-1}$; μ_p — предельное значение коэффициента водоотдачи; a — параметр, характеризующий интенсивность изменения μ во времени t , T^{-1} .

С учетом (3) балансовое уравнение приводится к виду

$$\mu_H \frac{\partial h}{\partial t} + a \mu_H \int_0^t \frac{\partial h}{\partial t_{t=\tau}} e^{-a(t-\tau)} d\tau = T \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \pm \omega. \quad (4)$$

Здесь μ_H — начальное значение коэффициента водоотдачи.

В интерпретации В.М.Шестакова и Т.Д.Стрельцовой [9] для a справедливо выражение

$$a = [\mu_H (3h(K_Z + h_K/K_K))]^{-1}, \quad (5)$$

где K_Z — коэффициент фильтрации водоносной толщи в вертикальном направлении, LT^{-1} ; K_K — коэффициент фильтрации капиллярной каймы, LT^{-1} ; h_K — высота капиллярного подъема в дренируемых грунтах, L .

Общеизвестно, что расчетные значения K_K могут весьма существенно изменяться в тех случаях, когда колебания УГВ происходят на глубине, не превышающей высоты капиллярного подъема дренируемых грунтов. Кроме того, при прочих равных условиях величина коэффициента K_K существенно зависит от физического состояния зоны аэрации. В частности, наличие мерзлоты, изменяя воздухопроводность грунтов, влияет на расчетное значение K_K и, следовательно, в соответствии с выражением (5) — на величину a . Поэтому коэффициент a в уравнении (5) при близких относительно дневной поверхности УГВ правильнее, по-видимому, считать не константой грунта, а константой опыта. Практическое использование модели Болтона и ее модификаций затрудняется отсутствием надежных методов определения коэффициентов уравнения (4).

Как предполагает нелинейная теория, коэффициент μ в уравнении (2) изменяется в функции от напора и при относительно незначительных скоростях снижения УГВ в хорошо проницаемых грунтах дотеканием можно пренебречь. Известно приближенное решение уравнения (2) с учетом линейного изменения коэффициента водоотдачи в функции от напора:

$$\mu_D = \beta(H_0 - h), \quad (6)$$

β — эмпирический коэффициент, L^{-1} *

Выполненное нами обобщение результатов опытов по определению коэффициента водоотдачи песчаных грунтов показало, что характер изменения μ по глубине в общем случае вполне удовлетворительно аппроксимируется кривыми [6]:

$$\mu_D = \frac{\mu_H}{a\sqrt{2\pi}} \cdot \int_0^s e^{-[(s-b)/c]^2/2} ds; \quad (7)$$

$$\mu_D = \mu_H (1 - e^{-ds^n}), \quad (8)$$

* Получено В.Ш.Стронгиним [5].

где $s = H_0 - h$ — понижение УГВ относительно поверхности грунта, L ; μ_p — предельное значение коэффициента водоотдачи; a, b, c — эмпирические коэффициенты (рис. 2).

В частности, из (8) при небольших понижениях уровней и при $n = 1$ можно получить

$$\mu_d = \mu_p \cdot d \cdot s = \beta (H_0 - h) ** \tag{9}$$

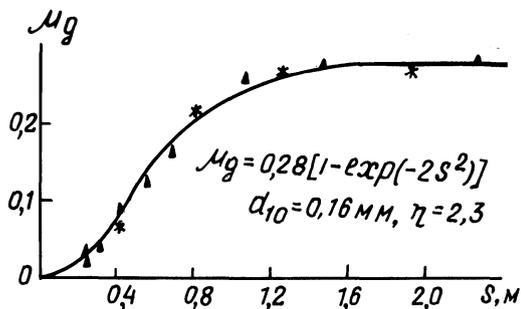


Рис. 2. Характер изменения коэффициента водоотдачи μ среднезернистых песков в функции от понижения, s .

Результаты численного решения нелинейного уравнения (1) с учетом (7) и (8) сравнивались нами ранее с данными лабораторных опытов в фильтрационном лотке, выполненных при тех же краевых условиях [6]. Незначительное расхождение результатов теоретических расчетов и опытных данных свидетельствует о том, что в хорошо проницаемых песчаных грунтах использование нелинейной модели фильтрации при учете изменения коэффициента водоотдачи μ_d по формулам (7) и (8) позволяет с вполне приемлемой точностью прогнозировать изменение УГВ при расчетах горизонтального дренажа и при оценке влияния водохозяйственных мероприятий на прилегающие территории. Существенное преимущество данной модели состоит в том, что она позволяет учитывать влияние рельефа местности на динамику уровней.

Практическое использование нелинейной модели фильтрации с учетом (7) или (8) в настоящее время затрудняется отсутствием надежных методов идентификации многочисленных коэффициентов уравнений (2), (7) и (8). Поэтому мы используем иной подход к решению данной задачи.

Прежде всего отметим, что произведение μh в числителе левой части уравнения (2) выражает влагозапасы гравитационной воды в колонне грунта высотой h с основанием $dx \cdot 1$. Следовательно, μ в этом случае является коэффициентом интегральной водоотдачи. Поскольку по (7), (8) $\mu_d = f(s)$, рассматривая произведение μh как сложную функцию, уравнение (2) можно привести к виду

$$\mu_d \frac{\partial h}{\partial t} = T \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \omega, \tag{10}$$

** Выражение для коэффициента водоотдачи, рекомендованное В.Ш.Стронгиним.

где $\mu_d = \mu + s \frac{\partial \mu}{\partial s}$ — коэффициент дифференциальной водоотдачи, характеризующий количество воды, которое отдает водонасыщенный грунт при понижении УГВ на величину dh .

Приближенный способ учета изменения емкостных и фильтрационных параметров безнапорного фильтрационного потока в уравнении (1) возможен, если допустить, что μ и Kh зависят только от времени. В этом случае при $\omega = 0$ уравнение (1) приводится к виду

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} = \frac{1}{\tau(t)} \cdot \frac{\partial^2 \bar{h}}{\partial \bar{x}^2}, \quad (11)$$

где $\tau(t) = \mu(t) L^2 / T(t)$ — время стабилизации потока, T ;

$$\bar{h} = \frac{h}{H_0}, \quad \bar{x} = \frac{x}{L}. \quad (12)$$

Уравнение (11) можно видоизменить, если вместо независимой переменной t ввести новую, определяемую выражением

$$\bar{t}^* = \int_0^t \frac{1}{\tau(t)} dt. \quad (13)$$

В этом случае $d\bar{t}^*/dt = 1/\tau(t)$ и уравнение (11) имеет вид

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{t}^*} = \frac{\partial^2 \bar{h}}{\partial \bar{x}^2}. \quad (14)$$

Поскольку начальные и граничные условия принимаем не зависящими от времени $\bar{h}_{x,0} = 1$; $\bar{h}(0, \bar{t}^*) = \bar{h}_0$ $\partial \bar{h} / \partial \bar{x}_{\bar{x}=1} = 0$, они остаются без изменения.

Анализ экспериментальных данных, полученных нами при изучении динамики снижения уровней в полевых условиях и в фильтрационном лотке, показал, что в безнапорных плоскопараллельных потоках характер изменения $\tau(t)$ протекает во времени в соответствии с выражением

$$\tau(t) = \frac{\tau_n}{1 + \tau_n \Delta\gamma e^{-at}}, \quad (15)$$

τ_n — предельное значение параметра стабилизации, T

$$\text{При } t \rightarrow 0 \quad \tau(t) = \tau_n / (1 + \tau_n \Delta\gamma) = \tau_H. \quad (16)$$

$$\text{Если } t \rightarrow \infty, \quad \tau(t) = \tau_n. \quad (17)$$

С учетом (15) на основании (13) можно получить

$$\bar{t}^* = t^*/\tau_n = [t + \tau_n \Delta (1 - e^{-\gamma t})] / \tau_n, \quad (18)$$

t^* — псевдовремя, Т.

Из (18) следует, что изменение во времени параметра стабилизации $\tau(t)$ в процессе безнапорной фильтрации можно интерпретировать как процесс, протекающий с постоянным конечным значением параметра стабилизации τ_n в масштабе времени t^* , отличающемся от реального на величину коэффициента

$$m = 1 + \frac{\tau_n}{t} \cdot \Delta (1 - e^{-\gamma t}). \quad (19)$$

Известно, что решение уравнения (14) при краевых условиях $\bar{h}(\bar{x}, 0) = 1$;

$\bar{h}(0, \bar{t}^*) = \bar{h}_0$; $\frac{\partial \bar{h}}{\partial \bar{x}} = 0$ и при $\bar{x} = 1$ имеет вид [2]:

$$\bar{h}_L = \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n+1} \frac{2}{A} e^{-A^2 \bar{t}^*}; \quad (20)$$

$$A = \pi(2n - 1)/2. \quad (21)$$

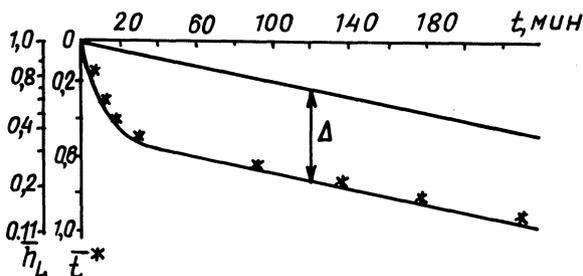


Рис. 3. Номограмма для определения параметров безнапорного фильтрационного потока.

Из (20) следует, что относительное понижение \bar{h}_L зависит только от относительного времени \bar{t}^* .

Сущность разработанного графоаналитического метода определения параметров τ_n , Δ , γ состоит в следующем. На графике связи $\bar{h} = f(\bar{t}^*)$ (рис. 3) по известным значениям \bar{h}_L находят соответствующие значения \bar{t}^* . Далее

строится график функции $\bar{t}_i^* = \frac{t_i}{\tau_{pi}}$,

$$\text{где } \tau_{pi} = \tau_n/m = \tau_n / (1 + \frac{\tau_n}{t} \Delta(t_i)), \quad (22)$$

$$\Delta(t_i) = \Delta(1 - e^{-\gamma t_i}). \quad (23)$$

Тогда параметр τ_{pi} может быть определен как тангенс угла наклона касательной к кривой $\bar{t}^* = f(t)$ в точке с координатами t_i и \bar{t}_i^* . Параметр Δ ха-

рактирует сдвиг асимптоты кривой $t^* = f(t)$ относительно начала координат (см. рис. 3). Из (16) следует, что параметр сдвига Δ может быть также определен из выражения

$$\Delta = (1 - \bar{\tau}_H) / \bar{\tau}_H \gamma \tau_{\Pi};$$

$$\bar{\tau}_H = \tau_H / \tau_{\Pi}. \quad (24)$$

Для облегчения расчетов шкалы значений \bar{h}_L и \bar{t}^* (см. рис. 3) совмещены по вертикальной оси. Рекомендуется следующий порядок определения параметра γ . На графике, представленном на рис. 3, в начальной стадии протекания процесса фильтрации при $\Delta(t_i) < \Delta$ фиксируются в моменты времени t_i 4-6 значений параметра $\Delta(t_i)$. Из (23) следует, что если построить график в координатах t_i и $\ln [1 - \Delta(t_i) / \Delta]$, то параметр γ в этом случае определяет тангенс угла наклона прямой

$$\gamma = - \frac{\ln [1 - \Delta(t_i) / \Delta]}{t}. \quad (25)$$

Параметр γ имеет размерность T^{-1} и характеризует интенсивность изменения параметра "время стабилизации" от начального значения τ_H до предельного τ_{Π} . В качестве примера на рис. 3 приведены результаты определения расчетных параметров безнапорного фильтрационного потока по данным лабораторных опытов, выполненных в фильтрационном лотке: $\tau_K = 530$ мин; $\Delta = 0,48$; $\gamma = 0,1$ мин $^{-1}$.

При $\bar{t}^* \geq 0,2$ в выражении (20) можно ограничиться удерживанием только первого члена ряда. Если же, кроме того, пренебречь изменением проводимости во времени, для расчета расстояний между дренами можно получить следующую формулу:

$$B = 2L = \pi \sqrt{\frac{T [t + \tau_{\Pi} \Delta (1 - e^{-\gamma t})]}{4(H_0 - h_0)}}, \quad (26)$$

$$\mu_K \ln \frac{\pi (h_i - h_0)}$$

где μ_K — конечное значение коэффициента водоотдачи, соответствующее понижению $s_K = H_0 - h_i$.

Формула (26) отличается от широко известной формулы С.Ф. Аверьянова [2] наличием второго слагаемого в числителе, которое учитывает изменение коэффициента водоотдачи в функции от времени. В случае, если понижение УГВ происходит глубже высоты капиллярного подъема и, следовательно, существенного изменения коэффициента водоотдачи не происходит, параметры $\Delta = 0$; $\gamma = 0$ и из (25) следует формула С.Ф. Аверьянова [2].

ЛИТЕРАТУРА

1. Полубаринава - Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод. — М., 1977.
2. Аверьянов С.Ф. Об осушении низинных болот. — Науч. записки МИИВХ.

М., 1957, т. 19. 3. Шестаков В.М. Теоретические основы оценки подпора, водопонижения и дренажа. — М., 1965. 4. Boulton N.S. Analysis of data from nonequilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage. — Proc. Inst. Civil. Eng, 26, 1963. 6. Мурашко А.И., Новиков А.А., Щербаков Г.А. Прогноз снижения УГВ в безнапорных потоках с учетом изменения коэффициента водоотдачи в зоне капиллярной каймы. — Тез. докл. республ. науч.-техн. конф. Ровно, 1980. 7. Живова Б.М. Некоторые результаты опытного определения водоотдачи грунта. — Науч. записки МИИВХ. М., 1957, т. 19. 8. Носова О.Н. Расчет водоотдачи песчаных грунтов. — М. — Л., 1962. 9. Шестаков В.М., Стрельцова Т.Д. Формирование безнапорного фильтрационного потока при откачке из совершенной скважины. — Мат-лы третьего семинара по применению геофиз. и мат. методов при гидрогеолог. и инж. геолог. изысканиях. М., 1970.

УДК 624.131.37

В.С.ИСТОМИНА, докт. техн. наук,
ст. науч. сотр. (ВНИИВОДГЕО),
Г.В.МИШУРОВА, канд. техн. наук,
ст. науч. сотр. (БелНИИМВХ)

О РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ СУПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПРИ КОНТАКТНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

При проектировании плотин одним из важных вопросов является правильный подбор состава защитных фильтров, организующих и отводящих фильтрационные воды в теле плотины. Наиболее тяжелыми условиями работы системы грунт — фильтр (с точки зрения обеспечения фильтрационной прочности) является контактная фильтрация, или контактный размыв. На устойчивость в условиях контактного размыва необходимо рассчитывать фильтры наклонных, пластовых и ленточных дренажей плотин и дамб.

Имеющиеся в литературе данные по определению разрушающих градиентов контактного размыва глинистых грунтов [1, 2] относятся в основном к суглинкам и глинам. Супесчаные же грунты авторы этих работ предлагали в виду недостаточности исследований рассматривать без учета их связности, т.е. как грунты песчаные.

В настоящей работе сделана попытка оценить фильтрационную прочность супесей в условиях контактной фильтрации с учетом их особенностей. За основу приняты зависимости для песчаных грунтов, полученные в предположении, что основной причиной разрушения грунта продольным фильтрационным потоком является трение потока [3]. Расчетные схемы представлены на рис. 1. В них рассматривается движение фильтрационного потока по осредненному порам-каналам фильтра диаметром D_{60}^0 . При некотором значении градиента потока происходит захват частицы грунта размером d_p и перемещение их по порам фильтра. В результате рассмотрения условий равновесия частицы грунта в поровом канале были получены следующие зависимости:

для схемы I (рис. 1) при $D_{60}^0 \geq 2 d_p$: