

626
B62

ISSN 0202-2710

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО

И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО



ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫШЭЙШАЯ ШКОЛА»

Министерство высшего и среднего специального образования БССР

Белорусский ордена Трудового Красного Знамени
политехнический институт

РЕСПУБЛИКАНСКИЕ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЕ СБОРНИКИ

ВОДНОЕ
ХОЗЯЙСТВО
И
ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО

Выпуск 9

Минск "Вышэйшая школа" 1979

Е26
В62

Главный редактор кандидат технических наук, доцент **К.И. Шимко**

Редакционная коллегия:

Г.В. Васильченко, Ф.П. Винокуров, П.Е. Лалчук, И.М. Лившиц, И.В. Минаев (отв. секретарь), А.И. Мурашко, Г.А. Перышкин, В.П. Старинский (зам. гл. редактора),
И.В. Филиппович

В сборнике помещены статьи по различным вопросам водного хозяйства и гидротехнического строительства. Рассматриваются актуальные проблемы устойчивости откосов, фильтрационных расчетов конструкций сооружений при плотинах и т.д. Ряд работ посвящен различным вопросам строительства осушительно-увлажнительных систем, гидрологии мелиорируемых земель, гидрометрии.

Сборник рассчитан на специалистов-гидротехников, строителей, мелиораторов, а также на преподавателей, аспирантов, студентов высших учебных заведений строительных специальностей.

В $\frac{30212 - 091}{М304(05) - 79}$ 63-79

© Издательство "Высшая школа", 1979

И.И. Леонович, Н.П. Вьрко,
В.С. Лейтес

К ВОПРОСУ ОБ ОЧЕРТАНИИ ЛИНИИ СКОЛЬЖЕНИЯ В ИДЕАЛЬНО-СВЯЗНОМ ОТКОСЕ

Рассматривается плоская задача устойчивости откоса из идеально-связного (идеально-пластического) материала. Эта модель соответствует грунту, где решающим фактором прочности является коэффициент сцепления c , а углом внутреннего трения можно пренебречь.

Полагая, что грунт основания откоса устойчив, приходим к известному решению [1], согласно которому центр вращения жесткого клина определяется пересечением линий, проведенных под углами α_1 и β из концов линии откоса, а радиус окружности обрушения — расстоянием от центра A до подошвы (рис. 1).

Так как суммарный угол $\alpha + \alpha_1$ меньше $\pi/2$ [1, табл. 4.2], то окружность, проведенная радиусом AC , обязательно пересечется с горизонтом основания, что противоречит исходной предпосылке об устойчивости грунта основания. Для преодоления этого противоречия центр окружности скольжения A' следует располагать в точке пересечения перпендикуляра и линии Фелениуса или левее на линии Фелениуса. При этом обрушение по круглоцилиндрической поверхности скольжения возможно не произойдет.

Предположение, что кривая обрушения (выпирающая) грунта соответствует какой-либо аналитической линии скольжения (характеристике разрешающей системы уравнений гиперболического типа), является общепринятым [2...4].

Как известно [5, 6], при конструировании полей линий скольжения (траекторий максимальных касательных напряжений) идеально-пластической среды широкое применение находит замкнутое решение в виде логарифмической спирали (рис. 2).

Уравнение логарифмической спирали в полярных координатах r, φ

$$r = r_0 \exp b\varphi$$

включает параметры r_0 и b . Величина $b = ctg \theta$ определяется постоянным углом пересечения θ спирали с радиус-вектором. При $\theta = \pi/2$, $b = 0$ логарифмическая спираль вырождается в окружность; если при этом r_0 стремится к бесконечности, получаем прямую линию.

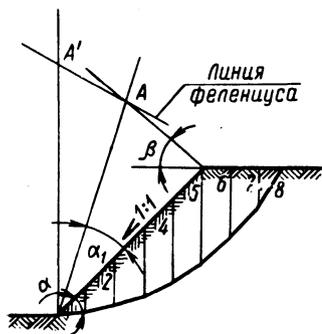


Рис. 1.

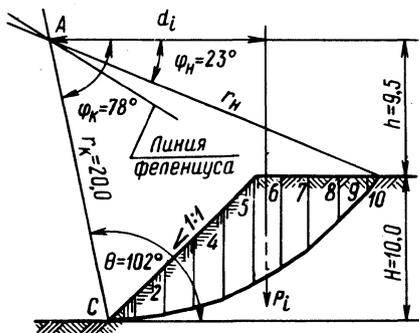


Рис. 2.

Таким образом, уравнение логарифмической спирали аналитически включает решения в виде круглоцилиндрической и плоской поверхностей обрушения.

Следует отметить, что и окружность и прямая также являются характеристиками указанной гиперболической системы уравнений равновесия невесомой среды.

Рассмотрим соответствующие зависимости. Задаваясь центром вращения на линии Фелениуса, определим уравнение логарифмической спирали. Параметр b находится из соотношения $b = ctg \theta$, где $\theta \geq \pi/2$ — угол между радиус-вектором, проведенным к подошве скольжения откоса, и основанием. Таким образом, линия скольжения не только проходит через подошву, но и касается более прочного основания в этой точке, что является физически наиболее правдоподобным (особенно учитывая пренебрежение трением).

Окружность можно однозначно определить по этому условию, но логарифмическая спираль благодаря лишней "степени свободы" позволяет варьировать центр вращения и выбирать наиболее опасную кривую.

Второй параметр r_0 находим из условия $r_0 = r_k \exp(-b \varphi_k)$, т.е. из условия прохождения спирали через подошву откоса. Определив уравнение линии обрушения, получим соответствующий коэффициент устойчивости откоса.

Удерживающий момент определяется дифференциальным соотношением $dM_{уд} = cr \sin\theta ds$. Так как $ds = \sqrt{r'^2 + r^2} d\varphi$;

$$r' = br_0 \exp b\varphi = br; \quad ds = \sqrt{1+b^2} r d\varphi,$$

$$\text{получаем } dM_{уд} = cr^2 \sin\theta \sqrt{1+b^2} d\varphi,$$

$$\text{Отсюда } M = c \sin\theta \sqrt{1+b^2} \int_{\varphi_H}^{\varphi_K} r^2 d\varphi,$$

где φ_H, φ_K — углы между горизонталью и радиус-вектором соответственно начала и конца линии обрушения.

Учитывая, что

$$\sin\theta \sqrt{1+b^2} \equiv 1,$$

получаем выражения для удерживающего момента

$$\begin{aligned} M_{уд} &= \frac{c}{2b} r_0^2 [\exp 2b\varphi_K - \exp 2b\varphi_H] = \\ &= \frac{c}{2b} r_K^2 [1 - \exp 2b(\varphi_H - \varphi_K)]. \end{aligned} \quad (1)$$

Для определения φ_H необходимо воспользоваться соотношениями

$$\begin{aligned} \frac{h}{r_H} &= \sin \varphi_H \\ \text{и } r_H &= r_0 \exp b\varphi_H, \end{aligned}$$

$$\text{откуда } h = r_0 \exp b\varphi_H \sin \varphi_H. \quad (2)$$

Решая последнее уравнение подбором, находим значения φ_H при заданных h, r_0, b . При графическом построении логарифмической спирали угол φ_H измеряется непосредственно на чертеже, что служит контролем вычислений.

Сдвигающий момент $M_{сдв}$ находим обычным графо-аналитическим способом, разбивая клин на 8...10 отсеков и вычисляя площадь каждого из них P_i , а также измеряя плечо относительно центра вращения d_i (рис. 2):

$$M_{\text{сдв}} = \gamma \sum_{i=1}^n P_i d_i.$$

Коэффициент устойчивости откоса определится по формуле

$$K = \frac{M_{\text{уд}}}{M_{\text{сдв}}} = \frac{c r_k^2}{2b\gamma \sum P_i d_i} \left[1 - \exp 2b(\varphi_H - \varphi_K) \right].$$

Покажем на конкретных примерах, что коэффициент устойчивости (КУ), вычисленный по этой формуле, меньше чем КУ, соответствующий круглоцилиндрической поверхности обрушения. На рис. 2 изображена логарифмическая спираль, проведенная через точку С из полюса А. Замеряя угол $\theta = 102^\circ$, находим $b = \text{ctg } \theta = -0,212$. Из условия $r_k = 20,0$ при $\varphi_k = 78^\circ = 1,37$ рад получаем $r_0 = 26,7$.

Для построения логарифмической спирали

$$r = 26,7 \exp(-0,212 \varphi)$$

составим таблицу

10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	78°
25,7	24,8	24,0	23,1	22,2	21,4	20,6	20,0

Сдвигающий момент $M_{\text{сдв}}$ определяем в табличной форме, разбив клин на 10 зон. Площадь каждой зоны вычисляем по площади трапеции (табл. 1).

По формуле (2) определим φ_H :

$$9,5 = 26,7 \exp(-0,212 \varphi_H) \sin \varphi_H ; \quad \varphi_H = 23^\circ.$$

Измерение угла φ_H на чертеже также дает $\approx 23^\circ$. Подставляя все известные параметры в формулу (1), находим $M_{\text{уд}} = 480 \text{ С}$.

Таким образом, коэффициент устойчивости

$$K = \frac{480 \text{ С}}{1114,9 \gamma} = 0,431 \frac{\text{С}}{\gamma}.$$

Коэффициент устойчивости, вычисленный для круглоцилиндрической поверхности откоса по рис. 1, равен $K = 0,65 \frac{\text{С}}{\gamma}$;

Таблица 1

Номер участка	Высота зоны	Сумма оснований	Площадь зоны	Плечо d_i	$M_{сдв}$ относительно А
1	2,0	1,9	1,9	5,33	10,1
2	2,0	5,6	5,6	7,00	39,2
3	2,0	8,9	8,9	9,00	80,0
4	2,0	11,7	11,7	11,00	129,0
5	2,0	14,2	14,2	13,00	185,0
6	2,0	14,2	14,2	15,00	212,0
7	2,0	11,5	11,5	17,00	196,0
8	2,0	8,3	8,3	19,00	158,0
9	2,0	4,5	4,5	21,00	94,5
10	0,8	1,2	0,5	22,27	11,1
					$\Sigma M_{сдв} = 1114,9$

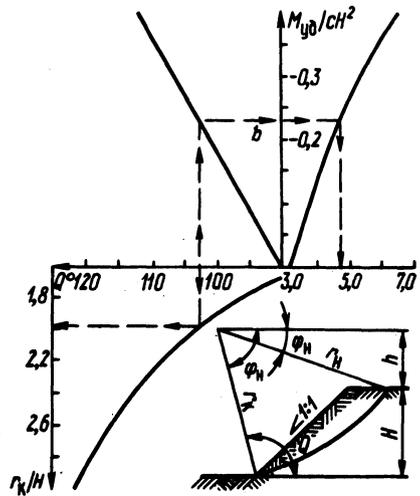


Рис. 3.

при перемещении точки влево по линии Фелениуса он возрастает.

Указанный М.Н. Гольдштейном коэффициент устойчивости данного откоса [1] имеет значение

$$K = \frac{c}{\gamma} \frac{B}{H} = \frac{c}{\gamma} \frac{5,79}{10,0} = 0,579 \frac{c}{\gamma},$$

т.е. он тоже больше, чем полученный по линии скольжения -- логарифмической спирали.

Таким образом, поверхность обрушения в виде цилиндрической с направляющей -- логарифмической спиралью является вполне вероятной. Практически диапазон изменения угла θ

невелик ($90^\circ \leq \theta \leq 120^\circ$), что позволяет для определения безразмерных параметров по формуле (1) использовать график (рис. 3).

Л и т е р а т у р а

1. Леонович И.И., Вырко Н.П. Механика земляного полотна. Минск, 1975. 2. Новоторцев В.Э. Опыт применения теории пластичности к задачам об определении несущей способности оснований сооружений. -- Изв. ВНИИ гидротехники, 1938, т. 22. 3. Евдокимов П.Д. Устойчивость гидротехнических сооружений и прочность их оснований. М., 1966. 4. Григорян С.С., Иоселевич В.А. Механика грунтов. -- В сб.: Механика в СССР за 50 лет. Т. 3. М., 1972. 5. Качанов Л.М. Основы теории пластичности. М., 1969. 6. Генниев Г.А., Лейтес. Некоторые вопросы статики идеально-пластической среды. -- Исследования по теории сооружений, 1975, вып. XXI.

УДК 626.862.3

Э.И. Михневич

РАСЧЕТ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ОСУШИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ

Откосы мелиоративных каналов, глубина которых обычно не превышает 2...3,5 м, разрушаются, главным образом, из-за потери местной устойчивости, обусловленной деформациями отдельных зон откоса, находящихся под воздействием грунтовых и наземных вод. Проверки общей устойчивости таких откосов, как правило, не требуется [1].

Зона высачивания грунтовых вод является наиболее неустойчивой частью откоса. Процесс разрушения откоса обусловлен здесь сложным взаимодействием скелета грунта с фильтрационным и поверхностным потоками и особенно интенсивно протекает в несвязных и малосвязных неустойчивых грунтах. Рядом ученых [2...5] проводилась оценка местной устойчивости откосов при действии фильтрационного потока. Г.И. Покровский [6] предпринял попытку учесть дополнительно силы поверхностных вод, предполагая, что они движутся по откосу сплошным потоком в условиях турбулентного режима. Изучение устойчивости песчаного откоса при ламинарном и турбулентном режимах [6] показало, что поток стекает равномерно

по всей поверхности откоса при высоте высачивания $h_B < 5 - 15$ см. С увеличением h_B поток начинает собираться в отдельные ручейки, при этом отношение χ ширины откоса к общей ширине ручейков оказалось равным примерно $3 \dots 7$. Расчет уклона устойчивого откоса предложен в довольно сложном виде с необходимостью определения ряда промежуточных значений по графикам.

А.Ф. Печуров [7] в расчетах местной устойчивости откосов учитывает структурное (молекулярное и цементационное) сцепление C_c между частицами грунта в воде.

Рассмотрим предельное равновесие откоса при действии фильтрационной силы и поверхностного потока, формируемого грунтовыми и дождевыми водами. Согласно принятому в практике учету гидродинамических сил грунтового потока удельную фильтрационную силу f_ϕ направляют по касательной к линии тока и принимают равной произведению объемного веса воды γ_o на гидравлический градиент I_o :

$$f_\phi = \gamma_o I_o \quad (1)$$

Вертикальные силы тяжести γ_c и взвешивания W_B для удобства складывают:

$$\gamma_1 = \gamma_c - W_B = \gamma_c - (1 - n) \gamma_o = (\gamma - \gamma_o) (1 - n), \quad (2)$$

где γ_1 -- объемная масса грунта во взвешенном водой состоянии, г/см^3 . В общем случае сила f_ϕ составляет с нормалью к откосу угол β (рис. 1). Согласно теории фильтрации [4,5] выходные градиенты напора определяются отношением

$$I_o = \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \quad (3)$$

Действие на элемент грунта поверхностного потока выразим касательным напряжением τ :

$$\tau = \gamma_o h_p i, \quad (4)$$

где i -- гидравлический уклон поверхностного потока, т. е. $i = \sin \alpha$; h_p -- расчетная глубина поверхностного потока.

Проектируя все силы, действующие на элемент грунта объемом W , на касательную к поверхности откоса (рис. 1), получаем условие его предельного равновесия в виде:

$$W\gamma_1 \sin \alpha + W\gamma_0 \sin \alpha + F\gamma_0 h_p \sin \alpha = W(\gamma_1 \cos \alpha - \gamma_0 \sin \alpha \operatorname{ctg} \beta) \operatorname{tg} \varphi + FC_p, \quad (5)$$

где F — проекция элемента грунта на поверхность откоса.

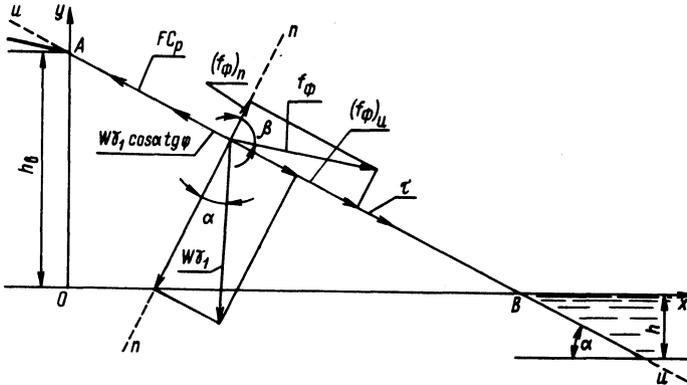


Рис. 1. Схема действия сил на откос в зоне высачивания грунто-

вых вод: $(f_\varphi)_n = W\gamma_0 \sin \alpha \operatorname{ctg} \beta$; $f_\varphi = W\gamma_0 \frac{\sin \alpha}{\sin \beta}$; $(f_\varphi)_u = W\gamma_0 \sin \alpha$;
 $\tau = F\gamma_0 h_p \sin \alpha$.

После некоторых преобразований получаем

$$\frac{\gamma_1}{\gamma_0} + 1 + \frac{h_p}{d} - \frac{\gamma_1}{\gamma_0} f m + f \operatorname{ctg} \beta - \frac{C_p}{d\gamma_0} \sqrt{1+m^2} = 0, \quad (6)$$

где d — расчетный размер частиц грунта на поверхности откоса, см, для песчаных грунтов $d = d_{90}$ (по [7]), для связных грунтов $d = 0,3 - 0,4$ см (по [8]); m — коэффициент заложения откоса, $m = \operatorname{ctg} \alpha$; f — коэффициент внутреннего трения грунта в воде, $f = \operatorname{tg} \varphi$; C_p — расчетное структурное сцепление грунта в воде, г/см^2 , которое будет несколько ниже значения C_c , определяемого по методике А. Ф.

Печкурова [7], в связи с большей площадью действительной криволинейной поверхности отрыва пластинки по сравнению с принимаемой в расчет плоской, а также в силу дополнительных воздействий на естественный грунт различных метеорологических факторов. Поскольку эти воздействия не поддаются строгому учету, выразим их приближенно (полагая, что они будут несколько возрастать с увеличением крутизны откоса и учитывая также приводимые в литературе рекомендации о снижении расчетных характеристик грунта) коэффициентом

$$\alpha_c = \frac{0,75}{\sqrt{1 + \frac{1}{m^2}}} . \text{ Тогда } C_p = \frac{0,75 C_c}{\sqrt{1 + \frac{1}{m^2}}} . \quad (7)$$

Из уравнения (6) с учетом (7) значение коэффициента заложения откоса в зоне высачивания грунтовых вод

$$m = \frac{\gamma'_1 + 1 + \frac{h_p}{d} + f \operatorname{ctg} \beta}{\gamma'_1 f + \frac{0,75 C_c}{d \gamma'_0}} , \quad (8)$$

где $\gamma'_1 = \frac{\gamma'_1}{\gamma'_0}$ — относительная объемная масса грунта в воде.

Из формулы (8) получаем, что в несвязных грунтах ($C_c = 0$) при $h_p = 0$ и $\beta = 90^\circ$ ($I_0 = \sin \alpha$) коэффициент заложения откоса будет

$$m = \frac{\gamma'_1 + 1}{\gamma'_1 f} , \text{ а при } \gamma'_1 = 1$$

$$m = 2 / f , \quad (9)$$

т.е. получаем известное выражение М.М. Гришина [3]. Как отмечается в работе [3], откос уположивается в два раза за счет действия фильтрационного потока. Однако такое положение откос принимает только в частном случае, когда фильтрационный поток направлен параллельно откосу, сложенному несвязным грунтом, а влияние поверхностного потока на формирование откоса не учитывается.

Характер изменения значений угла β по высоте зоны высачивания можно установить, очевидно, путем электрогидродинамического моделирования. Однако различие в грунтовых и гидрогеологических условиях по трассе канала, а также сложность выполнения криволинейных контуров равноустойчивых откосов (без учета поверхностного потока такие контуры

получены Ю.А. Соболевским [4]) в процессе производства работ вызывают необходимость задавать откосу некоторое среднее одинаковое по всей высоте (реже двойное) заложение и для сохранения его устойчивости назначать в различных зонах крепления разной капитальности. Опыты показывают, что расчетный градиент осредненного фильтрационного потока ближе всего соответствует значению $I_o = \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{m}$ ($\beta = 90^\circ - \alpha$).

Тогда формула (8) для определения первоначального заложения откоса (при $h_p = 0$) может быть представлена в виде

$$m = \frac{(\gamma_1' + 1) + \sqrt{(\gamma_1' + 1)^2 + 4fa_1}}{2a_1}, \quad (10)$$

где

$$a_1 = \gamma_1' f + \frac{0,75 C_c}{d\gamma_o}; \quad (11)$$

в песчаных грунтах часто $\gamma_1' \approx 1$, тогда при $C_c = 0$

$$m = \frac{1 + \sqrt{1 + f^2}}{f}; \quad (12)$$

в частном случае, когда $\gamma_1' = 1$, $f = 0,66$, $m = \frac{2,2}{f}$.

Глубину h_p учитывают только при условии, если поверхность откоса не защищена от эрозионного действия стекающей по откосу воды. Она будет складываться из глубины потоков, создаваемых профильтровавшей грунтовой h_ϕ и дождевой h_d водами, т.е. $h_p = h_\phi + h_d$.

Значение h_ϕ определим, исходя из уравнения неразрывности потока (13), принимая за h_ϕ такую глубину, при которой размыв откоса стабилизируется, а скорости v_H достигают значений неразмывающих:

$$h_\phi = \frac{q}{v_H} = \frac{\chi K h_B}{m v_H}, \quad (13)$$

где q -- удельный расход, приходящийся на единицу протяженности откоса, $\text{см}^2/\text{с}$.

Для определения значений v_H может быть использована следующая экспериментальная формула М.А. Великанова и Н.М. Бочкова, которая, как показали исследования В.М. Шес-

такова [6], в таких случаях вполне приемлема в силу относительно малых значений h_p :

$$v_H = \sqrt{g(15d + 0,6)}. \quad (14)$$

Коэффициент χ неравномерности стекания воды по откосу можно выразить отношением $\chi = \frac{h}{h_B^0}$ (h_B^0 — высота высачивания, при которой наступает переход от сплошного стекания потока по откосу к образованию отдельных ручейков, для песков $h_B^0 \approx 10$ см).

Для определения глубины потока h_d (см), создаваемого на откосе дождевыми водами, в качестве исходного используем уравнение Ц.Е. Мирцхулавы [9]:

$$h_d = \left[\frac{n_o(I_d - U)x}{n'\sqrt{i}} \right]^{0,6}, \quad (15)$$

где I_d — интенсивность выпавших осадков, см/с; U — инфильтрация дождевого стока, см/с; x — расстояние (по горизонтали) от бровки до рассматриваемого сечения, см; i — гидравлический уклон поверхностного потока; n_o — коэффициент шероховатости склона; n' — коэффициент, учитывающий неравномерность стекания дождевых вод по откосу.

Полагая для каналов правильной формы $n_o = 0,022$ [10], $n' = 3$ [9] и учитывая, что $i = \frac{1}{\sqrt{1+m^2}}$, $x = mH_1$, $U \approx 0,4 K$, $[m(1+m^2)^{0,25}]^{0,6} \approx m$, после преобразований получаем следующую расчетную формулу для определения h_d (при $I_d > 0,4 K$):

$$h_d = n_1 m [H_1 (I_d - 0,4 K)]^{0,6}, \quad (16)$$

где n_1 — коэффициент, равный $0,02 \frac{c^{0,6}}{cm^{0,2}}$; H_1 — расстояние по вертикали от бровки до уреза воды, см; K — коэффициент фильтрации грунта, см/с.

Интенсивность дождевых ливней I_d можно определить по формуле Г.А. Алексеева [9]:

$$I_{\text{д}} = \frac{A + B \lg N}{(1 + T)^{2/3}}, \quad (17)$$

где $I_{\text{д}}$ — максимальная интенсивность дождя продолжительностью T (мин) в N лет, мм/мин; A, B — географические параметры, для условий БССР $A = 3 \dots 3,5$; $B = 4$.

Поскольку максимальная зона высачивания грунтовых вод на откосах каналов образуется периодически (во время весенних, летне-осенних и ливневых паводков), эрозионную устойчивость откосов этой зоны достаточно рассчитывать при средней величине $N = 1$, при которой $I_{\text{д}} = 0,48$ мм/мин = $0,0008$ см/с. Сухую периодически затапливаемую зону откоса следует рассчитывать на 20%-ную обеспеченность ($N = 5$ лет), при которой по (17) получаем $I_{\text{д}} = 0,96$ мм/мин = $0,0016$ см/с.

Подставляя значение $h_{\text{р}} = h_{\text{ф}} + h_{\text{д}}$ в уравнение (8), после преобразований получаем расчетную формулу

$$m = \frac{(\gamma_1' + 1) + \sqrt{(\gamma_1' + 1)^2 + 4A_1 \left(\frac{\chi K h_{\text{в}}}{d v_{\text{н}}} + f \right)}}{2A_1}, \quad (18)$$

где

$$A_1 = \gamma_1' f + \frac{1}{d} \left(\frac{0,75 C_c}{\gamma_o} - h_{\text{д}}' \right); \quad (19)$$

$$h_{\text{д}}' = 0,02 \left[H_1 (I_{\text{д}} - 0,4 K) \right]^{0,6}. \quad (20)$$

Порядок расчета. Устанавливают первоначальное предельное равновесие откоса без учета действия поверхностного потока ($h_{\text{ф}} = 0$, $h_{\text{д}} = 0$) по формуле (10) или (12), определяют по нашей зависимости (21) или приближенно по (25) высоту высачивания $h_{\text{в}}$ грунтовых вод на откос с первоначальным заложением, рассчитанным по указанным формулам; уточняют

при необходимости значение коэффициента заложения откоса по формуле (18)

$$h_B = \alpha_T \left(A + \sqrt{A^2 + \frac{m}{2m+1} h_o \bar{q}} \right), \quad (21)$$

где $A = 0,5 \left[(m + 0,5) \bar{q} - \frac{m+1,5}{m+1} h_o \right]$, (22)

$$\bar{q} = \frac{H_o^2 - h_o^2}{2L_o}, \quad \bar{q} = \frac{q}{K}, \quad L_o = L_{yp} + \alpha_\phi H_o, \quad (23)$$

для каналов $\alpha_\phi = 0,134 \frac{T}{H_o}$ при $\frac{T}{H_o} \leq 0,5$, $\alpha_\phi = 0,63 \frac{T}{H_o} - 0,25$ при $\frac{T}{H_o} > 0,5$; (24)

для земляных плотин и дамб $\alpha_\phi = 0,4$ [5]; $\alpha_T = 1,2$ при $m \geq 2$, $\alpha_T = 0,5m + 0,18$ при $1 \leq m < 2$.

Приближенное значение h_B можно определить по формуле Г.К. Михайлова - Р.Р. Чугаева [5]:

$$h_B = \frac{H^2}{2L_o} (1,1m + 0,5). \quad (25)$$

На осушительных каналах расчетную схему фильтрации выбирают при наиболее невыгодных условиях работы откосов, когда вода скапливается на поверхности массива непосредственно за кавальерами на расстоянии, примерно равном двум-трем глубинам русла, или в приоткосных бороздах-собирателях. При этом формируются относительно небольшие пути фильтрации. Расчеты показывают, что при обычно проектируемом заложении откосов $m = 1,5-2,5$ расчетную высоту высачивания можно приближенно принимать для осушителей ($H = 1,5-2,0$ м) $h_B = 0,3-0,5$ м, для коллекторов ($H = 2-2,5$ м) $h_B = 0,5-0,7$ м и для магистральных каналов ($H = 2,5-3,5$ м) $h_B = 0,7-1,0$ м.

Нами сделано сравнение значений m , вычисленных по формуле (18) (при $h^1 = 0$), с опытными данными, измеренными Ф.В. Саплюковым [11] на участках рек Морочи и Орессы в нижнем бьефе водохранилищ, где песчаные откосы формировались под воздействием фильтрационного потока, а также с опытными на условной площадке, проведенными на крупномасштаб-

ной модели А.Ф. Печкуровым, В.К. Свистуновым и автором .
 Данные иллюстрированы в виде графика $m = \varphi \frac{h_B}{100 d_{90}}$ (рис .

2), где значения m , вычисленные для естественных отко-
 сов, взяты с коэффициентом запаса $K_3 = 1,1$ (большие откло-
 нения обнаруживаются для откосов, обследованных в натуре) .
 Кривая, приведенная на рис. 2, аппроксимируется выражением

$$m \approx \frac{1}{f} + 0,55 \left(\frac{h_B}{100 d_{90}} \right)^{0,7} .$$

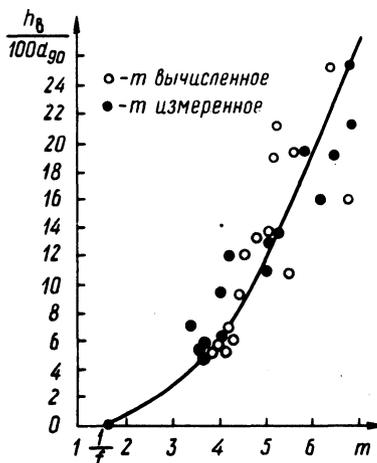


Рис. 2. График зависимости $m = \varphi \frac{h_B}{100 d_{90}}$.

В сухой, периодически увлажняемой зоне уравнение пре-
 дельного равновесия откоса записывается в виде

$$\gamma_H f m + \frac{C}{d} \sqrt{1 + m^2} - \gamma_H - \gamma_O \frac{h_D}{d} = 0, \quad (26)$$

где γ_H -- объемная масса грунта в насыщенном водой сос-
 тоянии, г/см³. Отсюда (с учетом коэффициента запаса $K_3 =$
 $= 1,1$) получаем расчетную формулу

$$m = \frac{1,1 \gamma_H}{\gamma_H f + \frac{1}{d} \left\{ 0,75 C - 0,02 \gamma_O \left[N_1 (I_D - 0,4K) \right]^{0,6} \right\}}, \quad (27)$$

где для условий БССР принимают $I_D = 0,0016$ см/с.

В сухой зоне обычно предусматривают биологическую или
 биохимическую защиту (в последнее время гидропосев) отко-

сов от эрозионного воздействия метеорологических факторов. Тогда влиянием дождевого потока на местную устойчивость откоса можно пренебречь ($h_d = 0$):

$$m = \frac{1,1\gamma_n}{\gamma_n f + \frac{0,75C_c}{d}} \quad (28)$$

При посеве трав на откосы без применения пленкообразующих веществ для закрепления корневой системы растений потребуется определенный период и учет интенсивности дождя $I_d \leq 0,0008$ см/с.

Для подводной зоны фильтрационным давлением на откос можно пренебречь. Здесь коэффициент заложения откоса выражается формулой

$$m = \frac{\gamma_1}{\gamma_1 f + \frac{1}{d}(0,75C_c - K_\Sigma \gamma_0 H I)} \quad (29)$$

где $K_\Sigma = 0,48$; H, I -- соответственно глубина, см, и уклон руслообразующего потока.

Из формулы (29) видно, что достичь устойчивого положения откоса в подводной зоне путем его уполаживания (без крепления) можно только при положительных значениях знаменателя. Иначе будет происходить интенсивный размыв откосов, уширение и обмеление русла до тех пор, пока оно не примет устойчивую форму, и глубина воды в нем не уменьшится до допустимого на размыв значения H_d .

Л и т е р а т у р а

1. Указания по расчету устойчивости земляных откосов. Л., 1971.
2. Маслов Н.Н. Условия устойчивости склонов и откосов в гидроэнергетическом строительстве. М.-Л., 1959.
3. Гришин М.М. Гидротехнические сооружения. М., 1962.
4. Соболевский Ю.А. Водонасыщенные откосы и основания. Минск, 1975.
5. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета). Л., 1967.
6. Шестаков В.М., Кузнецова Н.А. Фильтрационная устойчивость песчаных откосов. -- Труды ин-та ВОДГЕО. М., 1958.
7. Печкуров А.Ф. Основы проектирования водоприемников и каналов осушительно-увлажнительных систем. -- В сб.: Проблемы Полесья. Вып. 2. Минск, 1973.
8. Мирцхулава Ц.Е. Размыв русел и методика оценки их устойчивости. М., 1967.

9. Мирцхулава Ц.Е. Инженерные методы расчета и прогноза водной эрозии. М., 1970. 10. Чугаев Р.Р. Гидравлика. Л., 1971. 11. Зубец В.М., Саплюков Ф.В. Исследование и расчет устойчивости низовых откосов плотин и берегов отводящих русл в нижних бьефах водохранилищ, совмещенных с рыбхозами. -- В сб.: Комплексное использование малых водоемов. Елгава, 1977.

УДК 624.131.552.6

Н.Д. Банников, Ю.А. Соболевский,
П.И. Харитonenko

К ВОПРОСУ О ЗАТУХАНИИ ИЗБЫТОЧНЫХ НАПОРОВ ПРИ КОНСОЛИДАЦИИ АНИЗОТРОПНЫХ ПО ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ ОСНОВАНИЙ

Прогнозирование во времени величины избыточного напора обеспечивает предпосылки для получения графиков протекания осадок сооружений, возведенных на водонасыщенных грунтах.

Процесс затухания напоров при приложении нагрузки к ограничивающей поверхности анизотропного по водопроницаемости основания для случая плоской задачи описывается уравнением Фурье [1] вида

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1 + \epsilon_{\text{ср}}}{\gamma_0 a} \left(K_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} \right), \quad (1)$$

где H -- избыточный напор в грунтовой массе; t -- текущая координата времени; $\epsilon_{\text{ср}}$ -- средний коэффициент пористости; γ_0 -- объемная масса воды.

Вводим следующие допущения: 1) грунт находится в состоянии двухфазной системы; 2) твердая и жидкая фазы несжимаемы; 3) характеристики грунта (коэффициенты фильтрации как по горизонтали K_x , так и по вертикали K_y , а также коэффициент сжимаемости a постоянны; 4) грунт изотропен в механическом отношении; 5) передача нагрузки осуществляется через дренажную прослойку.

Решение уравнения (1) с использованием указанных допущений при соответствующих краевых условиях дает возможность определить значения напорной функции H для любого момента времени t после нагружения основания.

Полуплоскость загружена сосредоточенной силой (рис. 1, а). При решении данной задачи используем следующие начальные и граничные условия:

1) при $t = 0$ напорная функция $H = \frac{P \sqrt{K_x/K_y} y}{\gamma_0 \pi x^2 + K_x/K_y y^2} [2];$

2) при $t = \infty$ функция $H = 0$ во всей рассматриваемой области;

3) при $y = 0$ и $t > 0$ функция $H = 0$;

4) при $r = \infty$ и $t > 0$ функция $H(r, t) = H(\infty, t) = 0$,

где $r = x^2 + y^2$.

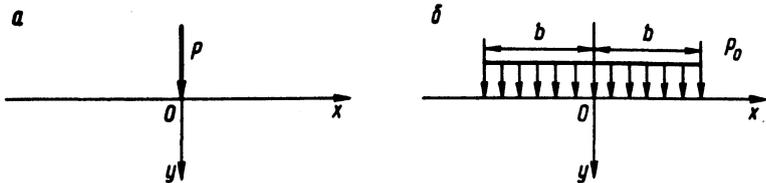


Рис. 1. Полуплоскость загружена сосредоточенной силой (а) и равномерно распределенной нагрузкой (б).

Введем новую систему координат

$$x = x_1, y_1 = y \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} \quad (2)$$

Учитывая, что

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y_1^2} = \frac{K_y}{K_x} \frac{\partial^2 H}{\partial y^2},$$

приведем анизотропную область к фиктивной изотропной, а параболическое уравнение (1) к виду

$$\frac{\partial H}{\partial t} = c \left(\frac{\partial^2 H}{\partial x_1^2} + \frac{\partial H}{\partial y_1^2} \right), \quad (3)$$

где c -- коэффициент консолидации, определенный выражением

$$c = \frac{K_x (1 + \epsilon_{cp})}{\gamma_0 a}$$

Решение уравнения (3) впервые было получено В.Г. Короткиным [3]. Для однородно-анизотропного по водопроницаемости грунта путем замены координат из его решения может быть записано выражение для напорной функции в виде

$$H = \frac{P}{\delta_0 \pi} \frac{y \sqrt{K_x/K_y}}{x^2 + \frac{K_x}{K_y} y^2} \left[1 - \exp \left(- \frac{x^2 + \frac{K_x}{K_y} y^2}{4 ct} \right) \right], \quad (4)$$

удовлетворяющее уравнению (1)

Полуплоскость загружена равномерно-распределенной полосовой нагрузкой (рис. 1,б). Интегрируя уравнение (4) в пределах участка загрузки, т.е. от $-b$ до $+b$, получим

$$H = \frac{p_0}{\delta_0 \pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{x+b}{\sqrt{K_x/K_y} y} - \operatorname{arctg} \frac{x-b}{\sqrt{K_x/K_y} y} \right) + \frac{p_0}{2\delta_0} \left[V \left(\frac{y \sqrt{K_x/K_y}}{2\sqrt{ct}}; \frac{x-b}{y \sqrt{K_x/K_y}} \right) - V \left(\frac{y \sqrt{K_x/K_y}}{2\sqrt{ct}}; \frac{x+b}{y \sqrt{K_x/K_y}} \right) \right]. \quad (5)$$

Функция $V \left(\frac{y}{2\sqrt{ct}}; \frac{x \pm b}{y} \right)$ (рис. 2) введена и протабулирована Н.Н. Веригиным [4].

Действие сосредоточенной силы на слой конечной толщины (рис. 3). Рассмотрим слой грунта толщиной h , лежащего на несжимаемом водопроницаемом основании. Функцию напора определим из формулы (3) при следующих краевых условиях:

1) $H(x, y, 0) = H_0(x, y);$

2) $H(x, 0) = 0;$

3) $H(r, t) = H(\infty, t) = 0$, где $r = \sqrt{x^2 + y^2}$;

$$4) H(x, h, t) = 0,$$

где $H_0(x, y)$ — начальное распределение напоров.

Функция $H_0(x, y)$ должна удовлетворять уравнению Лапласа, т.е.

$$\text{уравнению (3) при } \frac{\partial H}{\partial t} = 0.$$

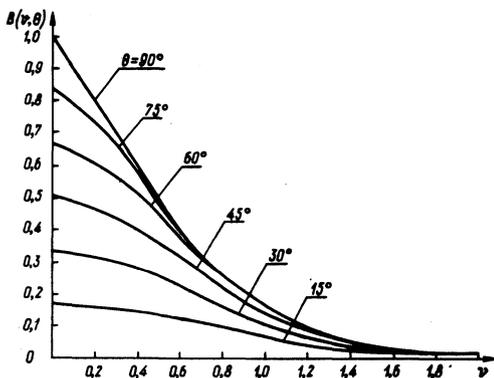


Рис. 2. График функции $B(v, \theta)$.

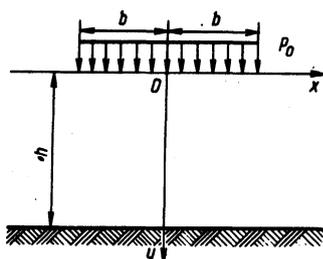


Рис. 3. Полоса, нагруженная сосредоточенной силой.

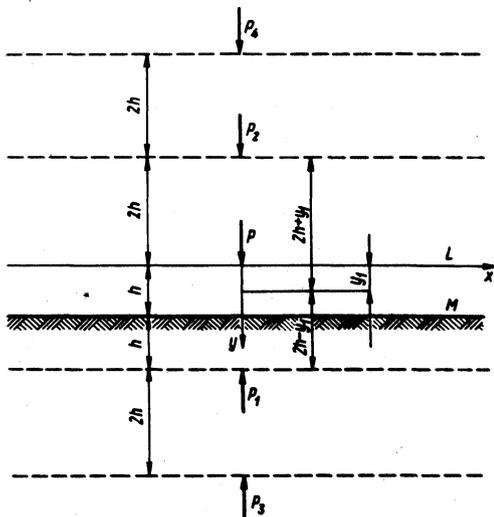


Рис. 4. Схема зеркальных отображений полос нагружения.

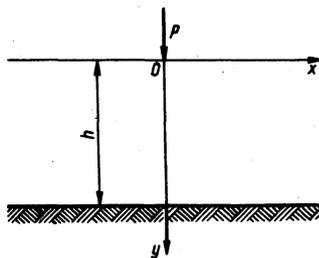


Рис. 5. Полоса, нагруженная местной равномерно распределенной нагрузкой.

Решение задачи для полосы найдем по известному решению для полуплоскости (формула (4)) методом зеркальных отображений [5]. Геометрия отображений приведена на рис. 4. Влияние водопроницаемых контуров L и M учитывается последовательным отображением не только реальной, но и бесконечного числа воображаемых сосредоточенных сил, действующих по одной линии с разными знаками. Общее число отображений возрастает до $\pm\infty$. Этот прием необходим для погашения погрешностей при удовлетворении граничных условий. Суммируя действие всех отображенных сосредоточенных сил, получаем

$$H = \frac{p}{\gamma_0 \pi} \sum_{K=-\infty}^{\infty} \left\{ \frac{\sqrt{K_x/K_y} (y+2kh)}{x^2 + \frac{K_x}{K_y} (y+2kh)^2} \left[1 - \exp \left[- \frac{x^2 + K_x/K_y (y+2kh)^2}{4ct} \right] \right] \right\}. \quad (6)$$

Напорная функция H , выраженная формулой (6), удовлетворяет перечисленным краевым условиям.

Действие равномерно распределенной полосы вой нагрузки на слой конечной толщины (рис. 5). В случае полосовой равномерно распределенной нагрузки интенсивностью P_0 напорная функция H определится интегрированием выражения (5) в пределах от $-b$ до $+b$, т.е.

$$H = \frac{p_0}{\gamma_0 \pi} \int_{-b}^b \sum_{K=-\infty}^{\infty} \frac{y_p}{(x-\xi)^2 + y_p^2} \left\{ 1 - \exp \left[- \frac{(x-\xi)^2 + y_p^2}{4ct} \right] \right\} d\xi, \quad (7)$$

где $p = p_0 d\xi$; $y_p = \sqrt{K_x/K_y} (y+2kh)$.

Из уравнения (7) получим

$$H = \frac{p_0}{\gamma_0 \pi \infty} \sum_{K=-\infty}^{\infty} \left(\arctg \frac{x+b}{y_0} - \arctg \frac{x-b}{y_p} \right) +$$

$$+ \frac{p_0}{2\gamma_0} \sum_{K=-\infty}^{\infty} \left[B\left(\frac{y_p}{2\sqrt{ct}}; \frac{x-b}{y_p}\right) - B\left(\frac{y_p}{2\sqrt{ct}}; \frac{x+b}{y_p}\right) \right]. \quad (8)$$

Учитывая, что при $t = 0$

$$\begin{aligned} H &= \frac{p_0}{\gamma_0 \pi} \sum_{K=-\infty}^{\infty} \left(\operatorname{arctg} \frac{x+b}{y_p} - \operatorname{arctg} \frac{x-b}{y_p} \right) = \\ &= \frac{p_0}{\gamma_0 \pi} \left\{ \operatorname{arctg} \left[\operatorname{th} m(x+b) \operatorname{tg} n(h-y) \right] - \right. \\ &\quad \left. - \operatorname{arctg} \left[\operatorname{th} m(x-b) \operatorname{tg} n(h-y) \right] \right\}, \end{aligned}$$

преобразуем выражение (8) к виду

$$\begin{aligned} H &= \frac{p_0}{\gamma_0 \pi} \left\{ \operatorname{arctg} \left[\operatorname{th} m(x+b) \operatorname{tg} n(h-y) \right] - \right. \\ &\quad \left. - \operatorname{arctg} \left[\operatorname{th} m(x-b) \operatorname{tg} n(h-y) \right] \right\} + \\ &+ \frac{p_0}{2\gamma_0} \sum_{K=-\infty}^{\infty} \left[B\left(\frac{y_p}{2\sqrt{ct}}; \frac{x-b}{y_p}\right) - B\left(\frac{y_p}{2\sqrt{ct}}; \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \frac{x+b}{y_p}\right) \right] + \dots, \quad (9) \end{aligned}$$

где $m = \frac{\pi}{2h\sqrt{K_x/K_y}}$, а $n = \frac{\pi}{2h}$.

При пользовании формулами (6) и (9) следует ограничиться таким числом членов ряда, чтобы абсолютным значением последнего члена можно было пренебречь.

Л и т е р а т у р а

1. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. II. М., 1961.
2. Соболевский Ю.А. Водонасыщенные откосы и основания. Минск, 1975.
3. Короткин В.Г. Задача уплотнения при приложении к поверхности грунта сосредоточенной силой. — Тр. ЛПИ, вып. 2. М., 1950.
4. Веригин Н.Н. Консолидация грунтов под гибким фундаментом. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1961, № 5.
5. Герсеванов Н.М. Основы динамики грунтовой массы. М.-Л., 1937.

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ СКВОЗНЫХ ПОКРЫТИЙ
ОТКОСОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ДЕЙСТВИЮ ВОЛН

В практике гидротехнического строительства для защиты верховых откосов плотин широко применяются крепления с покрытиями из железобетонных монолитных и сборно-монолитных плит.

Однако когда в процессе эксплуатации возможны осадка сооружения или фильтрация воды в сторону верхового откоса при сработке уровня воды, применяются сборные покрытия из плит с неомоноличенными швами — сквозные покрытия [1...3].

Характеристикой проницаемости таких покрытий является скважность

$$P = \frac{S_{\text{отв}}}{S_{\text{пл}}} 100\%, \quad (1)$$

где $S_{\text{отв}}$ — площадь отверстий с учетом шва; $S_{\text{пл}}$ — площадь плиты.

На практике, как правило, применяются покрытия со скважностью до 6% [2,3], достигаемой за счет размеров швов между плитами, хотя имеются случаи применения плит с отверстиями — круглыми или щелевидными [4].

Известно несколько методов расчета покрытий, из которых наиболее распространенные изложены в работах [1,2,5]. Расчеты в большинстве случаев сводятся к определению толщины плиты по условию ее устойчивости, которая зависит от параметров волн, размеров плиты и конструкции крепления.

При одних и тех же параметрах волн расчетные толщины плит, вычисленные по различным формулам, существенно отличаются [1,3,6]. Кроме этого, не выяснена степень влияния скважности плит на их устойчивость. Известно лишь [3,4,7,8], что устойчивость сквозных плит выше, чем сплошных. При этом не приводятся данные о необходимом количестве или относительном содержании отверстий, обеспечивающем устойчивость плит. Все это показывает, что вопрос устойчивости плит сквозных покрытий еще недостаточно изучен.

Нами были проведены лабораторные исследования, задача которых состояла в изучении устойчивости бетонных плит сквозных покрытий, а именно: плит сплошных на гравийной

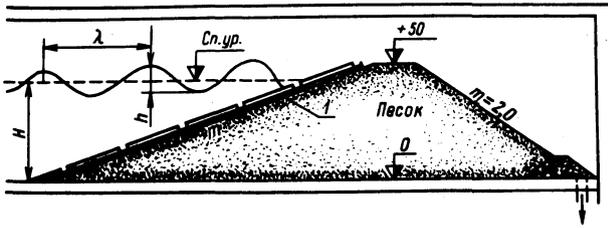


Рис. 1. Схема опытной установки: 1 — плиты на слое подготовки $t = 2,0 + 2,5$ см.

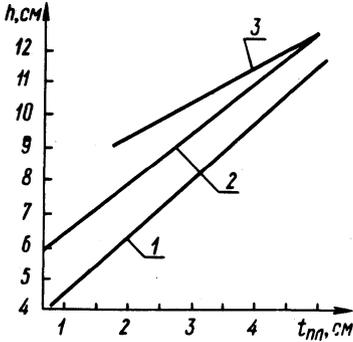


Рис. 2. Изменение устойчивости плит в зависимости от высоты волны (h) и толщины плиты ($t_{пл}$): 1 — сплошные плиты со швами, $R=5,3\%$; 2 — плиты с отверстиями, $R=9,3\%$; 3 — плиты из пористого бетона.

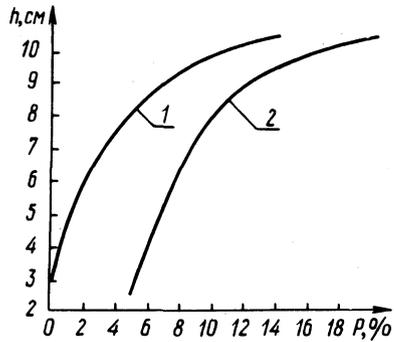


Рис. 3. Изменение устойчивости плиты в зависимости от скважности: 1 — скважность плиты без учета швов; 2 — скважность плит с учетом швов.

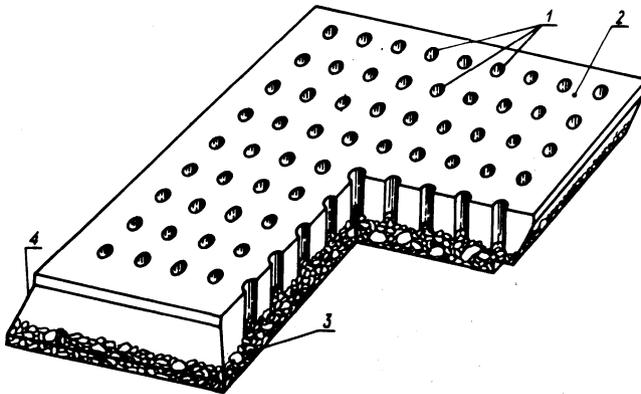


Рис. 4. Двухслойная плита: 1 — отверстия; 2 — верхний слой из сплошного бетона; 3 — нижний слой из пористого бетона; 4 — скошенные торцы.

подготовке; плит с отверстиями на гравийной подготовке; плит из пористого бетона на гравийной подготовке.

Опыты проводились в волновом лотке, в котором была сооружена модель земляной плотины (рис. 1) высотой 50 см, имеющая заложение верхового откоса $m = 3,0$, низового $m = 2,0$. На верховой откос укладывались опытные плиты размером 15 x 15 см, толщина которых в зависимости от условий опыта была от 1 до 5 см. Ширина швов между плитами 0,3...0,4 см. Плиты укладывались на подготовку толщиной 2,0...2,5 см, фракционный состав которой подбирался по методике [9].

Опыты состояли в том, что каждый тип крепления подвергался воздействию волн разных серий, высота которых в каждой серии увеличивалась. Увеличение высоты волны производилось до разрушения крепления, причем за начало разрушения принимался фиксирувавшийся визуально момент смещения плиты вдоль откоса от индексов, нанесенных на стенке лотка. Опыты проводились при длине волны $\lambda = 125$ см. Высота волны изменялась в пределах $h = 2,5-12,4$ см.

На рис. 2 показано изменение устойчивости различных плит в зависимости от их толщины и высоты волны. Как видно, с увеличением скважности устойчивость плит возрастает.

Для исследования влияния скважности на устойчивость плит проделана серия опытов с плитами размером 15 x 15 x 2 см, имевших 81 отверстие диаметром 7 мм. Для уменьшения скважности часть отверстий закрывалась. Опыты состояли в том, что крепление из плит с различной скважностью доводилось до разрушения по методике, аналогичной описанной.

На рис. 3 показано изменение устойчивости плит с различной скважностью в зависимости от высоты волны. При увеличении скважности до 20% значительно повышается устойчивость плит.

В результате лабораторных исследований, а также с учетом работ [2,3,6,10] предложена конструкция плиты для защиты верховых откосов, аналогичная предложенной ЛатНИИГиМом [13], с некоторыми дополнениями и изменениями (рис.4).

Плита состоит из двух слоев: верхнего -- из плотного бетона и нижнего -- из пористого бетона. В верхнем слое на всю его толщину устраиваются отверстия произвольной формы и размера, суммарная площадь которых составляет около 20% общей площади плиты. Нижний слой из пористого бетона выполняется на заполнителе, имеющем диаметр, исключающий вынос подстилающего грунта через поры между зернами. Это

условие выполняется при $\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 10$, где D_{50} — средний диаметр частиц грунта [11,12].

Для предотвращения выноса грунта через стыки между плитами торцевые грани плит выполняются скошенными. При укладке на откос торцы смежных плит перекрываются, а под ними укладывается ленточный фильтр из стекловолокна.

Наличие верхнего слоя придает плитам предлагаемой конструкции достаточную прочность. Опыты показали, что они более устойчивы, чем сплошные: крепление из предлагаемых плит с толщиной верхнего слоя 1 см и нижнего (пористого) 2 см разрушилось при тех же параметрах волнения, что и крепление из сплошных плит толщиной 3 см, уложенных на гравийной подготовке толщиной 2,5 см.

Плиты предлагаемой конструкции, имеющие одинаковую толщину со сплошными, выполняют одновременно функции как защитного покрытия, так и фильтровой подготовки. В связи с этим они содержат резерв экономии и могут при определенных условиях найти применение.

Л и т е р а т у р а

1. Шайтан В.С. Проектирование креплений земляных откосов на водохранилищах. М., 1962.
2. Шайтан В.С. Крепление земляных откосов гидротехнических сооружений. М., 1974.
3. Пышкин Б.А. Динамика берегов водохранилищ. Киев, 1973.
4. Гугняев Я.Э. Плиты с отверстиями для защиты откосов земляных сооружений от воздействия волн. — Железнодорожное строительство, 1952, № 10.
5. Методические рекомендации по проектированию креплений откосов земляных гидротехнических сооружений, подверженных действию ветровых волн. П52-71. Л., 1972.
6. Шабанов А.Д. Крепление напорных земляных откосов. М., 1971.
7. Калмыков В.А., Челбина Н.К. Лабораторные исследования крепления береговых откосов. — В сб.: Гидравлика и гидротехника. Вып. 7. Киев, 1968.
8. Мишин А.В. Пустовойт В.Ф. Защита гидротехнических сооружений от разрушения при воздействии волн. — Гидротехническое строительство, 1975, № 5.
9. Рекомендации по проектированию креплений земляных откосов сборными железобетонными плитами. М., 1963.
10. Шанкин П.А. Расчет покрытий откосов гидротехнических сооружений. М., 1961.
11. Осипов А.Д. и др. Дренажи и фильтры из пористого бетона. М., 1972.
12. Макаров В.Б. Сборное

крепление откосов земляных сооружений. -- Гидротехническое строительство, 1960, № 11. 13. Файтельсон В.А. Двух-слойные плиты крепления каналов осушительных систем. -- В сб.: Устойчивость фильтрующих откосов. Минск, 1969.

УДК 627.417.4

Г.П. Сапожников

О ВЛИЯНИИ ПРОНИЦАЕМОСТИ ПОКРЫТИЙ ОТКОСОВ НА ВЫСОТУ НАКАТА ВОЛН

Для определения высоты наката имеется ряд методов и формул, предложенных разными авторами, анализ которых приведен в работах [1,2]. В более поздних исследованиях в этой области получены зависимости для определения высоты наката [3...6]. Все авторы предлагают определять высоту наката, как функцию нескольких переменных. Основные из них: длина и высота волны, коэффициент откоса, шероховатость, т.е.

$$h_n = f(\lambda, h, m, k_{ш}). \quad (1)$$

Анализ показывает, что зависимости, предложенные в [1 ... 6], не учитывают характеристик водопроницаемости сквозных покрытий откосов на высоту наката. Однако различная способность покрытий пропускать воду (проницаемость) ведет к уменьшению высоты наката вследствие потери части энергии массой накатывающейся на откос воды.

П.А.Шанкин [1] делает попытку учесть это явление, вводя в формулу опытный коэффициент k , который называет "обобщенным коэффициентом шероховатости и проницаемости". Аналогичный коэффициент $k_{шп}$ использован в работе [6]. Но проницаемость в обоих случаях оценивается без учета непосредственных характеристик проницаемости, таких как пористость или коэффициент фильтрации.

Для изучения характеристик влияния проницаемости покрытия откоса на высоту наката были проведены опыты со сквозными креплениями, выполненными из пористого бетона. В качестве характеристики проницаемости покрытия был принят коэффициент фильтрации, который обобщает разные свойства материала покрытия: диаметр частиц грунта, пористость [7], степень уплотнения, технологию изготовления.

Для опытов были изготовлены плиты (5 серий) размером 15x15x2 см на заполнителе $d=10-15$ см. Время вибриро-

нения смеси для каждой серии принималось разным. После изготовления плит определялись коэффициенты фильтрации для каждой серии:

Номер серии	1	2	3	4	5
Коэффициент фильтрации, см/с	0,31	2,48	0,63	2,43	1,24

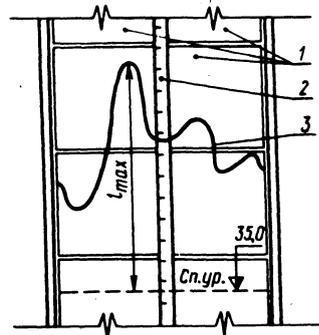


Рис. 1. Схема измерения длины наката: 1 — плиты; 2 — мерная рейка; 3 — фронт наката волны.

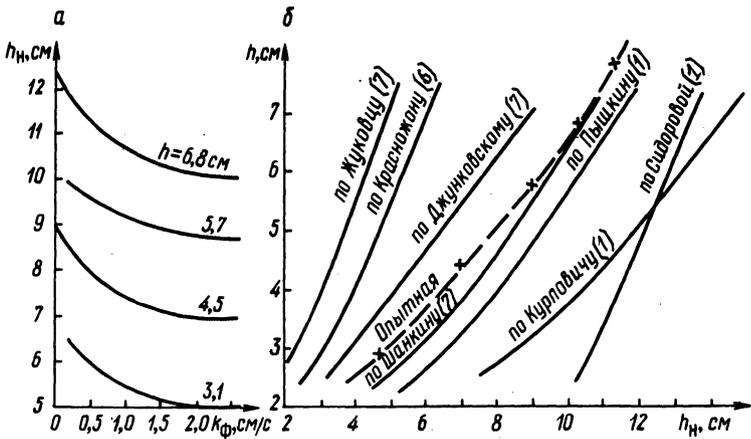


Рис. 2. Зависимость высоты наката от коэффициента фильтрации (а) и от высоты волны (б): $\lambda = 80$ см, $m = 2,0$.

Опыты по определению высоты наката проводились в волновом лотке, в котором на верховом откосе модели плотины, имеющем заложение $m = 2,0$, поочередно укладывались плиты с различными коэффициентами фильтрации. Крепление каждого типа подвергалось воздействию волны разных параметров: длина волны λ изменялась от 80 до 158 см, высота волны h

от 2,5 до 12,8 см. Параметры волн измерялись как посредством двухэлектродных датчиков уровня, показания которых фиксировались осциллографом Н-700, так и с помощью кино съемки. Измерение величины наката осуществлялось с помощью электроконтактного датчика и кино съемки.

При обработке опытных данных, полученных кино съемкой, за расчетную величину наката принималась средняя из максимальных длин "языка" наката (рис. 1), а за расчетные параметры волнения — средние из нескольких значений высот и длин волн.

Для сравнения высот наката на покрытия с различной проницаемостью выполнялась серия опытов с плитами, изготовленными из плотного бетона, шероховатость поверхности которых была такая же, как у проницаемых плит, а также гладких непроницаемых плит.

По результатам опытов были построены графики зависимости высоты наката от проницаемости крепления, оцениваемой коэффициентом фильтрации, один из которых представлен на рис. 2, а. Как видно, при увеличении проницаемости защитного покрытия откосов уменьшается высота наката волн на откос; при увеличении проницаемости в 8 раз высота наката уменьшается на 15...25%.

Сопоставление результатов опытов с имеющимися зависимостями [1...6] показало следующее: 1) расхождение в определении высоты наката на гладкие непроницаемые покрытия не превышает 25%, что согласуется с [2]; 2) отсутствие учета проницаемости сквозных покрытий дает расхождение в определении высоты наката до 65% (рис. 2,б); 3) наиболее близко опытные данные совпадают с данными, рассчитанными по зависимости, предложенной П.А. Шанкиным [1]; 4) по зависимости, предложенной Г.Ф. Красноженом [6], при расчете высоты наката на проницаемые откосы получены заниженные значения.

Л и т е р а т у р а

1. Шанкин П.А. Расчет покрытий откосов гидротехнических сооружений. М., 1961. 2. Андрейчук И.Я. О высоте наката волн на откосные сооружения в природных условиях. — Изв. ВНИИГ, 1963, т. 73. 3. Шайтан В.С. О методике определения расчетных волновых воздействий на сооружения в условиях водохранилищ. — Гидротехническое строительство, 1966, № 2. 4. Попов И.Я., Рябых В.М. Исследование силового воздействия волн на крепления откосов земляных со-

оружений на крупномасштабных моделях. — В сб.: Научные исследования по гидротехнике в 1970 г. Л., 1971. 5. Левкевич Е.М., Юхновец В.Н. Исследование фильтрации в напорной дамбе с водопроницаемым креплением верхового откоса при волнении в верхнем бьефе. — В сб.: Научные исследования по гидротехнике в 1970 г. Л., 1971. 6. Красножон Г.Ф. Накат волн на откосы. — В сб.: Теория волн и расчет гидротехнических сооружений. М., 1975. 7. Барекян А.Ш., Челышев А.К. Исследование водопроницаемости стенок трубофильтров из крупнопористого бетона. — Тр. Калинин. политехн. ин-та, 1971, вып. 11(24).

УДК 556.332.63

В.С. Усенко, М.Ю. Калинин

ИССЛЕДОВАНИЕ И УЧЕТ СЕЗОННЫХ ИЗМЕНЕНИЙ ВЗАИМОСВЯЗИ ПОВЕРХНОСТНЫХ И ПОДЗЕМНЫХ ВОД ПРИ ПРОГНОЗЕ РЕЖИМА РАБОТЫ БЕРЕГОВОГО ВОДОЗАБОРА

Одним из важнейших факторов, определяющих производительность водозаборов, расположенных в речных долинах, является наличие и характер связи между поверхностными и подземными водами. Поэтому при оценке эксплуатационных запасов подземных вод этому вопросу должно уделяться большое внимание. Оценка эксплуатационных запасов подземных вод при гидрогеологическом обосновании искусственного восполнения может производиться с использованием балансового, гидродинамического методов, а также по методу аналогий.

Обычно при прогнозировании производительности водозабора на длительный срок эксплуатации уровень воды в реке, как правило, принимают постоянным и приуроченным к периоду летней или зимней межени. Степень гидравлической взаимосвязи, обусловленную сопротивлением и неоднородностью русловых отложений, несовершенством вреза реки в водоносный горизонт, наличием слабопроницаемого слоя, полагают также постоянной. Эти допущения при расчетах производительности береговых водозаборов дают определенный "запас надежности" и для некоторых случаев их можно считать вполне приемлемыми.

Для более точного прогнозирования режима подземных вод при работе водозаборов с искусственным восполнением, рас-

положенных в долинах рек, необходимо знать динамику взаимосвязи подземных и поверхностных вод в течение всего года.

Зная ход уровня в реке в годовом разрезе и изменения величины ΔL , характеризующей условия связи поверхностных и подземных вод, мутности речной воды и скорости инфильтрации из бассейнов, можно дать прогноз режима работы инфильтрационных сооружений (установить длительность фильтроциклов и время чисток для инфильтрационных бассейнов, каналов и т.д.).

В качестве величины, которая характеризует степень взаимосвязи подземных и поверхностных вод, обычно принимается дополнительное фильтрационное сопротивление ложа речных русел [1...5].

В настоящее время существуют различные методики для определения фильтрационного сопротивления русловых отложений [4,5,8].

С целью оценки эксплуатационных запасов подземных вод на опытном водозаборе с искусственным восполнением, расположенном в долине Днепра, в течение 1973--1975 гг. изучались условия взаимосвязи подземных и поверхностных вод. Для этого велись круглогодичные наблюдения за режимом речных и грунтовых вод, определялся литологический состав отложений русла, делались промеры русла и проводились опытные кустовые откачки.

С целью получения более достоверных данных об условиях взаимосвязи результаты полевых наблюдений и исследований были обработаны с помощью аналитических методов и моделированием на аналоговых машинах.

Эти методы были разделены на четыре группы: 1-я группа -- методы, основанные на теоретических зависимостях, не требующие режимных наблюдений и опытных откачек; 2-я -- методы, основанные на использовании данных режимных наблюдений; 3-я -- методы, основанные на результатах кустовых откачек; 4-я -- методы моделирования.

1. При несложных схемах строения ложа реки для определения величины ее гидродинамического несовершенства используется следующая аналитическая зависимость [3]:

$$\Delta L = \sqrt{k m A_o} \operatorname{cth} \frac{2b}{\sqrt{k m A_o}}, \quad (1)$$

где $A_o = \frac{m_o}{k_o}$ обобщенный параметр, названный В.М. Гри-

горьевым [3] коэффициентом сопротивления заиленного слоя фильтрации; k_0, m_0 -- коэффициент фильтрации и мощность этого слоя; k, m -- коэффициент фильтрации и мощность русловых отложений; $2b$ -- ширина реки.

2а. Для установившегося движения в условиях естественного режима, согласно В.М. Шестакову [8], величина несовершенства реки (водоема) определяется из выражения

$$\Delta L = \frac{H_1 - H_p}{H_2 - H_1} (x_2 - x_1) - x_1, \quad (2)$$

где H_p, H_1, H_2 -- отметки уровней воды в реке, в первой (ближайшей к реке) и во второй наблюдательных скважинах; x_1, x_2 -- расстояние от береговой линии до первой и второй наблюдательных скважин.

2б. Известно, что в период паводка изменения уровней воды в реке (ΔH_p) и в расположенной вблизи уреза наблюдательной скважине (ΔH) связаны зависимостью

$$\frac{\Delta H}{\Delta H_p} = 1 - e^{-\tau^2} \operatorname{erfc} \tau. \quad (3)$$

В.М. Шестаков [8] предлагает для определения величины гидродинамического несовершенства ложа реки на период паводков следующее выражение

$$\Delta L = \frac{\sqrt{at}}{\tau} - x_1, \quad (4)$$

где x_1 -- расстояние от реки до наблюдательной скважины; t -- время, отсчитываемое от начала заметного подъема или спада уровня воды в реке; a -- коэффициент уровнепроводности; τ -- параметр, определяемый по специальным таблицам.

3а. Используя данные кустовых опытных откачек, величину ΔL определяли по приближенным формулам

$$\alpha = \frac{\lg \frac{2l - b_1}{b_1}}{\lg \frac{2l - b_2}{b_2}}, \quad (5)$$

где $b_{1,2}$ -- расстояние соответствующих наблюдательных скважин до опытных; l -- переменное значение расстояния от опытной скважины до реки. Зная фактически полученную при

откачке величину $\alpha = \frac{S_1}{S_2}$, графическим путем можно найти искомое значение l_p . Тогда дополнительное сопротивление ложа реки определится из выражения

$$\Delta L = l_p - l. \quad (6)$$

36. Преобразуя формулу, широко применяемую при оценке запасов подземных вод [3]

$$S = \frac{Q}{2\pi km} \ln \frac{2(1+\Delta L) - r_1}{r_1}, \quad (7)$$

получим выражение для

$$\Delta L = \frac{r_1 \left(e^{\frac{2\pi km S}{Q}} + 1 \right) - 2l}{2}, \quad (8)$$

где r_1 — расстояние между наблюдательной скважиной, по которой определяется ΔL , и опытной; S — понижение уровня грунтовых вод в наблюдательной скважине; Q — расход воды, получаемый из опытной скважины; km — водопроницаемость пласта; l — расстояние между рекой и опытной скважиной.

4. Исследования на электрических моделях, проведенные на польском сеточном электроинтеграторе AP-600 [7] и электроинтеграторе конструкции ЦНИИКИВР [6], показали, что величина ΔL в течение одного года изменяется от 0 до 35 м и при одних и тех же гидрогеологических условиях определяется положением уровня воды в реке.

Результаты определения фильтрационного сопротивления ложа р. Днепр различными методами представлены в табл. 1.

Сопоставление величин гидродинамического сопротивления ложа реки показало, что значения ΔL , полученные по теоретическим зависимостям, не учитывающим уровня поверхностных и подземных вод (формула (1)), а также для условий нестационарного режима в период паводка (формула (4)), получились в 2...3 раза больше, чем определенные по данным режимных наблюдений при стационарном положении кривой депрессии и методами моделирования.

Из анализа многолетних наблюдений за режимом поверхностных вод видно, что годовой ход уровней и расходов на

Таблица 1. Значения фильтрационного сопротивления ΔL , м

Способ определения						
По теоретической зависимости	По режимным наблюдениям		По опытным откачкам		По результатам моделирования	
Формула (1)	При стационарном положении кривой депрессии	При неустановившемся режиме (в паводок)	Формула (6)	Формула (8)	Естественный режим	Нарушенный режим
11,4	6 (118,70) 12 (118,30) 19 (117,75) 32 (116,75)	66-130	21,8 (117,98) 33,0 (116,89)	12 (117,90) 35,4 (116,87)	0 (119,20) 10 (118,30)	30 (116,85)

Примечание. В скобках приведена отметка уровня воды в р.Днепр.

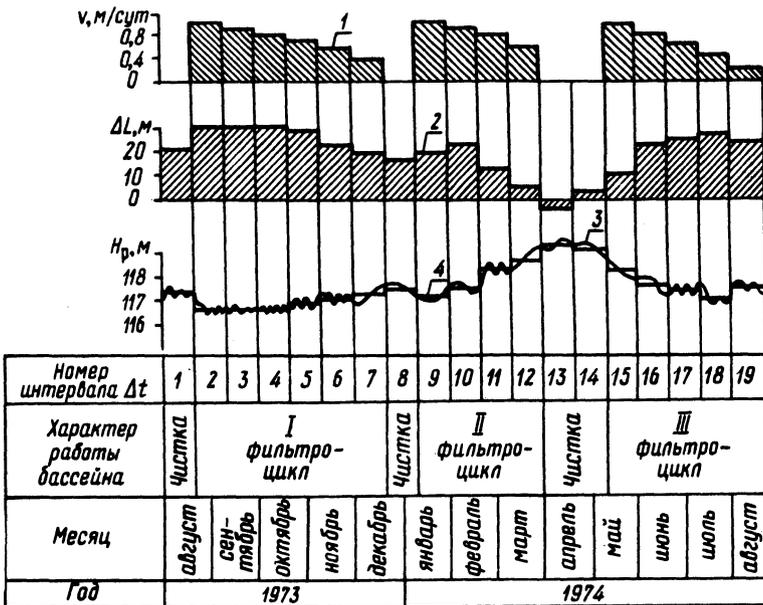


Рис. 1. Динамика скорости инфильтрации из бассейнов, значения ΔL и уровня воды р.Днепр (1973-1974 гг.): 1 - скорость инфильтрации; 2 - величина ΔL ; 3 - уровень воды в реке; 4 - осредненный по интервалам уровень воды в реке.

исследуемом участке р. Днепр характеризуется высокими их значениями во время весеннего половодья, а также летней меженью, почти ежегодно прерываемой дождевыми паводками, и весьма устойчивой зимней меженью. Весеннее половодье, как правило, начинается в первой декаде марта, а в отдельные годы в начале февраля или апреля. Продолжительность подъема составляет в среднем 30...40 дней, после чего наступает спад уровней, продолжающийся около 2 месяцев. Заканчивается паводье обычно в середине июня (рис. 1).

Среднегодовая мутность речных вод за период 1967--1968 гг. составляет 14,6 мг/л, наибольшая мутность зафиксирована 20 апреля 1967 г. (128 мг/л).

Питание подземных вод осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков, а в период половодья (в течение 2...3 месяцев) за счет вод Днепра. Режим грунтовых вод (особенно прирусловой части) тесно связан с режимом реки. Изучение режима поверхностных и подземных вод, а также наблюдения за твердым стоком р. Днепр позволило годовую работу инфильтрационного водозабора разделить на три периода (три фильтроцикла).

I. Летне-осенний период начинается в августе и заканчивается в декабре (продолжительность 120 дней). Этот период характеризуется минимальными абсолютными отметками уровня воды в реке, которые постепенно повышаются с 116,7 до 117,8 м. В этот период наблюдается незначительная мутность речных вод, колеблющаяся от 7,8 до 20,7 мг/л (средняя составляет 12,1 мг/л).

II. Зимний период продолжается с января по март (80 дней). Абсолютные отметки уровня воды в реке в этот период несколько выше и колеблются от 117,2 до 118,8 м. Учитывая, что в период зимней межени количество взвесей в речной воде минимальное (4,8...7,1 мг/л), кольматация дна инфильтрационного бассейна будет происходить не так быстро, как в I период, и поэтому скорости инфильтрации будут несколько выше.

III. Весенне-летний период включает май...июль (80 дней) и характеризуется снижением уровня воды р. Днепр с 118,8 до 116,8 м. В этот период после весеннего половодья в реке отмечается мутность от 5,4 до 18,5 мг/л, поэтому снижение водоотдачи инфильтрационных бассейнов происходит несколько быстрее по сравнению со II периодом.

В течение года между фильтроциклами необходимо предусмотреть три чистки бассейнов инфильтрации и отстойников, которые лучше всего приурочить к периодам повышения

уровня воды в реке. Так, первую чистку после летне-осеннего периода желательно проводить с середины декабря, когда заметно повышается уровень воды (с абсолютной отметки 117,2 до 118,0 м), вторую -- в период половодья, когда путем инфильтрации воды из реки будет происходить естественное восполнение запасов подземных вод. В этот период река несет максимальное количество взвешенных частиц (45,0...128,0 мг/л), и поэтому для предотвращения глубокого заиления фильтрующей толщи отстойников и бассейнов эксплуатация их нежелательна.

Для прогноза работы водозабора подземных вод с искусственным восполнением с учетом изменения условий взаимосвязи подземных и поверхностных вод и изменения водоотдачи бассейнов была произведена схематизация области фильтрации и составлена электрическая модель.

Обычно на сплошных электрических моделях реку воспроизводят в виде проволочной шины, на которой задается линейное падение напряжения, соответствующее перепаду абсолютных отметок уровня воды в реке. При этом условия связи подземных и поверхностных вод (уровень воды в реке и параметр ΔL) для решаемых задач принимаются постоянными.

Для более точного прогноза работы водозаборов, расположенных в речных долинах, необходим учет изменения условий взаимосвязи в течение года. Прежде всего это имеет большое значение для выбора оптимального режима работы инфильтрационного водозабора. Учет изменения условий взаимосвязи подземных и поверхностных вод на сплошной модели возможен, если дополнительный лист электропроводной бумаги, соответствующий величине ΔL , заменить эквивалентным ему переменным электрическим сопротивлением $R_{\Delta L}$, через которое на шине, моделирующей реку, задаются потенциалы, соответствующие уровню воды в реке, т.е. воспроизводится гидрограф реки.

На электроинтеграторе конструкции ЦНИИКИВР [6] моделировался фрагмент участка водозабора (производительность 30 тыс. м³/сут), состоящего из 18 скважин и 5 бассейнов инфильтрации. Река на модели воспроизводилась в виде проволочной шины, на которую через переменное сопротивление $R_{\Delta L}$ задавалось меняющееся во времени напряжение (граничное условие первого рода).

Инфильтрация атмосферных осадков ввиду ее малого влияния на изменение уровней грунтовых вод во внимание не принималась. Весь годовой цикл работы водозабора был разбит

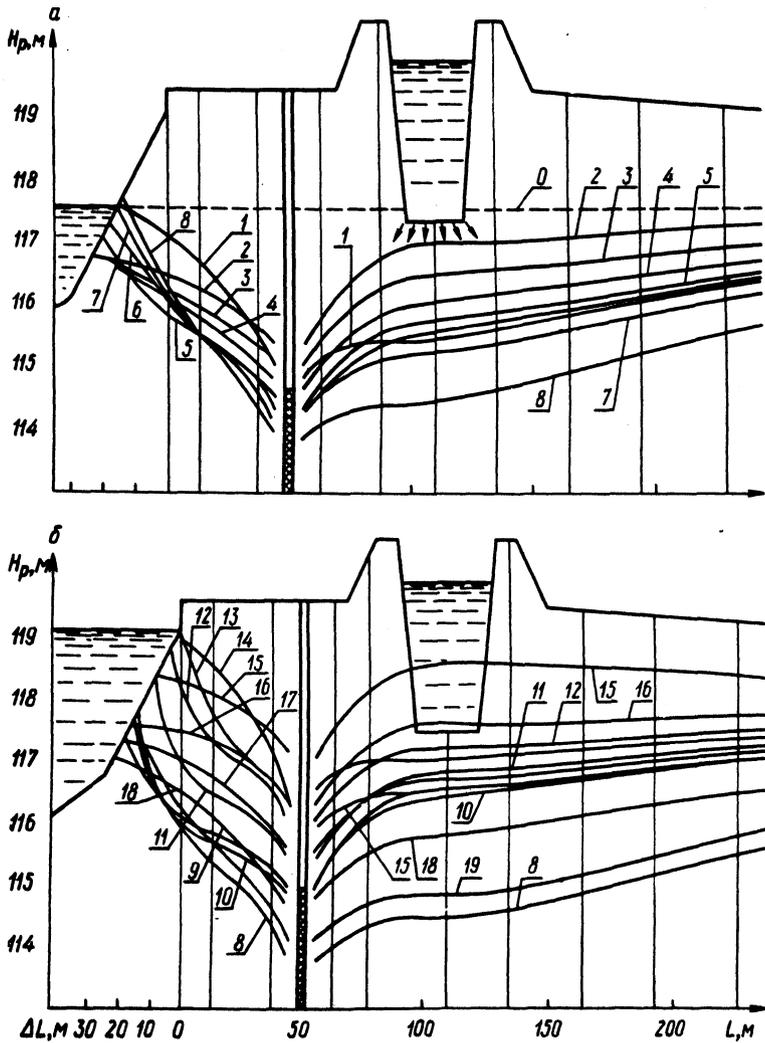


Рис. 2. Прогнозное положение уровня грунтовых вод на опытном участке с учетом значения ΔL и скорости инфильтрации из бассейнов; а) с 1-го по 8-й интервал времени; б) с 8-го по 10-й интервал времени (0...19 – номера интервала времени).

на равные интервалы времени Δt . Величина шагов во времени была принята равной 20 суткам. На границах области в процессе решения прогнозной задачи задавались численные значения функций, описывающих ход изменения уровней (расходов) в течение всего года (рис. 1). При данных расходах ($Q = 70 \text{ м}^3/\text{ч}$), отбираемых из эксплуатационных скважин, для оценки понижений в самих скважинах вводились дополнительные сопротивления, учитывающие несоответствие диаметра электрода диаметру скважины в масштабе модели и резкое искривление потока вблизи скважины. На каждый интервал времени ($\Delta t = 20 \text{ сут}$) в контрольных точках поля фиксировались значения потенциалов. Затем для последующего по времени шага все конденсаторы заряжались в соответствии с полученными на предыдущем шаге значениями потенциалов.

По описанной методике было проведено моделирование 19 расчетных шагов по времени. За начальные условия принималась карта гидроизогипис, построенная на начало августа 1973 г. по данным режимных наблюдений. Проанализируем изменение уровня грунтовых вод на участке водозабора за первые три шага по времени. В результате групповой откачки, целью которой является создание аккумулялирующей емкости, необходимой для перевода поверхностных вод в подземные, уровень грунтовых вод под дном бассейна снизился на 2,1 м, а в эксплуатационных скважинах на 7,8 м (рис. 2). С включением в работу бассейнов со скоростью инфильтрации 1 м/сут на 20 дней динамический уровень грунтовых вод в скважинах повысился на 0,6 м, а под дном бассейна на 1,4 м.

Уровень воды в реке при этом снизился на 0,8 м. Через 40 суток работы в результате частичной кольматации бассейнов скорости инфильтрации уменьшаются. Поэтому как в эксплуатационных скважинах, так и под бассейном наблюдается снижение динамического уровня грунтовых вод соответственно на 0,4 и 0,55 м. Отметка уровня воды в реке при этом остается постоянной.

Наблюдения за формированием "бугра" грунтовых вод, образующегося под бассейном инфильтрации, показали, что он формируется в основном уже за первые 5 суток, затем происходит незначительное повышение уровня грунтовых вод между бассейном и рядом эксплуатационных скважин. При скорости инфильтрации, равной 1 м/сут, за первые 5 суток уровень под дном бассейна повысился на 1,1 м, а в эксплуатационных скважинах - на 0,32 м; за вторые 5 суток уровень грунтовых вод соответственно повысился на 0,24 м и 0,1 м. На

незначительное повышение уровня воды в эксплуатационных скважинах влияет падение уровня воды в реке на 0,8 м. Необходимо отметить, что скорость инфильтрации была принята на основании результатов полевых исследований по определению отдачи инфильтрационного бассейна.

Ход изменения уровня грунтовых вод на участке водозабора в течение всего года легко проследить по рис. 2.

Таким образом, в любой период с помощью моделирования можно определить положение динамического уровня грунтовых вод в эксплуатационных скважинах и выбрать оптимальный режим их работы.

Проведенные исследования показали, что в период летней межени с учетом сопротивления ложа реки и при работе бассейнов со скоростью инфильтрации 1 м/сут из реки привлекается 34,9% всех вод, отбираемых водозабором. Без учета параметра ΔL величина отбора из реки возрастает до 39%. Из инфильтрационного бассейна в этот период к водозабору привлекается 48%, а со стороны коренного берега 7,1%.

Хорошо известно, что в период весеннего половодья происходит естественное восполнение запасов подземных вод. Такая фильтрация существенно влияет на динамику уровня подземных вод в зоне влияния водозабора. Оценка берегового регулирования речного стока с помощью моделирования показала, что за счет реки в период паводка формируется 98,7% всех вод, отбираемых водозабором, и поэтому в это время целесообразно отключать бассейны инфильтрации и проводить их чистку.

Анализ результатов расчета гидродинамического несовершенства ложа реки различными способами и путем прогнозного моделирования работы инфильтрационного водозабора позволяет сделать следующие выводы.

1. Изучение условий взаимосвязи речных и грунтовых вод на опытном водозаборе показало, что величина ΔL , характеризующая гидродинамическое несовершенство р. Днепр, изменяется в течение года от 0 до 35 м и определяется также положением уровня воды в реке.

2. Наиболее сопоставимые результаты в определении ΔL (при разных методах их расчета) получаются при использовании сведений о стационарном положении кривой депрессии в естественных и нарушенных условиях.

Зная изменение условий взаимосвязи подземных и поверхностных вод в течение года, ход водоотдачи инфильтрационных бассейнов в течение фильтрационного цикла, с помощью аналогового

моделирования можно точно прогнозировать режим работы водозабора с системой искусственного восполнения.

Л и т е р а т у р а

1. Бочеввер Ф.М. Гидрогеологические расчеты крупных подзаборов подземных вод и водопонизительных установок. М., 1963. 2. Бочеввер Ф.М. Оценка производительности береговых водозаборов с учетом несовершенства речных русел. — Тр. ВОДГЕО, 1966, вып. 13. 3. Григорьев В.М. Расчет подрусловых инфильтрационных водозаборов. — Тр. ВОДГЕО, 1966, вып. 13. 4. Боревский Б.В., Самсонов Б.Г., Язвин Л.С. Методика определения параметров водоносных горизонтов по данным откачек. М., 1973. 5. Зеегофер Ю.О., Шестаков В.М. Методика обработки данных опытных откачек вблизи рек. — Разведка и охрана недр, 1968, №9. 6. Усенко В.С., Богатова Л.К. Электроинтегратор с дискретно распределенной емкостью и методика моделирования на нем гидрогеологических задач. — В сб.: Мат-лы зонального совещ. по гидрогеол. и инженерн. геол. Минск, 1972. 7. Усенко В.С. и др. Опыт регулирования запасов подземных вод в долине Днепра. — В сб.: Мат-лы Всесоюзн.науч.-техн. совещания "Комплексное использование водных ресурсов" (секция водохозяйственных балансов). Минск, 1975. 8. Шестаков В.М. Оценка сопротивления ложа водоемов при гидрогеологических расчетах. — Разведка и охрана недр, 1964, №5.

УДК 626.86+626.212

Г.Г.Круглов

ФИЛЬТРАЦИОННЫЙ РАСЧЕТ ПРИДАМБОВОЙ ДРЕНЫ ПРИ ОБРАЗОВАНИИ НАД НЕЙ УЧАСТКА НАВИСАНИЯ

Создание водохранилищ в условиях равнинных рек вызывает затопление и подтопление территорий значительных размеров, вследствие чего возникает необходимость строительства защитных сооружений. Как правило, в их состав входит (рис.1) дамба обвалования и защитный дренаж, назначение которого поддерживать необходимую отметку уровня грунтовых вод на защищаемой территории. Исходя из этого условия выбирается местоположение трассы дренажа, глубина его заложения и диаметр.

Фильтрационный расчет (определение дебита дрены и построение депрессионных кривых) несовершенной придамбовой

дрены, расположенной в однородном безнапорном пласте ограниченной мощности, при горизонтальном залегании водоупора производится по методу Н.Н.Веригина [1]. Метод базируется на решении С.Н.Нумерова, которое значительно упрощено и сведено к использованию графиков и простых расчетных зависимостей, где все линейные размеры отнесены к высоте горизонта воды в дрене над водоупором t и обозначены знаком "градус" [1]. Дебит дрены и ординаты депрессионных кривых вычисляются по зависимостям:

$$q = 0,5 q_r^{\circ} tk ; \quad (1)$$

$$(H_{x_1}^{\circ})^2 = f_1^2 + (f_2 - x^{\circ}) \frac{(H_{10}^{\circ})^2 - f_1^2}{L_1^{\circ} + f_2} ; \quad (2)$$

$$(H_{x_2}^{\circ})^2 = f_1^2 + (f_2 + x^{\circ}) \frac{(H_{20}^{\circ})^2 - f_1^2}{L_2^{\circ} + f_2} , \quad (3)$$

где k -- коэффициент фильтрации; q_r° , f_1 , f_2 находятся по графикам [1] в зависимости от

$$\theta = \frac{1}{L_1^{\circ}} + \frac{1}{L_2^{\circ}} ; \quad (4)$$

$$f = \frac{(H_{10}^{\circ})^2}{L_1^{\circ}} + \frac{(H_{20}^{\circ})^2}{L_2^{\circ}} ; \quad (5)$$

$$L_1^{\circ} = \frac{1}{t} ; L_2^{\circ} = \frac{1}{t} ; x^{\circ} = \frac{x}{t} ; H_{10}^{\circ} = \frac{H_1}{t} ;$$

$$H_{20}^{\circ} = \frac{H_2}{t} .$$

Все остальные обозначения приведены на рис. 1.

Расчетные зависимости (1)...(3) получены для случая работы дрены без участка нависания (дополнительные сопротивления f_1 и f_2 учитывают только несовершенство дренажа). Известно, что над закрытыми дренами при определенных условиях появляется участок нависания грунтового потока, достигающий значительной величины [2...5]. Это вызывает соответствующий подъем кривой депрессии на защищаемой тер-

ритории. График $\frac{H_x^{\text{Оп}} - H_x^{\text{Выч}}}{\Delta h} = f\left(\frac{x}{l_2}\right)$ характеризует относительное повышение уровня грунтовых вод на различном удалении от оси дрены (рис. 2); $H_x^{\text{Оп}}$ - ординаты кривой депрессии на расстоянии x от оси дрены, измеренные на экспериментальной установке в грунтовом лотке [5]; $H_x^{\text{Выч}}$ - ординаты кривой депрессии, вычисленные по (1)...(5) x (без учета участка нависания); Δh - опытная величина участка нависания.

Как видно, подъем уровня грунтовых вод вследствие образования участка нависания распространялся по всей территории, изменяясь от Δh над дренаей до нуля на границе области фильтрации.

Таким образом, участок нависания может достигать относительно больших величин, при этом значительно повышается уровень грунтовых вод на большей части ограждаемой территории, происходит заболачивание или подтопление ее. Этот факт необходимо учитывать при проектировании и расчетах защитного дренажа.

Для схемы несовершенной придамбовой дрены (при выполнении граничных условий: $1,2 \leq \frac{H_1}{t} \leq 3,0$; $1,1 \leq \frac{H_2}{t} \leq 2,2$; $1,3 \leq \frac{l_2}{l_1} \leq 10$; $3 \leq \frac{t}{D} \leq 90$) величину участка нависания можно определять по эмпирической зависимости [6] (опубликованная в [6] зависимость получена для приведенных граничных условий)

$$\left(\frac{\Delta h}{D}\right)^2 = -2,83 + 0,00414 \frac{q_r}{|l_r^2 - 3,28 l_r|} \left(\frac{t}{D}\right)^{2,7}, \quad (6)$$

где $l_r = \frac{l_1 + mN_{\text{вб}} + l_2}{l_1 + mN_{\text{вб}}}$; $q_r = \frac{q}{K}$ -- приведенный фильтрационный расход; D -- внешний диаметр дрены; m -- заложение верхового откоса дамбы. Если значение $\left(\frac{\Delta h}{D}\right)^2$ по (6) получается отрицательное, это указывает на отсутствие нависания грунтового потока над дренаей.

Фильтрационный расчет дрены, работающей с нависанием, выполняется по зависимостям (1)...(5), которые в этом случае соответствующим образом корректируются. Основной принцип корректировки заключается в уменьшении напоров, дейст-

вующих на границах области фильтрации. Дебит дрены определяется по (1), (4), (5), где относительные напоры на границах области фильтрации вычисляются в соответствии с величиной участка нависания:

$$H_{10}^{\circ} = \frac{H_1 - \Delta h}{t}, \quad H_{20}^{\circ} = \frac{H_2 - \Delta h}{t}, \quad (8)$$

а в уравнения для построения депрессионных кривых (2), (3) вводится относительный участок нависания $\Delta h^{\circ} = \frac{\Delta h}{t}$. Тогда

$$(H_{x_1}^{\circ})^2 = (f_1 + \Delta h^{\circ})^2 + (f_2 - x^{\circ}) \frac{(H_{10}^{\circ} + \Delta h^{\circ})^2 - (f_1 + \Delta h^{\circ})^2}{L_1^{\circ} + f_2}; \quad (9)$$

$$(H_{x_2}^{\circ})^2 = (f_1 + \Delta h^{\circ})^2 + (f_2 + x^{\circ}) \frac{(H_{20}^{\circ} + \Delta h^{\circ})^2 - (f_1 + \Delta h^{\circ})^2}{L_2^{\circ} + f_2}. \quad (10)$$

Если уровень грунтовых вод на защищаемой территории, найденный по (9), (10), оказался недопустимо высок, то для поддержания его на заданной глубине, необходимо либо дополнительное заглубление дрены, либо увеличение ее диаметра. Выбор мероприятия должен производиться на основании технико-экономического сравнения.

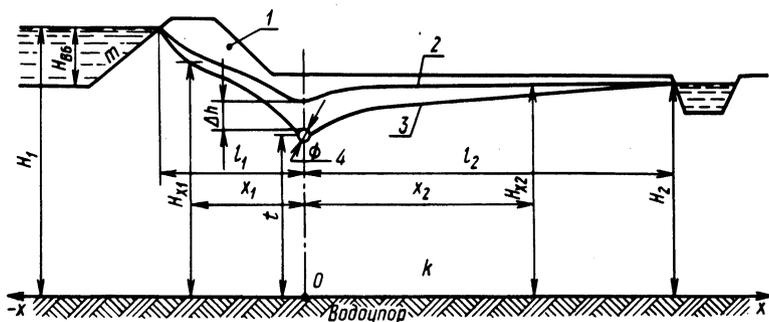


Рис. 1. Расчетная схема придамбовой дрены: 1 – дамба обвалования; 2 – кривая депрессии при наличии участка нависания; 3 – кривая депрессии при отсутствии участка нависания; 4 – придамбовая дрена.

Пример расчета. Рассчитать несовершенный придамбовый дренаж (рис. 1), защищающий от подтопления территорию, предназначенную для сельскохозяйственного использования. Уровень грунтовых вод на ней в предпосевной период должен находиться ниже поверхности земли не менее чем на

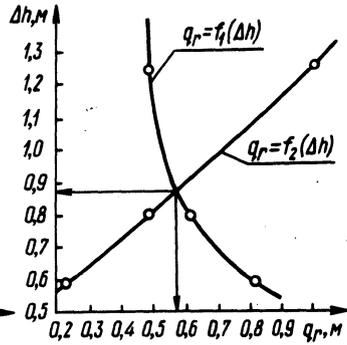
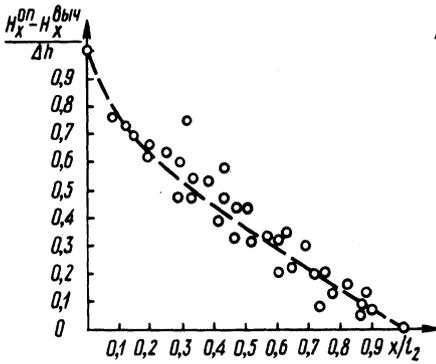


Рис. 2. График зависимости

$$\frac{H_x^{\text{оп}} - H_x^{\text{выч}}}{\Delta h} = f\left(\frac{x}{l_2}\right).$$

Рис. 3. Графическое решение уравнений: $q_r = f_1(\Delta h)$; $q_r = f_2(\Delta h)$.

Таблица 1

Δh , м	$H_{10}^0 = \frac{H_1 - \Delta h}{t}$	$H_{20}^0 = \frac{H_2 - \Delta h}{t}$	θ	f	q_r^0	q_r , м
1,24	1,307	1,051	0,403	0,605	0,11	0,495
0,80	1,356	1,10	0,403	0,654	0,135	0,608
0,60	1,40	1,144	0,403	0,70	0,180	0,81

Таблица 2

Δh , м	l_r	$ l_r^2 - 3,28l_r $	$\left(\frac{t}{D}\right)^{2,7}$	q_r , м
1,24	2,461	2,016	9731	0,99
0,80	2,461	2,016	9731	0,497
0,60	2,461	2,016	9731	0,231

Таблица 3

x_2 , м	x^0	$H_{20}^0 = \frac{H_2 - \Delta h}{t}$	Δh^0	$H_{x_2}^0$	H_{x_2} , м
15	1,667	1,09	0,099	1,187	10,68
30	3,333	1,09	0,099	1,187	10,68
45	5,0	1,09	0,099	1,188	10,69
60	6,667	1,09	0,099	1,188	10,69

Таблица 4

В сторону водохранилища				В сторону коренного берега			
$x_1,$ м	x^0	$H_{x_1}^0$	$H_{x_1} = H_{x_1}^0 t,$	$x_2,$ м	x^0	$H_{x_2}^0$	$H_{x_2} = H_{x_2}^0 t,$
-10	-1,111	1,244	11,2	15	1,667	1,151	10,36
-20	-2,222	1,333	12,0	30	3,333	1,162	10,46
-30	-3,333	1,411	12,7	45	5,0	1,172	10,54

0,5 м (максимально допустимая отметка уровня грунтовых вод 10,5 м). Коэффициент фильтрации грунта тела дамбы и защищаемой территории $k = 5$ м/сут.

Исходные данные к расчету: $H_1 = 13$ м, $l_1 = 34$ м, $t = 9$ м; $H_2 = 10,7$ м, $l_2 = 65$ м, $H_{вб} = 3,5$ м (диаметр дрены предварительно принимался $D = 0,3$ м). Тогда $L_1^0 = 3,778$; $L_2^0 = 7,222$; $H_{10}^0 = 1,444$; $H_{20}^0 = 1,189$. По (4) и (5) определяются $\theta = 0,403$ и $f = 0,748$. По [1, рис. 77,78] находят $q_r^0 = 0,22$; $f_1 = 1,138$; $f_2 = 0,13$. Удельный дебит дрены по (1) $q = 4,95$ м²/сут, а $q_r = \frac{q}{K} = 0,99$ м. По (6) проверяется наличие участка нависания над дренай: $l_r = 2,461$; $|l_r^2 - 3,28 l_r| = 2,016$; $(\frac{t}{D})^{2,7} = 9731$; $(\frac{\Delta h}{D})^2 = 16,95$; $\Delta h = 1,24$ м. Следовательно, дрена будет работать с нависанием. Так как Δh и q_r взаимозависимые величины, то непосредственное определение их по (6) невозможно. Поэтому, графо-аналитическим способом решается система из двух уравнений (1) и (6) с двумя неизвестными (Δh и q_r). Для этого берут несколько значений Δh (от 0 до 1,24 м) и определяют q_r . Расчеты сведены в табл.1 (по уравнению (1)) и 2 (по уравнению (6)).

По данным табл. 1 и 2 строятся графики (рис.3): $q_r = f_1(h)$, $q_r = f_2(\Delta h)$. Точка их пересечения дает искомое значение $\Delta h = 0,88$ м, $q_r = 0,57$ м. По найденному q_r определяется $q_r^0 = \frac{q_r}{0,5t} = 0,127$; по [1, рис. 77] находится $f_1 = 1,088$; $f_2 = 0,07$. По (10) вычисляются координаты депрессионной кривой на защищаемой территории. Расчеты сведены в табл. 3.

Как видно, уровень грунтовых вод на защищаемой территории оказался выше допустимого. Увеличим диаметр дрены $D = 0,7$ м. Проверяется наличие участка нависания над дренажной линией $l_r = 2,461$; $|l_r^2 - 3,281_r| = 2,016$; $(\frac{t}{D})^{2,7} = 98,81$, $q_r = 0,99$ (вычислено в начале примера), $(\frac{\Delta h}{D})^2 = -0,811$, т.е. участок нависания отсутствует. При отсутствии участка нависания (см. начало примера) $q_r^0 = 0,22$; $f_1 = 1,138$; $f_2 = 0,13$; $q_1 = 4,95$ м²/сут. По уравнениям (2) и (3) определяются координаты кривых депрессий. Расчеты сводятся в таблицу 4.

Л и т е р а т у р а

1. Веригин Н.Н. и др. Методы фильтрационных расчетов гидромелиоративных систем. М., 1970. 2. Беседнов Н. А. Опыт строительства и эксплуатации глубоких трубчатых дренажей при мелиорации засоленных земель в Азербайджане. -- Гидротехника и мелиорация, 1951, № 2. 3. Дубовик Г.И. Разгрузочная приоткосная дренажная линия как один из способов обеспечения устойчивости откосов осушительных каналов. -- Мелиорация и водное хозяйство, 1972, № 12. 4. Михайлов Г.И. О суммарных сопротивлениях некоторых конструкций горизонтальных дренажей. -- Экспресс-информация ЦБНТИ. Сер. 2. Осушение и осушительные системы, 1972, вып. 3. 5. Круглов Г. Г. Влияние участка нависания грунтового потока на работу придамбовой несовершенной дренажной линии. -- В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 7. Минск, 1977. 6. Круглов Г.Г. Определение участка нависания грунтового потока над придамбовой несовершенной дренажной линией. Научно-техническая информация. -- Мелиорация и водное хозяйство, 1977, № 11.

УДК 628.367

И.В. Минаев

РАСЧЕТ ОПТИМАЛЬНЫХ РАССТОЯНИЙ МЕЖДУ ДРЕНАМИ

В качестве элементарной дренажной системы рассматривается коллектор с присоединенными к нему дренажами. Элементарные дренажные системы вместе с проводящей сетью каналов и сооружений составляют основную производственную часть мелиоративной системы.

При оптимизации двух основных параметров дренажа — глубины закладки дренажей и расстояний между ними — элементы про-

водящей сети будут оказывать влияние на оптимальные размеры этих параметров, так как при вариантном заглублении дрен увеличиваются глубины заложения всех элементов подводящей сети и возрастает стоимость их устройства. При вариантном увеличении расстояний между дренами изменяется модуль дренажного стока, в связи с чем будет изменяться и стоимость трубок коллектора. Обратное влияние также имеет место. Однако если коллектор впадает в открытый канал (а не в другой коллектор), то практическое влияние расстояний между дренами на остальные элементы системы (каналы, сооружения) прекращается из-за малости дренажного стока по сравнению с водопрпускной способностью этих элементов системы.

Стоимость коллектора определяется двумя разнородными факторами: глубиной его заложения и диаметрами трубок (переменных по длине и зависящих от модуля дренажного стока). Стоимость устройства одной дрены обусловлена глубиной ее заложения, но не зависит от расстояний между дренами, однако удельная стоимость дренажа на единицу площади (1 га) находится в зависимости от расстояний между дренами.

Удельные приведенные затраты по устройству элементарной дренажной системы в зависимости от расстояния между дренами ($B, м$) (при постоянной глубине их заложения) можно представить в виде следующей функции цели:

$$\bar{S}_{\text{пр}}(B) = \frac{S_{\text{др}}}{F_{\text{др}}(B)} + \frac{S_{\text{кл}}[q(B)]}{F_{\text{кл}}} + \frac{\sum_{k=1}^3 Y_k(B)}{F_{\text{кл}}} + \frac{C_o}{F_{\text{кл}}} \longrightarrow \min, \quad (1)$$

где $S_{\text{др}} = K_{\text{др}}(\eta_{\text{д}} + E)$; $S_{\text{кл}}[q(B)] = K_{\text{кл}}\Gamma(\eta + E)[q(B)] -$

приведенные стоимости по устройству одной дрены и коллектора; $K_{\text{др}}$, $K_{\text{кл}}$ — стоимость устройства одной дрены и стоимость трубок коллектора, руб; $\eta_{\text{д}}$, $\eta_{\text{к}}$ — доли амортизационных отчислений по дрене и коллектору; E — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений; q — модуль дренажного стока, л/с·га; $F_{\text{др}}(B) = l_{\text{др}} \cdot B \cdot 10^{-4}$, га; $l_{\text{др}}$ — длина одной дрены; m ; B — расстояние между дренами, м; $F_{\text{кл}}$ —

площадь, обслуживаемая коллектором, га; $\sum_{k=1}^3 Y_k(B)$ — ущерб, вычисляемые в связи с потерей урожая от неудовлетворительного водного режима дренируемого участка при вариантных расстояниях между дренами.

Развитие отечественной и зарубежной науки о мелиорации в гумидной зоне преследовало цель создания оптимального водного режима для растений в почве на междренях. Однако только изменением расстояний между дренами и глубиной их закладки добиться регулируемой оптимальной влажности по сезонам невозможно. Существуют, однако, периоды года, когда влажность почвы и урожай культур определяются практически полностью параметрами дренажа и особенно важнейшим из них — расстоянием между дренами. Одним из таких периодов является предпосевной. В этот период интенсивность водоотведения и понижения УГВ оказывает самое существенное влияние на урожай культур, так как оно определяет поспевание почвы и начало весенних полевых работ, а следовательно, и сроки сева (посадки) культур. Неоптимальные сроки сева приводят к существенным потерям урожайности культур или к

ущербам (в денежном выражении потерь). Часто расстояния между дренами, определенные из условия снижения УГВ в предпосевной период, удовлетворяют условиям других периодов посевного сезона культур [1]. Ущерб от недобора урожая культур в связи с опозданием со сроками сева может быть ликвидирован только увеличением интенсивности понижения УГВ, а ущерба вегетационного периода (в связи с отклонением влажности почвы от оптимальной) — увлажнительными мероприятиями (подачей воды в дренажную сеть, дождеванием и др.). Условия предпосевного периода предопределяют необ-

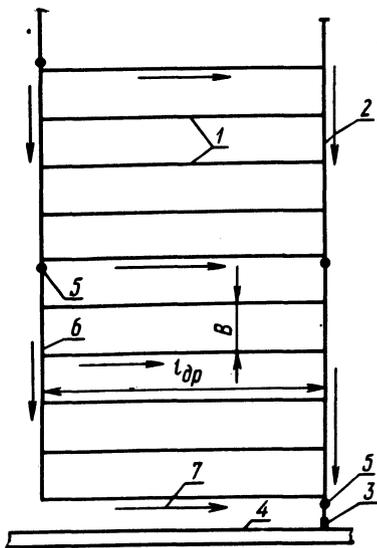


Рис. 1. Элементарная осушительно-увлажнительная система: 1 — дренажи; 2 — коллекторы; 3 — оголовки; 4 — собирающие каналы; 5 — колодезь; 6 — подводящий трубопровод (канал); 7 — направление движения воды.

ходимость расчета расстояния между дренами на водоотведение, т.е. на осушение почвы. Ликвидация засушливых периодов предполагает устройство таких систем, которые позволяют вводить необходимый режим увлажнения. На рис. 1 представлена элементарная осушительно-увлажнительная система, состоящая из дрен, коллектора, водоподводящего канала и подпорных сооружений. Для такой системы функция цели имеет вид

$$\begin{aligned}
 S_{\text{пр}}(h, B) = & \frac{S_{\text{др}}(h)}{F_{\text{др}}(B)} + \frac{S_{\text{кл}}^{\text{II}}[q(h, B)]}{F_{\text{кл}}} + \frac{S_{\text{кл}}^{\text{I}}(h)}{F_{\text{кл}}} + \\
 & + \frac{S_{\text{нк}}^{\text{I}}(h)}{F_{\text{нк}}} + \frac{S_{\text{нк}}^{\text{II}}[Q(h, B)]}{F_{\text{нк}}} + \frac{Y_1(h, B)}{F_{\text{кл}}} + \\
 & + \frac{P_{\text{э}}(h, B)}{F_{\text{нк}}} + \frac{C_1}{F_{\text{кл}}} \rightarrow \min, \quad (2)
 \end{aligned}$$

где S (с индексами) — приведенные затраты по элементам системы; $S_{\text{кл}}^{\text{I}}$, $S_{\text{кл}}^{\text{II}}$ — приведенные затраты, зависящие от глубины заложения коллектора и от диаметра трубок; $S_{\text{нк}}^{\text{I}}$, $S_{\text{нк}}^{\text{II}}$ — приведенные затраты, зависящие от глубины заложения водоподводящего трубопровода (канала) и размеров (диаметров труб или поперечного сечения канала); Y_1 — ущерб предпосевного периода; $P_{\text{э}}$ — доля затрат на эксплуатацию системы, зависящая от глубины заложения дрен и расстояния между ними; C_1 — затраты, не зависящие от оптимизируемых параметров; $F_{\text{др}}$, $F_{\text{кл}}$, $F_{\text{нк}}$ — площадь между двумя дренами, обслуживаемая коллектором и подводящим каналом ($F_{\text{кл}} = F_{\text{нк}}$).

Функция цели (2) содержит приведенные затраты по подводящему каналу, которые зависят от варьирующей глубины заложения дрен (h) и расхода (Q), поступающего в дренах для подъема УГВ. В свою очередь расход обусловлен глубиной заложения дрен и расстоянием между ними; от величины расхода зависят и эксплуатационные затраты $P_{\text{э}}$. Введение такого элемента, как водоподводящий канал, в состав системы позволяет ликвидировать ущерб от потерь урожая в засушливые периоды.

При проектировании дренажных систем расстояния между дренами определяются по расчетным формулам. В основе расчета лежит нормированная глубина до УГВ (норма осушения) в расчетный период. Инженерный расчет дает возможность выбрать параметры мелиоративной сети (в том числе и расстояние между дренами), агроэкономический обосновывает перспективную урожайность и срок окупаемости капиталовложений в строительство мелиоративной системы.

Функции цели (1) и (2) с наложенными ограничениями на изменения переменных и некоторые функции (например, ущерб от недобора урожая не должен быть более планируемого) представляют собой математическую модель, которая позволяет соединить инженерный расчет и агроэкономическое обоснование. Отметим, что элементарная дренажная система представляет собой систему "дрены—коллектор" (системы "дрены" конструктивно не существует, поскольку обычно группу дрен объединяют коллектором). Известные формулы [2, 3] для вычисления оптимальных расстояний между дренами получены в результате взятия производной от функции цели для системы "дрены" с подстановкой в функцию формул фильтрационного расчета. Такой подход к получению формул для определения оптимального расстояния между дренами имеет существенный недостаток: формулы фильтрационных расчетов для практически приемлемых случаев (особенно для случая неустановившейся фильтрации) включают функции, производные от которых оказываются более сложными, чем первообразные (иногда включают вспомогательные графики и таблицы). Поэтому прямой путь дифференцирования функций цели приводит к необходимости использования простейших зависимостей Дюпюи, Кене и др. Эти зависимости нельзя признать удовлетворительными, так как существуют более обоснованные формулы и для широкого диапазона гидрогеологических условий (формулы С.Ф. Аверьянова, А.Я. Олейника, А.И. Ивицкого, В.М. Шестакова и др.).

Каждая функция — слагаемое в функции цели — выражает затраты, зависящие (или независящие C_1) от рассматриваемых параметров, и может быть заменена (аппроксимирована) эмпирической функцией. Взятие производной с приравнением нулю позволяет затем получить расчетную формулу для одной переменной или применить градиентный метод для вычисления оптимальных значений двух (или более) переменных.

Во многих практически приемлемых случаях эмпирические зависимости стоимостей элементов дренажной системы и ущербов от ее параметров являются линейными.

Для функции цели (1) линейными и реже квадратичными являются функции, выражающие стоимости трубок коллектора и ущерб предпосевного периода на реальном (от 10 до 80 м) отрезке изменения переменной $[B_1; B_n]$: $S_{\text{кл}}[q(B)] = (A_3 + A_1 B)$; $Y_1(B) = (A_4 + A_2 B)$.

В частном случае, когда дрены укладываются на водоупоре или глубина их заложения задана, функция цели (1) принимает вид

$$\bar{S}_{\text{пр}}(B) = \frac{S_{\text{др}} 10^4}{B l_{\text{др}}} + \frac{A_3 + A_1 B}{F_{\text{кл}}} + \frac{A_4 + A_2 B}{F_{\text{кл}}} + \frac{C_0}{F_{\text{кл}}} \rightarrow \min, \quad (3)$$

где A_1, A_2, A_3, A_4 — коэффициенты эмпирических зависимостей, при этом коэффициент A_1 зависит от длины коллектора (т.е. $A_1(L_k)$, где L_k — длина коллектора).

Производная от функции цели (3) позволяет получить формулу для вычисления оптимального расстояния между соседними дренами:

$$B_{\text{опт}} = \sqrt{10^4 F_{\text{кл}} \frac{S_{\text{др}}}{l_{\text{др}} [A_1(L_k) + A_2]}}. \quad (4)$$

Решение существует при $(A_1 + A_2) > 0$. При отсутствии оптимального решения или данных, позволяющих получить функцию ущерба, определять расстояние следует инженерным расчетом. Применение формулы (4) предполагает не замену инженерного расчета оптимизационным, а продолжение инженерного расчета.

Для функции цели (2) возникает необходимость аппроксимации функций от двух переменных в результате вычисления расхода, модуля дренажного стока и ущерба при вариантных значениях h и B на отрезках их изменения $[h_1; h_m][B_1; B_n]$. Аппроксимация от двух переменных возможна обычно многочленными функциями, поэтому взятие частных производных не представляет затруднений и становится возможным применение градиентных методов или последовательного подбора [4].

Коэффициенты A_1 и A_2 в формуле (4) получены как результат взятия производных от линейных зависимостей. Если

функция ущерба и функция затрат по трубкам коллектора будут нелинейными, то вместо указанных коэффициентов следует подставить производные по B от нелинейных функций. Тогда формула (4) будет иметь вид

$$B_{\text{опт}} = 100 \sqrt{F_{\text{кл}} \frac{S}{I_{\text{др}}} \frac{1}{(S'_{\text{кл}}(B) + Y'_1(B))}}, \quad (5)$$

где $F_{\text{кл}}$ — площадь, обслуживаемая коллектором, га; $\frac{S}{I_{\text{др}}}$ — удельные (на 1 пог.м) приведенные затраты на одну дрену

($\frac{\sum S_{\text{др}}}{\sum I_{\text{др}}}$ при различных длинах дрен); $S'_{\text{кл}}(B)$, $Y'_1(B)$ — производные нелинейных функций затрат и ущербов.

По формуле (5) $B_{\text{опт}}$ вычисляется подбором или решением уравнения (обе части формулы (5) возводятся в квадрат и находится алгебраическое уравнение относительно B). Подходящим будет положительный корень уравнения, который при подстановке в функцию (1) обеспечивает наименьшее значение $\bar{S}_{\text{пр}}(B)$.

Для дренажной системы, состоящей из коллектора длиной 1500 м и дрен, примыкающих к коллектору, длиной 200 м, получены расчетные значения расстояний между дренами и времени понижения УГВ в предпосевной период (по формулам С.Ф. Аверьянова [5]). При глубине заложения дрен $h = 1,1$ м расстояния между дренами (B), модуль дренажного стока (q), стоимость трубок коллектора ($K_{\text{кл}}$) и ущерб от недобора (Y_1) приведены в табл. 1.

Площадь элементарной дренажной системы в данном случае составляет 30 га. Ущерб от снижения урожайности трав вы-

Т а б л и ц а 1. Расчетные значения параметров и стоимостей

B , м	46	50	54	57	60	63	66	69	72
t , сут	7	8	9	10	11	12	13	14	15
q , л/с·га	1,09	0,99	0,91	0,85	0,80	0,75	0,72	0,69	0,66
$K_{\text{кл}}$, руб/га	33,9	32,7	31,6	30,8	30,0	29,4	28,9	28,4	27,8
Y_1 , руб/га	—	—	—	—	13,2	26,3	39,5	52,6	65,8
$K'_{\text{др}}$, руб	84	84	84	84	84	84	84	84	84

числялся (по эмпирической зависимости) начиная с одиннадцатых суток снижения УГВ; чем больше расстояние между дренами, тем медленнее снижение УГВ и больше вероятность с задержкой нормальной вегетации трав, а значит, и недобора урожая первого укоса.

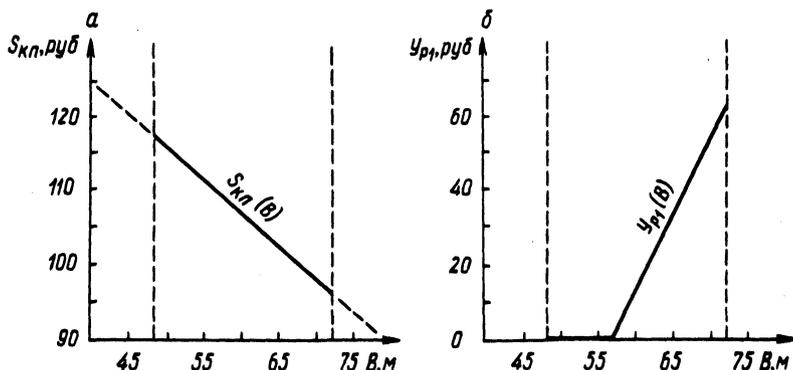


Рис. 2. Зависимость приведенных затрат по трубкам коллектора (а) и ущерба, связанного со снижением урожая трав (б), от расстояний между дренами.

Стоимость одной дрены 84 руб., доли амортизационных отчислений по дренам и коллектору $\gamma_{др} = \gamma_{кл} = 0,019$; $E = 0,1$ (для луговых угодий); $S_{др} = 84(0,019 + 0,1) = 10$ руб. Значения приведенных затрат $S_{кл} [q(B)]$ и ущерба $Y_1(B)$ показаны на рис. 2. Так как возрастающая функция ущерба в данном случае единственная, отрезком изменения переменной будет отрезок [57; 72]. На этом отрезке изменения переменной B получены линейные зависимости (рис. 2)

$$S_{кл} [q(B)] = A_4 + A_1 B = 160,7 - 0,9 B, \quad (6)$$

$$Y_1(B) = A_3 + A_2 B = 249,9 + 4,4 B. \quad (7)$$

Оптимальное значение расстояния между дренами вычисляется по формуле

$$B_{опт} = 100 \sqrt{\frac{S_{др}}{F_{кл}} \frac{1}{l_{др}}} \sqrt{\frac{1}{A_1 + A_2}} =$$

$$= 100 \sqrt{30 \frac{10}{200}} \sqrt{\frac{1}{-0,9+4,4}} \approx 65 \text{ м.}$$

Сравнительно большое расстояние между дренами объясняется хорошими фильтрационными свойствами подстилающих торф песков и существенным ухудшением водного режима трав только при больших расстояниях между дренами (ущерб возникает только при $V > 57$ м, рис. 2,б). Несмотря на сложные выражения для вычисления модулей дренажного стока, времени понижения УГВ (от расстояния между дренами), стоимостные зависимости оказываются достаточно простыми, а поэтому и расчетные формулы (4) и (5) также простые.

Л и т е р а т у р а

1. Шебеко В.Ф. Гидрологический режим осушаемых территорий. Минск, 1970. 2. Чочков Б. Экономически наивыгоднейшее расстояние между дренажными линиями. — Гидротехника и мелиорация, 1966, № 9. 3. Канцибер Ю.А. Вопросы обоснования воднобалансовой методики расчета инфильтрационного притока воды к осушителям. Автореф. канд. дис. Минск, 1975. 4. Минаев И.В. Техничко-экономический расчет параметров вертикального дренажа методом аппроксимации. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 2. Минск, 1972. 5. Аверьянов С.Ф. Расчет понижения и подъема грунтовых вод при осушении системой каналов (дрен). — Гидротехника и мелиорация, 1957, № 12,

УДК 556.3.01

М.О. Чабан, З.Г. Эльяшевич

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ НЕОДНОРОДНОСТЕЙ ПЛАСТА НА РАСХОД ПОТОКА ПОДЗЕМНЫХ ВОД МЕТОДАМИ ЭЛЕКТРОМОДЕЛИРОВАНИЯ

Проведение достоверных количественных оценок в динамике подземных вод вызывает большие трудности, что связано с чрезвычайной сложностью геолого-гидрогеологических условий. Ошибки и несоответствия возникают как под влиянием невыявленных при изысканиях факторов, так и вследствие схематизации исходных гидрогеологических материалов при построении расчетных моделей. Величина ошибки зависит от сложности

природных условий, применяемых расчетных методов, опытности специалиста и может достигать 500% и более. В связи с этим вопросы достоверности результатов фильтрационных расчетов, проводимых при изысканиях, проектировании и эксплуатации объектов, связанных с подземными водами, приобретают большое значение.

Задача гидрогеологической схематизации состоит в выявлении основных свойств водоносного горизонта и главных факторов, воздействующих на поток подземных вод в данных природных условиях. Итогом схематизации является гидродинамическая модель, которая реализуется с помощью расчетной схемы (для аналитических или приближенных расчетов) или же методом аналогий (гидравлическая, электрическая и другие модели). Как расчеты, так и моделирование с помощью материальных моделей основано на аналогии дифференциальных уравнений и краевых задач, которые в первом случае решаются точными или приближенными методами, а во-втором исследуются на модели.

Математически задача заключается в исследовании пределов устойчивости решения краевых задач теории фильтрации относительно колебаний начальных условий процесса, границ и условий на них, свойств области фильтрации, добавления дополнительных и отбрасывания существующих границ и условий [1].

Исследовать величину допустимых колебаний можно с помощью анализа и сравнения имеющихся решений краевых задач. Более широко применимым и конструктивным является метод электрического моделирования, который позволяет рассмотреть более сложные условия. Наибольший интерес для инженерной практики представляет исследование неоднородностей пласта, так как допустимые при схематизации ошибки получаются в основном из-за неучета этих неоднородностей.

Методика исследования соответствия выбранной расчетной схемы реальным природным условиям заключается в анализе влияния различных нарушений расчетной схемы (неоднородностей пласта) на точность определения параметров пласта и потока подземных вод. Для этого строится электрическая модель, соответствующая выбранной расчетной схеме, на ней измеряются искомые параметры, а затем задаются отклонения от исходных условий расчетной схемы (рис. 1). Проводимые измерения показывают величину влияния вносимых нарушений первоначальной модели.

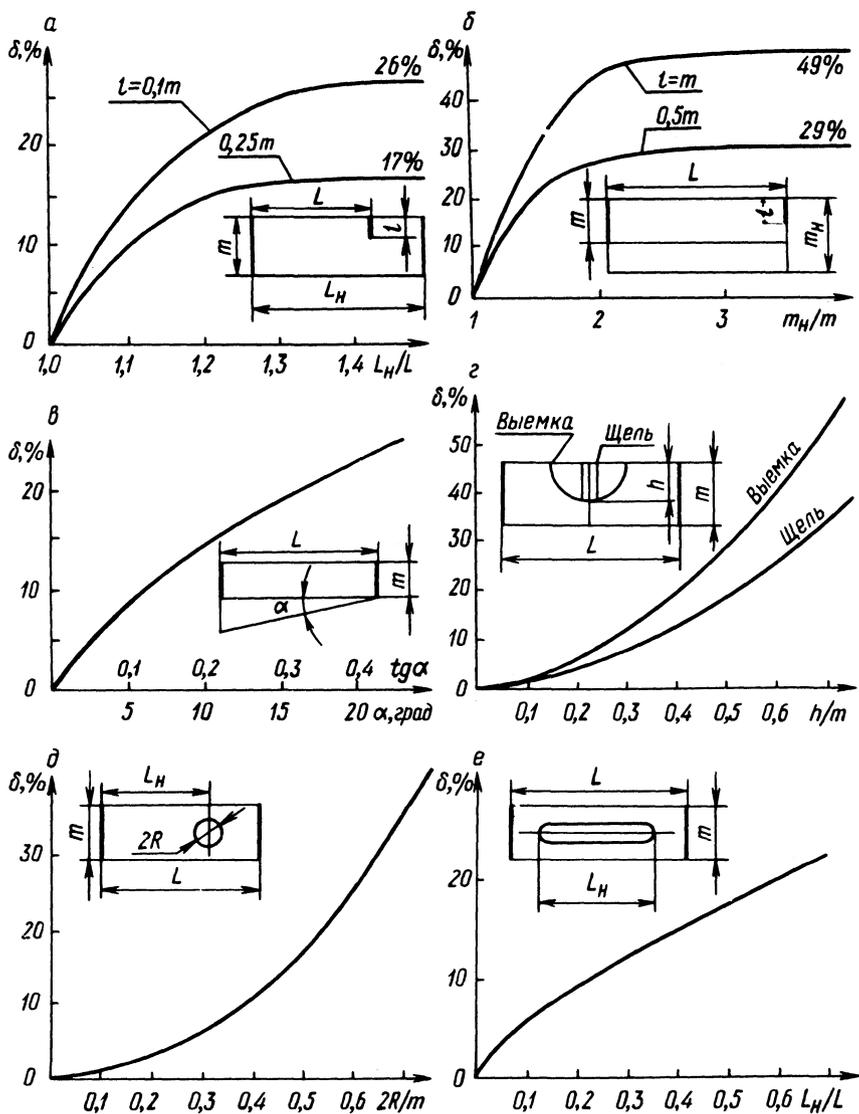


Рис. 1. Графики оценки величины влияния неоднородностей пласта: а, б – неограниченность по простиранию и мощности; в – угол наклона водоупора; г – неоднородные включения, небольшие по длине, примыкающие к кровле или подошве пласта; д – небольшие неоднородные включения внутри пласта; е – неоднородные включения, протяженные в плане.

Недостатком метода электро моделирования является ошибка, возможная при построении модели из-за материала модели и неточности задания необходимых параметров и при измерении из-за погрешностей приборов. Методика анализа влияния неоднородностей пласта с помощью электрического моделирования предусматривала сведение перечисленных ошибок к минимуму. Для этого опыты проводились на одной и той же модели одновременно, результаты вычислялись в относительных величинах (что позволило значительно уменьшить влияние материала модели и задания исходных параметров), применялись приборы высокой точности, погрешность которых на несколько порядков ниже изменяемых величин и погрешностей схематизации. Кроме того, опыты дублировались на моделях с различными свойствами, проводились контрольные опыты. В качестве моделей использовалась электропроводная бумага разных номиналов, измерения проводились на интеграторе конструкции ЦНИИКИВР с выдачей результатов на цифровой вольтметр или же на цифropечатающее устройство.

Проведена оценка влияния неоднородностей пласта на расход потока подземных вод с помощью формулы для относительной погрешности

$$\delta = \frac{Q - Q_n}{Q} \cdot 100\%, \quad (1)$$

где Q — расход потока без учета неоднородности пласта, соответствующий простой расчетной схеме; Q_n — расход в сложных условиях с учетом неоднородности — нарушения расчетной схемы. Формула (1) удобна тем, что позволяет выявить величину погрешности в процентах, а также при относительной погрешности значительно упрощается процесс перевода данных моделирования в натуру. Поскольку масштаб расходов входит и в числитель и в знаменатель, его можно сократить и в итоге относительная погрешность расходов равна относительной погрешности токов.

На моделях исследовалось влияние следующих факторов: ограниченности пласта по простиранию и мощности, в том числе и гидродинамическое несовершенство источников, наклон водоупора, неоднородное включение различной формы и расположения.

Результаты обработки данных электро моделирования показаны на рис. 1. Графики позволяют количественно оценивать величину погрешности, допускаемой при отбрасывании различ-

ных факторов, влияющих на поток подземных вод (L , m — расчетные длина и мощность пласта, неизменные в течение опыта; L_H , m_H , α , h , $2R$ — изменяемые в процессе опыта параметры, влияние которых исследуется).

На рис. 1,а показано влияние неограниченности пласта по простиранию (L — расстояние между источниками (расчетная длина пласта); L_H — реальная длина пласта). Очевидно, что увеличение L_H после некоторого предела незначительно влияет на поток подземных вод. На рис. 1 показаны два случая несовершенства источника (река, канал, водохранилище, водозабор и пр.) глубиной $l = 0,1$ м и $l = 0,25$ м. Если степень несовершенства вреза источника $\frac{l}{m} \geq 0,25$, то практически можно ограничиться рассмотрением только внутренней (между источниками) части пласта (погрешность не превышает 17% при любом простирании пласта в плане).

На рис. 1,б оценивается влияние мощности пласта на приток к дрене, реке, каналу. Известно, что в пластах большой мощности в формировании потока подземных вод участвуют только верхние прилегающие к источникам слои.

Эксперимент подтверждает эту качественную сторону процесса и позволяет получить количественные критерии оценки величин вовлекаемой в движение зоны. Графики показывают, что в движении участвует только часть пласта, имеющая мощность $m_H = 0,1$ — $0,3$ м. Здесь m — принятая в расчете мощность пласта или глубина источника. Остальная нижняя часть пласта на расход подземного потока почти не влияет. По рис. 1 можно найти величину погрешности при отбрасывании в расчете части мощности, что приходится делать при расчете по формулам для совершенных источников или же в случае колебаний мощности пласта. Например, если действительная мощность в 1,2 раза больше принятой в расчете, то при $l = 0,5$ м погрешность определения притока будет около 12%. Рис. 1 позволяет проанализировать влияние несовершенства источников, а также различных отношений мощности пласта к его длине, что дает возможность в дальнейших опытах ограничиться только одним отношением $m/L = 3/7$.

На рис. 1,в показана погрешность, возникающая при неучете наклона водоупора, причем график применим как для анализа наклона подстилающего водоупора, так и перекрывающего или же кривой депрессии. Например, если угол наклона водо-

упора $\alpha \leq 5^\circ$ ($\operatorname{tg} \alpha \leq 0,08$), то водоупор можно считать горизонтальным с погрешностью менее 8%.

На рис. 1,г построен график оценки влияния погрешности, возникающей при наличии в однородном пласте неоднородных включений с резко отличающимися свойствами. Здесь рассмотрен крайний случай, когда неоднородное включение водонепроницаемо ($k = 0$). Тем более эти результаты применимы при $k \neq 0$. Эксперименты показали, что определяющим фактором является поперечный размер включения — часть перекрытого потока подземных вод. В опытах изменялась как величина включения, так и его расположение. На рис. 1, г неоднородное включение примыкает к кровле или подошве пласта, а на рис. 1,д находится внутри пласта. Сравнение графиков для щели и внутренней неоднородности показывает их очевидную близость, что говорит о слабом влиянии места расположения неоднородности (в средней части пласта) внутри или на границе пласта. Графики (рис.1,г,д) применимы для любого положения неоднородности по длине пласта в его средней части от 0,25 м до 0,75 м. При перемещении этой неоднородности в средней части пласта погрешность изменяется в пределах 2%.

На рис. 1,г одна кривая построена для шелевидного включения высотой h , вторая — для круглой выемки радиусом R . Очевидно, что при небольших величинах выемки погрешность близка к погрешности щели. При возрастании этой величины разница увеличивается, но остается меньше самой величины погрешности. Оценка величины протяженности неоднородности в плане приводится на рис. 1,е. Погрешность от такой неоднородности гораздо меньше, чем от перекрывающей поток.

Реальное неоднородное включение (например, линзу глин) можно свести к одному из рассмотренных типов: протяженное в плане, небольшое по длине, примыкающее к границе или расположенное внутри пласта — и затем по соответствующему графику оценить погрешность, получаемую при отбрасывании в расчетах влияния имеющейся неоднородности.

Таким образом, с помощью методов электро моделирования и разработанной методики проанализирована необходимость учета в фильтрационных расчетах различных факторов, влияющих на поток подземных вод. Построены графики, которые позволяют схематизировать природные условия с определением допускаемой погрешности.

Если исследуется поток подземных вод между источниками в пласте неограниченном или достаточно большом по простиранию, в расчете следует учитывать только часть пласта, рав-

ную 1,3...1,4 расстояния между источниками. Особенно важен этот факт при моделировании. Для пласта большой мощности в расчетах следует учитывать только верхнюю, прилегающую к источникам зону мощностью 2,4 глубины источника.

При расчете в пластах с наклонными водоупорами углом наклона $\alpha = 3^\circ$ ($\operatorname{tg}\alpha = 0,05$) можно пренебречь с точностью 5%, при $\alpha \leq 7^\circ$ ($\operatorname{tg}\alpha \leq 0,12$) погрешность будет не более 10% и при определении притока к источнику в наклонном пласте, если $\alpha \leq 18^\circ$ ($\operatorname{tg}\alpha \leq 0,32$), пласт считают горизонтальным с погрешностью, не превышающей 20%.

Наличие в средней части пласта линз глины небольшой протяженности снижает расход потока на 5% при высоте линзы, равной 0,25 мощности пласта, на 10% -- при $2R/m \leq 0,38$ и на 20% -- при $2R/m \leq 0,52$. Линза может быть как внутри, так и примыкать к горизонтальной границе пласта: оценки при этом остаются прежние. Линзы протяженные в плане дают относительно меньшие погрешности: 5% при длине линзы, равной 0,09 длины пласта; 10% -- при $L_n = 0,21L$ и 20% -- при $L_n = 0,61L$.

Полученные результаты можно применять при фильтрационных расчетах горизонтальных и вертикальных водозаборов подземных вод, мелиоративных систем, строительного дренажа, осушения карьеров, каналов, водохранилищ, плотин, дамб и др.

Л и т е р а т у р а

1. Чабан М.О. Рекомендации по применению расчетных формул в практических фильтрационных расчетах. Минск, 1976.

УДК 628.862.1:533.5

Т.П. Горезко

О НЕКОТОРЫХ ОСОБЕННОСТЯХ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ К ВАКУУМИРОВАННОЙ ДРЕНЕ В ТЯЖЕЛЫХ ГРУНТАХ

С целью изучения интенсификации водоотведения из почв тяжелого механического состава при вакуумировании дрен были проведены экспериментальные исследования работы вакуумированного дренажа в лабораторном лотке (с размерами $h = 1,0$ м; $b = 1,0$ м; $l = 15$ м) и на опытно-полевом участ-

ке "Шарковщинский" Витебской области [1...4] *. Для уточнения водно-физических свойств грунта проведены лабораторные опыты в малом лотке и в вертикальных колонках. Для загрузки лотков использована глина с опытного участка "Шарковщинский" и тяжелый суглинок из карьера кирпичного завода № 4.

На основании результатов экспериментов высказаны предварительные предложения о целесообразности прерывистого режима вакуумирования, продолжительности сеансов, величине вакуума в дренах [4].

Для дальнейшей разработки и технического совершенствования способа вакуумирования дренажа необходимо теоретическое обоснование и уточнение высказанных нами предложений. С этой целью проводился анализ экспериментальных данных для выяснения некоторых особенностей движения воды в тяжелых грунтах в условиях вакуумирования.

Различными исследователями высказаны гипотезы о характере воздействия вакуума на приток воды в дрене: наложение вакуума предложено расценивать как увеличение действующего напора H на величину, равную вакууму в дрене -- $h_{др}$ [5...9].

При этом рассматривались в основном легкие и средние по механическому составу грунты в условиях увлажнения их грунтовыми водами.

Условия проведения наших опытов существенно отличаются от других экспериментов как по водно-физическим свойствам грунтов, так и по характеру их увлажнения. Дальнейший анализ основывается на известных теоретических предпосылках, но с учетом специфических особенностей, присущих процессу осушения тяжелых грунтов в условиях атмосферного питания.

Как известно, процессу дренирования присуща фазность [10]. Условно выделяют три фазы: первая относится ко времени полного насыщения грунта влагой и характеризуется наибольшими скоростями стекания; во второй фазе влагосодержание и скорости стекания резко снижаются (движение жидкости в заполненных порах сменяется движением гравитационной пленки); третья фаза характеризуется крайне незначительными скоростями стекания и большой растянутостью во времени.

Действие вакуума на процесс дренирования грунтов неодинаково в различных фазах. Рассмотрим некоторые характерные моменты.

* В проведении экспериментов принимали участие канд. техн. наук И. В. Минаев и В. Н. Майорчик.

Первая фаза -- стекание воды из грунта, полностью насыщенного влагой. Именно для таких условий Г.М. Мариупольским и позднее Г.А. Родионовым высказана гипотеза об увеличении при вакуумировании действующего напора H [8,9]. На основании этого предложено оценивать количественно влияние вакуумирования как дополнительное заглубление дрены на величину, равную вакууму в дрене ($h_{др}$).

В.А. Калантаевым высказано мнение, что увеличением действующего напора H влияние вакуума на величину расхода не исчерпывается [7]. Наши эксперименты в лотке подтвердили наличие угла α между линиями $Q = f(H)$ и $Q_{\text{вак}} = f_1(H)$ на графике расходов (рис. 1), что свидетельствует об изменении под действием вакуума не только величины напора H , но и некоторых других характеристик, влияющих на величину расхода. Следует принять во внимание особенности фильтрации воды в глинах, обусловленные реологическими свойствами жидкости и геометрией порового пространства [11,12].

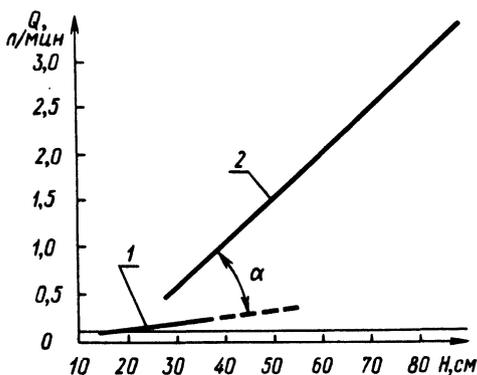


Рис. 1. Изменение расходов дрены в зависимости от напора: 1 — без вакуума; 2 — при вакуумировании.

В глинах существует начальный градиент I_0 , при котором возникает фильтрация воды через грунт. С начальным градиентом связано понятие "активная пористость" системы m , отвечающая относительному объему подвижной влаги. Исследования реологических свойств воды методом напорной фильтрации показало [11], что активная пористость грунта m зависит от величины градиента давления.

Установлено [13], что с увеличением действующего напора H уменьшается начальный градиент I_0 вследствие возрастания скоростей фильтрации. Поэтому можно считать, что вакуумирование не только снимает остаточный напор, но и уменьшает величину начального градиента I_0 , так как $I_0 = -f(H)$.

Вторая фаза — стекание при неполном насыщении. Кроме свободной гравитационной и малоподвижной рыхлосвязанной влаги, в тяжелых грунтах присутствует некоторое количество стыковой капиллярно-подвешенной и сорбционно-замкнутой влаги [14]. Часть влаги в перечисленных формах удаляется за счет возникающей при вакуумировании разности давлений с двух сторон рассматриваемого элемента влаги — капиллярно-подвешенного или сорбционно-замкнутого.

При исследовании процесса дренирования грунта, неполностью насыщенного влагой, возникает необходимость оценивать изменение влажности грунта в процессе его осушения. Достоверных методов, позволяющих вести ненарушающий контроль влажности в тяжелых грунтах в широком диапазоне значений, в настоящее время нет. Рассмотрение теоретических предположений, положенных в основу современных методик исследования водно-физических свойств грунта (принцип капиллярметра), позволяет предположить, что распределение отрицательных давлений в грунте при вакуумировании дает представление о распределении влажности в грунте.

В [11, 12] рассмотрены условия равновесия пленочной и стыковой влаги в трехфазной системе "почва-вода-воздух". Обозначив давление в жидкости через p , давление в газовой среде через p_r , С.В. Нерпин [11] выражает потенциал влажности (капиллярный потенциал) так: $\psi = \frac{p - p_r}{\rho}$. Заметим, что вследствие зависимости от давления газовой фазы потенциал влажности определенной точки системы увеличивается с уменьшением p_r . С другой стороны известно [11], что перепад давления на границе двух фаз выражается двумя составляющими:

$$\Delta p = \Delta p_r + \Delta p_H,$$

где Δp_r — перепад давления при переходе от газовой фазы к жидкости через криволинейную поверхность раздела газ — жидкость; Δp_H — перепад давления при переходе от газовой фазы к жидкости в тонком слое при плоской поверхности раздела.

Поскольку перепад Δp_r зависит от положения точки над уровнем свободной поверхности H [11]

$$\Delta p_r = - \rho g H,$$

можно предположить, что при вакуумировании перепад Δp_r увеличится, так как действие вакуума аналогично увеличению Π [5,8,9].

По условию равновесия влаги на стыке пленки и мениска [11] с увеличением Δp_r увеличится Δp_n , являющийся функцией толщины пленки. Следовательно, при вакуумировании возрастает Δp , а так как $\Delta p = p - p_r$, то при вакуумировании увеличится потенциал влажности ψ .

Таким образом, вакуумирование оказывает влияние на все перечисленные виды влаги в грунте, и принцип капилляриметра — "определенному давлению соответствует определенная влажность почвы" — справедлив для данного случая. Отсюда можно сделать важный в методическом отношении вывод: распределение давлений в грунте действительно позволяет судить о характере изменения влажности во время вакуумных сеансов и в перерывах между ними. Этим положением мы воспользуемся для исследования некоторых особенностей изменения дренажного стока во время вакуумных сеансов.

Как отмечалось ранее, эффект вакуумирования на разных стадиях осушения неодинаков [3]. Включение вакуума наиболее целесообразно во время перехода от первой ко второй фазе и в первой половине второй фазы. При этом достигается наиболее значительное увеличение расхода и снижение влажности грунта; в более поздние моменты опыта для достижения такого же эффекта необходимо значительно увеличивать отбор воздуха.

Во всех лабораторных экспериментах отмечено снижение вакуумного стока к концу сеанса при постоянном режиме отбора воздуха и отсутствии подачи воды на поверхность грунта [3]. При этом непременно отмечалось изменение положения изолиний вакуума в грунте в ходе вакуумных сеансов. С целью объяснения первого явления проведена серия опытов по изучению распространения вакуума в грунтовом сечении [3].

Распространение вакуума в грунте зависит от многих условий — плотности засыпки, равномерности промачивания и других, но характер изменения значений вакуума в любом грунтовом сечении определяется режимом вакуумирования, сопровождаемого изменением влажности грунта.

В результате сравнения изолиний вакуума в начале и конце сеансов вакуумирования установлено следующее: 1) в начале сеансов вакуумирования перепад значений вакуума достигает в придренной зоне наибольшей величины; 2) к концу сеансов

перепад значений вакуума уменьшается как в придренной зоне, так и на периферийных участках; 3) к концу сеансов увеличивается "зона больших вакуумов", т.е. область распространения вакуума, близкого по значению к вакууму в дрене, и увеличивается площадь вакуумной зоны в целом (рис. 2, а, б). Вид изолиний вакуума на рис. 2 схематизирован и отражает общие тенденции к их изменению, что отмечено в ходе многих опытов. Важно заметить, что увеличение площади вакуумной зоны и вакуума в грунте происходит даже при некотором снижении вакуума в дрене, вызванном увеличением воздухопроницаемости грунтовой засыпки вследствие снижения ее влажности.

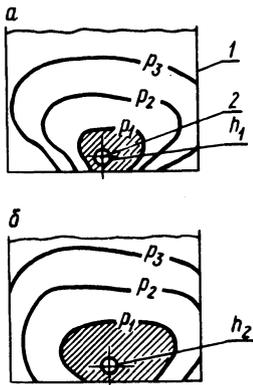


Рис. 2. Изолинии вакуума в грунтовом сечении в начале (а) и в конце (б) сеансов вакуумирования: 1 — лоток в разрезе; 2 — дрена; p_1, p_2, p_3 — значения вакуума в грунте; h_1, h_2 — вакуум в дрене ($h_1 > h_2$). Заштрихована "зона больших вакуумов".

После безвакуумного перерыва в несколько часов при включении вакуума перепады давлений по грунтовому сечению вновь возрастают, и вид изолинии вакуума приближается к первоначальному (рис. 2, а). Сток в безвакуумные перерывы, как правило, уже отсутствует (за исключением начала опыта, относящегося к первой фазе стекания), но возобновляется при включении вакуума в любой последующий момент опыта на любой стадии осушения.

Таким образом, качественную оценку влияния вакуумирования на распределение влаги по грунтовому профилю можно проводить путем сравнения изолиний вакуума в необходимые моменты времени. Анализ данных о расходах дрены на фоне сравнения изолиний вакуума в грунте позволяет сделать следующие выводы: 1) в процессе вакуумирования удаляется влага, практически не участвующая в формировании обычного стока; 2) отмеченное во всех опытах увеличение "зоны больших вакуумов" к концу каждого сеанса и в последующих сеансах по сравнению с предыдущими свидетельствует о снижении

влажности в придренной зоне; 3) увеличение перепада давлений в нижних датчиках и сокращение "зоны больших вакуумов" после безвакуумного перерыва происходит вследствие передвижения в подсушенную зону новых порций влаги, которая, однако, не отводится безвакуумной дренажной; 4) по мере снижения влажности грунта вакуум в дренаже уменьшается, а область распространения его по грунтовому сечению увеличивается, что свидетельствует о стремлении к выравниванию по сечению снижающейся влажности грунта.

Л и т е р а т у р а

1. Шимко К.И., Минаев И.В., Горезко Т.П. Некоторые результаты лабораторных исследований горизонтальной вакуумированной дренажной. — Науч.-техн.инф. "Мелиорация и водное хозяйство", 1971, № 4.
2. Минаев И.В., Майорчик А.Н., Горезко Т.П. Экспериментальная проверка работы горизонтального вакуумированного дренажа в полевых условиях. — Науч.-техн.инф. "Мелиорация и водное хозяйство", 1971, № 10.
3. Минаев И.В., Горезко Т.П. Некоторые результаты работы горизонтальной вакуумированной дренажной в лабораторных условиях. — В сб.: Проблемы водного хозяйства. Минск, 1971.
4. Горезко Т.П. Исследование режимов вакуумирования горизонтальных дренажных (по материалам полевых опытов в совхозе "Шарковщинский" Витебской обл.). — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 5. Минск, 1975.
5. Дегтярев Б.М. Метод вакуумирования в мелиорации. — Докл. ВАСХНИЛ, 1966, № 7.
6. Григорьев В.М. Фильтрация воды и воздуха через грунт в условиях вакуумного водопонижения. М., 1959.
7. Калантаев В.А. Эффективность применения вакуума в закрытых горизонтальных дренажных системах в условиях орошения. Автореф. канд.дис. М., 1965.
8. Мариупольский Г.М. Теоретические основы и расчет гидромеханического вакуумирования фильтрационного потока. — В сб.: Специальные способы строительного водопонижения. Вып. 35. М., 1959.
9. Родионов Г.А., Шабер Г.Б. Влияние развития отрицательных давлений в фильтрационном потоке на эффективную проницаемость и сохранение линейного закона фильтрации. — В сб.: Мат-лы конф. по обмену опытом в научных исследованиях и проектировании осушения месторождений полезных ископаемых. Белгород, 1966.
10. Брудастова Р.А. О кинематике стекания воды из осушаемых почво-грунтов. — Гидротехника и мелиорация, 1958, № 10.
11. Нерпин С.В., Чудновский А.Ф. Физика почв. М., 1967.
12. Бондаренко

Н.Ф., Нерпин С.В., Котов А.И. Начальные условия движения жидкости в дисперсных системах. — В сб.: Четвертая Всесоюзн. конф. по коллоидной химии (тез. докл.). М., 1958. 13. Брусиловский А.И., Рудой А.У. Некоторые теоретические предпосылки к прогнозу водного режима на почвах тяжелого механического состава. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Т. XXII. Минск, 1974. 14. Роде А.А. Основы учения о почвенной влаге. Т. 1. М., 1965.

УДК 631.6(-52):556.332.52

В.П. Сельченко, Г.И. Лютко,
В.А. Деревянко, В.Н. Шульга

СИСТЕМА АВТОМАТИЧЕСКОГО ИЗМЕРЕНИЯ УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД

Одной из существенных сторон комплексной механизации и автоматизации производственных процессов является проблема сбора, передачи и обработки информации, необходимой для управления технологическим процессом и решения связанных с ним научно-технических вопросов. В условиях возрастающей сложности современных технологических процессов простое количественное накопление на объекте контроля разнообразных измерительных приборов, построенных по "классической" схеме (датчик — измерительная цепь — указатель или регистратор), становится невыгодным ни в отношении удобства эксплуатации, ни в экономическом отношении [1].

При мелиорации земель одним из параметров, определяющим условия благоприятного водообеспечения растений, является уровень грунтовых вод. Использование этого параметра в качестве регулирующего обуславливает применение в измерительной системе первичных преобразователей, создание или приобретение которых осуществляется значительно проще, чем, например, датчиков влажности почвы. С учетом этого в лаборатории автоматизации управления водным режимом почв БелНИИМиВХ была разработана и изготовлена информационно-измерительная система, которая обеспечивает сбор информации от датчиков уровня грунтовых вод, ее переработку, хранение, отображение и оперативное использование.

В информационно-измерительной системе УГВ функции отдельных измерительных приборов выполняются одним централизованным автоматическим устройством, связанным с пер-

ичными измерительными преобразователями, воспринимающими измерительную информацию в большом числе точек, и осуществляющим измерение этих величин и обработку полученных результатов измерения с последующей выдачей результатов человеку. Система работает по принципу оббегающего контроля и измерения и включает следующие основные узлы: 1) комплект измерительных преобразователей, воспринимающих измеряемые величины и соединяющих систему с исследуемым объектом; 2) коммутирующее устройство, предназначенное для поочередного подключения преобразователей к системе; 3) измерительное устройство; 4) устройство масштабирования; 5) устройство отображения и хранения информации; 6) программное устройство, осуществляющее управление работой системы.

Комплект измерительных преобразователей. Для передачи информации от измерительных преобразователей в системе измерения УГВ использован частотный принцип. Преобразовательные блоки частотных систем отличаются простотой схемы и миниатюрностью. Для частотных систем характерна высокая помехоустойчивость и малая погрешность преобразования и передачи информации.

Так как из-за отсутствия измерительных преобразователей с частотным выходом в системе измерения УГВ применены поплавковые приборы уровня моря, возникла необходимость разработки и применения дополнительных преобразователей. Принцип работы поплавкового датчика уровня моря основан на преобразовании изменений уровня воды в изменение величины потенциометра, что осуществляется с помощью поплавкового устройства и системы шестерен. Величина сопротивления варьирует в пределах от 5,5 до 2005 Ом при диапазоне измерения 3 м.

Анализ существующих методов преобразования сопротивления в частоту показал, что такие устройства в большинстве случаев обладают существенной нелинейностью и значительной погрешностью. Применение специальных схем позволяет улучшить линейность преобразования и уменьшить погрешность, но при этом диапазон изменения сопротивления значительно меньше, чем у датчиков уровня моря [2]. Поэтому принят метод двойного преобразования: сопротивление – напряжение – частота. Преобразование сопротивление – напряжение не представляет в данном случае трудностей, а преобразование напряжение – частота может выполняться на основе уже существующих схемных разработок [3...5].

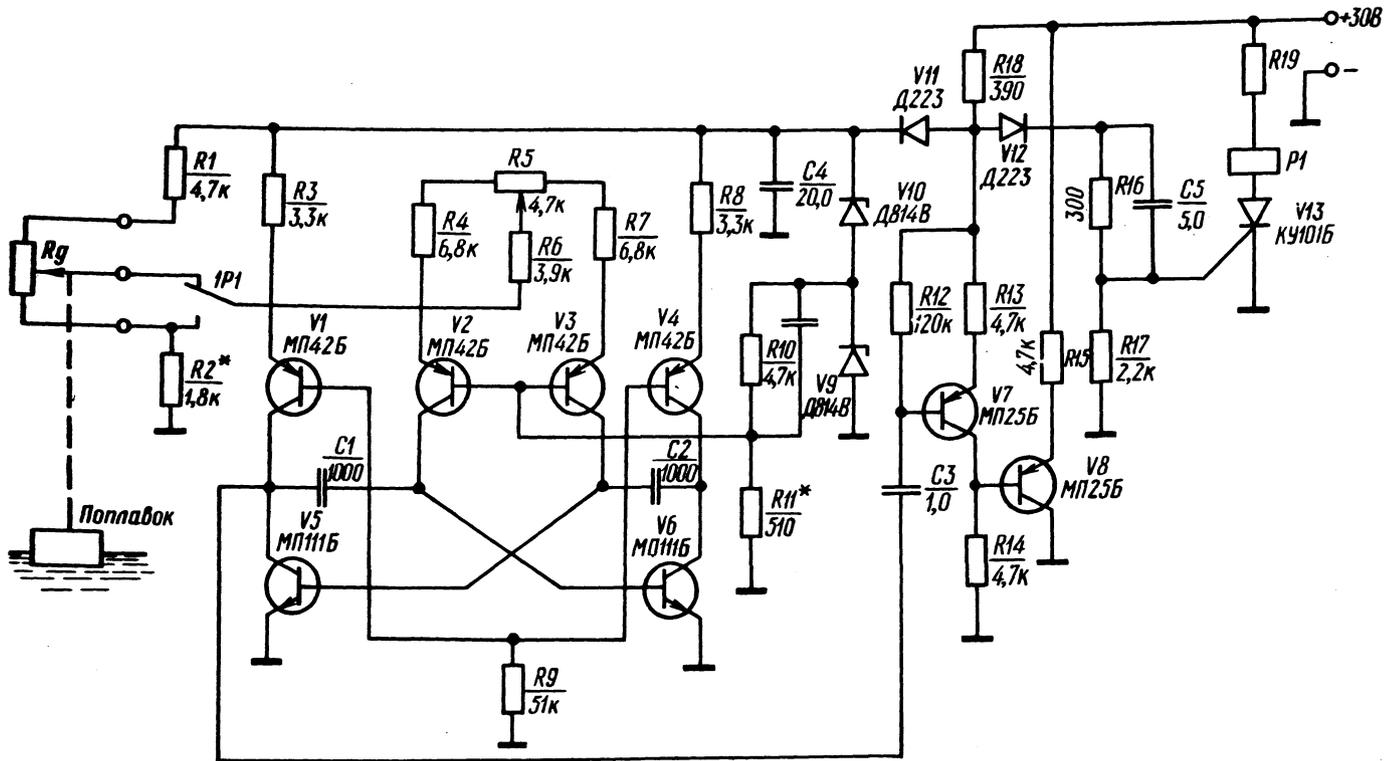


Рис. 1. Частотный датчик уровня воды.

Схема частотного датчика уровня воды приведена на рис. 1. В схеме применен транзисторный преобразователь напряжения, частота которого снимается с выводов потенциометра R_D .

Преобразователь представляет собой управляемый по частоте мультивибратор, в котором используется заряд конденсаторов $C1$ и $C2$ в цепях коллекторно-базовых связей током постоянной величины. Роль токостабилизирующих двухполюсников выполняют транзисторы $V1$ и $V9$. В коллекторных цепях транзисторов $V5$ и $V6$ включены эмиттерные повторители $V1$ и $V4$, которые также выполняют роль токостабилизирующих двухполюсников.

Так как начальная частота F_0 датчика, соответствующая нулевому значению сопротивления R_D (средний вход в нижнем положении), может быть различной для каждого датчика и подвержена температурному влиянию, в схеме датчика предусмотрено устройство, обеспечивающее возможность регистрации начальной частоты. Устройство на тиристоре $V5$ работает следующим образом при включении датчика в цепь питания (ЗОВ) ток заряда конденсатора $C5$, протекая через управляющий электрод тиристора, открывает его. Реле $P1$

срабатывает и подключает к резистору $R6$ нижний по схеме вывод потенциометра R_D , что соответствует начальной частоте. После регистрации начальной частоты датчика последний кратковременно ($< 0,5$ с) отключается от цепи питания, реле выключается. Конденсатор $C5$ остается заряженным и при повторном включении питания включение реле не происходит. В этом случае к резистору $R6$ подключен средний вывод R_D . Последнее соответствует приращению частоты $F_0 + \Delta F$, где $\Delta F = kh$ — величина приращения частоты, пропорциональная измеряемому уровню.

В случае значительного удаления датчиков от системы весьма важным является вопрос уменьшения количества соединительных проводов. В схеме датчика съем выходной частоты производится с проводов питания. Принцип съема выходной частоты датчика с проводов питания основан на том, что ток от источника питания всегда пульсирует с частотой, равной выходной частоте датчика. Для увеличения амплитуды пульсации тока в схему датчика введен усилитель на транзисторах $V7$ и $V8$.

Таким образом, конструкция частотного датчика уровня воды обеспечивает преобразование перемещения поплавка и

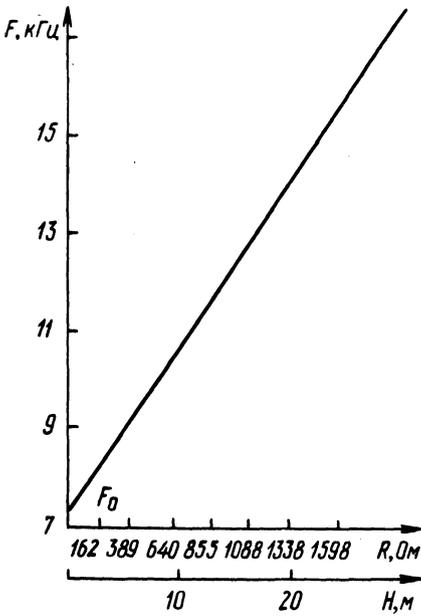


Рис. 2. Зависимость частоты датчика (F) от величины сопротивления R . (уровня воды).

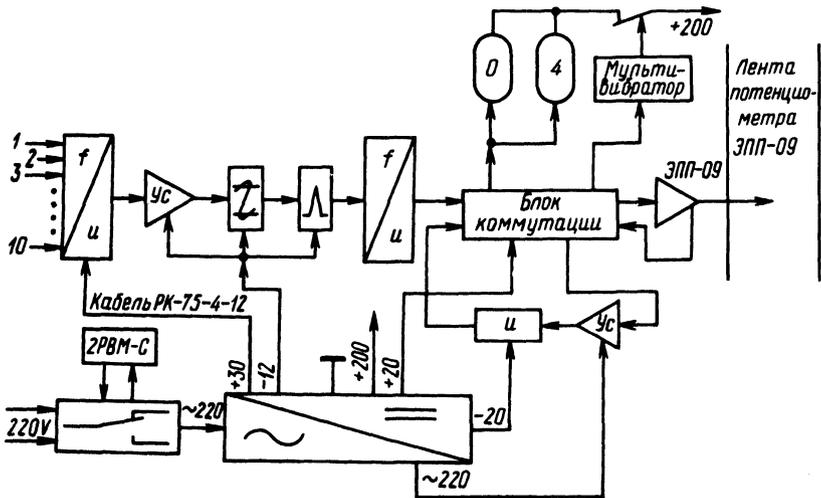


Рис. 3. Блок-схема системы автоматического измерения уровня грунтовых вод.

Связанного механически с ним движка потенциометра в частоту, возможность регистрации начальной частоты и ее приращения, вызванного изменением уровня воды, а также возможность съема выходной частоты с цепей питания, что позволяет использовать двухпроводную линию связи между датчиком и системой.

В результате лабораторных испытаний десяти экземпляров частотных датчиков уровня воды выявлено, что схема датчика обладает высокой надежностью, простотой монтажа и настраивается, а также обеспечивает хорошие метрологические характеристики (рис. 2).

Коммутирующее устройство. Так как скорость изменения динамики УГВ весьма мала, то, следовательно, система не должна быть значительно быстродействующей. Эта особенность, а также требование высокой эксплуатационной надежности и определили применение в качестве коммутирующего устройства шагового искателя типа ШИ-25-8, работающего в режиме "самохода". Управление шаговым искателем производится или переключением электронного потенциометра типа ЭПП-09, имеющего возможность производить регистрацию 24 точек измерения, или вручную. Электронный потенциометр производит также запись на диаграммную бумагу результатов измерения.

Программное устройство. Система автоматики предусматривает работу по заданной программе. В качестве программного устройства системы используется программное реле времени 2РВМ-С, конструкция которого дает возможность подавать команды на включение системы через интервал времени от 15 мин до 24 ч.

Работа системы. Система (рис. 3) построена таким образом, что обеспечивает возможность работы в трех режимах: в автоматическом периодическом; в автоматическом непрерывном; в ручном.

Автоматический непрерывный режим работы УГВ предназначен для работы системы от реле времени 2РВМ-С. Когда импульс от реле приходит к станции, срабатывает реле подключения питания, а затем самоблокируется. Вся аппаратура начинает работать в режиме "самопрогрева". Это время обеспечивается установкой режима печати. Когда потенциометр сделает полный цикл печати, включается система измерения. Один замер проходит две стадии. На первом этапе идет компенсация нулевой частоты, а на втором — непосредственно измерение. После опроса первого датчика цикл повторяется, по-

ка система не опросит все датчики. При переходе переключателя ЭПП-09 в положение 23 срабатывает реле, которое своими контактами разрывает цепь питания пускового реле. Последний отключает систему от сети. После этого система ждет следующего импульса от реле времени.

Автоматический непрерывный режим работы предназначен для непрерывного опроса всех датчиков. Опрос производится также, как и при периодической работе.

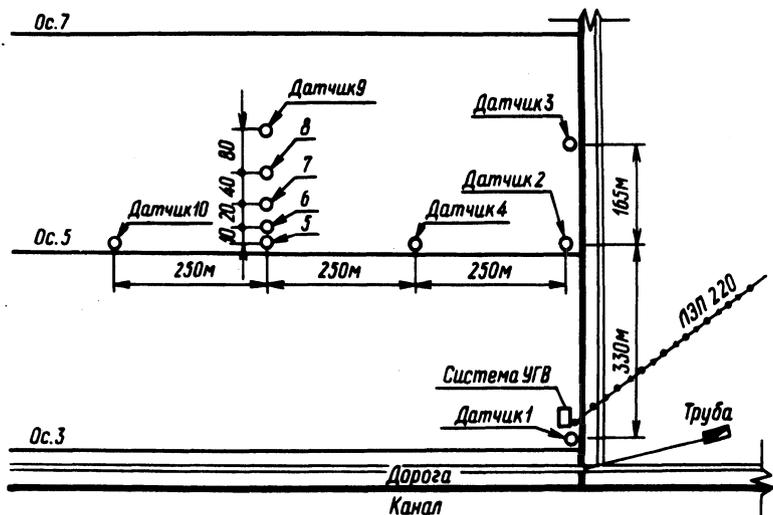


Рис. 4. Схема установки датчиков уровня воды.

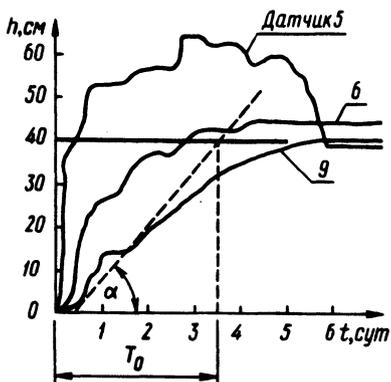


Рис. 5. Кривые переходных процессов по определению динамических характеристик объекта.

При ручном режиме запись на ленту ЭПП-09 не производится. Переключение датчиков осуществляется переключением системы. Этот режим предназначен для настройки системы и проведения профилактических регулировок.

Во всех режимах работы системы питание ее осуществляется от стабилизированных источников питания напряжением — 30В, —20; —12; +20; +30В. Набор опрашиваемых датчиков отмечается цифровым индикатором, работа которого управляется контактными группами шагового искателя, мультивибратором и переключателем системы.

Практическое применение системы автоматического измерения уровня грунтовых вод. Система автоматического измерения УГВ и УВК смонтирована на опытном участке Полесской опытно-мелиоративной станции, ограниченном каналами Б-1, Б-3, Б-1-4, Б-1-0-4, где проводились детальные исследования динамических характеристик открытой сети с одновременной регистрацией переходных процессов в звене канал-почва, определением влияния и характера обратной связи почва-канал и осадки — почва — канал (рис. 4).

За период своей эксплуатации с мая по ноябрь 1977 г. система произвела около 2000 циклов измерений УВК и УГВ. Были проведены пассивные наблюдения за изменением уровня грунтовых вод и уровня воды в канале в зависимости от стохастических возмущений (осадков и испарения). Во время этих экспериментов система работала в автоматическом периодическом режиме, и в зависимости от программы реле времени 2РВМ-С включалась и производила измерения через 2 — 3 ч. В осенний период с помощью системы проводились опыты по определению динамических характеристик исследуемого объекта (рис. 5).

В дальнейшем предусматривается усовершенствование системы автоматического измерения УГВ и УВК с целью автоматического регулирования указанных параметров.

Л и т е р а т у р а

1. Туричин А.М. Электрические измерения неэлектрических величин. М., 1966. 2. Островский И.Ф. и др. Линейный преобразователь активного сопротивления в частоту на интегральных микросхемах. — Приборы и техника эксперимента, 1974, № 1. 3. Тычино К.К. Преобразователи напряжения в частоту. М., 1972. 4. Лопатин В.В. Преобразователь напряжения в частоту на операционном усилителе 1УТ402. — Приборы и техника эксперимента, 1974, № 1. 5. Адиев Т.М. Двухполярный преобразователь напряжения в частоту с большим выходным сопротивлением. — Приборы и техника эксперимента, 1973, № 4.

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОПТИМАЛЬНЫХ ДИАМЕТРОВ ТРУБ СБОРНЫХ ВОДОВОДОВ ГРУППОВЫХ ВОДОЗАБОРОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Удельный вес водоводов в общей строительной стоимости водозаборов подземных вод значителен и составляет около 22...42%. Велики также и затраты энергии на преодоление сопротивления водоводов. Поскольку при выбранной схеме водоводов затраты энергии зависят от расчетных диаметров труб, выбор и обоснование последних имеет не только важное практическое, но и научно-методическое значение. Групповые водозаборы подземных вод (рис. 1) представляют собой водохозяйственные системы, питание сетей которых осуществляется рядом взаимосвязанных источников с различными техническими, энергетическими и экономическими характеристиками, и в этом смысле существенно отличаются от подобных систем подачи и распределения воды, питаемых одним источником. Рассмотрим эти различия применительно к общей схеме групповых водозаборов подземных вод.

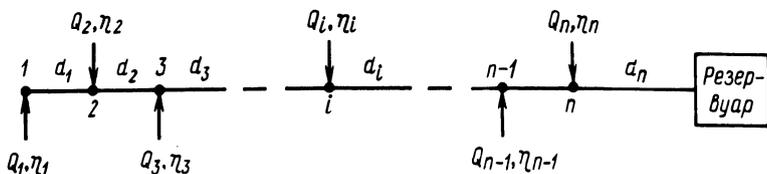


Рис. 1.

Известно, что увеличение диаметра любого участка сборного водовода повышает его строительную стоимость, а следовательно, и общую стоимость водозабора и величину его амортизационных отчислений. Одновременно оно уменьшает эксплуатационные издержки водозабора вследствие снижения гидравлического сопротивления водоводов и уменьшения затрат энергии на их преодоление. Поэтому при заданных длинах участков сборного водовода и известных величинах подач воды из отдельных его скважин зависящую от d_i часть приведенных затрат можно представить в виде

$$3(d_i) = \left(E + \frac{p_{a,в}}{100} \right) \sum_{i=1}^n l_i c_{oi} (d_i) + \chi \left(\frac{K P \delta}{\cos \varphi} + \right.$$

$$+ \pi T) \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{\eta_i} \sum_{k=i}^n \Delta h_k (d_k), \quad (1)$$

где E - нормативный коэффициент эффективности капиталовложений в водоснабжении, равный 0,12; $p_{a,B}$ - процент амортизационных отчислений для водоводов; $l_i^{a,B}$ - длина расположенных между скважинами участков водовода; $c_{oi}(d_i)$ - строительная стоимость единицы длины водовода на этих участках, являющаяся функцией его диаметра; χ - коэффициент пропорциональности, равный 0,00273 квт-ч/м⁴ и характеризующий собой полезные затраты энергии в квт-ч при подъеме 1 м³ воды на высоту в 1 м; K - коэффициент учета осветительной и вспомогательной нагрузки водозаборов, равный 1,05; P - коэффициент трансформаторного резерва на подстанции водозабора, равный 1,5; $\cos \varphi$ - коэффициент мощности энергоустановок водозабора; δ - тариф на годовую оплату единицы установленной мощности водозабора; π - тариф на оплату единицы потребленной водозабором электроэнергии; T - продолжительность работы водозабора в ч за год с учетом полного использования его расчетной производительности, равная обычно 7000... 7500 ч; Q_i - часовая производительность отдельных скважин водозабора в м³/ч; η_i - к.п.д. насосного оборудования сква-

жин; $\sum_{k=i}^n \Delta h_k (d_k)$ - сумма потерь напора на отрезке от рассматриваемой k -й скважины до сборного резервуара, зависящая при данных Q_i только от принятых диаметров труб на отдельных участках водовода этого отрезка; $\Delta h_k (d_k)$ - потери напора на отдельных участках данного отрезка.

Функцию (1) в развернутом виде можно представить как

$$3(d_i) = \left(E + \frac{p_{a,B}}{100} \right) \left[l_1 c_{o1}(d_1) + l_2 c_{o2}(d_2) + \dots + l_n c_{on}(d_n) \right] + \chi \left(\frac{KP\delta}{\cos \varphi} + \pi T \right) \left\{ \frac{Q_1}{\eta_1} \left[r_1(d_1) Q_1^2 + r_2(d_2) (Q_1 + Q_2)^2 + \dots + r_n(d_n) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)^2 \right] + \frac{Q_2}{\eta_2} \left[r_2(d_2) (Q_1 + Q_2)^2 + r_3(d_3) (Q_1 + \dots + Q_n)^2 \right] + \dots \right\}$$

$$+ Q_2 + Q_3)^2 + \dots + r_n (d_n) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)^2 \Big] + \dots + \frac{Q_n}{\gamma_n} \left[r_n (d_n) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)^2 \right] \Big\} = \min, \quad (2)$$

где $r_i (d_i)$ - коэффициенты гидравлического сопротивления отдельных участков сборного водовода.

Заменяя величины $r_i (d_i)$ и $c_{oi} (d_i)$ в соответствии с известными выражениями $r_i (d_i) = s_{oi} (d_i) l_i = \frac{c_i l_i}{d_i^m}$ и $c_{oi} = a + b d_i^\alpha$, получим

$$\begin{aligned} Z(d_i) = & \left(E + \frac{p_{a.B.}}{100} \right) \left[l_1 (a + b d_1^\alpha) + l_2 (a + b d_2^\alpha) + \dots + l_n (a + b d_n^\alpha) \right] + c \chi \left(\frac{K P \delta}{\cos \varphi} + \mu T \right) \left\{ \frac{Q_1}{\gamma_1} \left[\frac{l_1}{d_1^m} Q_1^2 + \frac{l_2}{d_2^m} (Q_1 + Q_2)^2 + \dots + \frac{l_n}{d_n^m} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)^2 \right] + \frac{Q_2}{\gamma_2} \left[\frac{l_2}{d_2^m} (Q_1 + Q_2)^2 + \frac{l_3}{d_3^m} (Q_1 + Q_2 + Q_3)^2 + \dots + \frac{l_n}{d_n^m} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)^2 \right] + \dots + \frac{Q_n}{\gamma_n} \left[\frac{l_n}{d_n^m} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)^2 \right] \right\} = \min. \quad (3) \end{aligned}$$

Взяв частные производные от выражения (3) по каждому из переменных d_i и приравняв результат дифференцирования нулю, получим систему уравнений, из которых можно определить значение d_i , удовлетворяющее условию минимума затрат по водозабору:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Z(d_i)}{\partial d_1} = & \alpha b \left(E + \frac{p_{a.B.}}{100} \right) d_1^{\alpha-1} - \frac{\chi c m}{d_1^{m+1}} \left(\frac{K P \delta}{\cos \varphi} + \mu T \right) \left[\frac{Q_1}{\gamma_1} Q_1^2 \right] = 0, \end{aligned} \right\} (4),$$

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{\partial 3(d_i)}{\partial d_2} &= \alpha b \left(E + \frac{p_{a.B}}{100} \right) d_2^{\alpha-1} - \frac{\chi cm}{d_2^{m+1}} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \right. \\
 &+ \pi T \left[\frac{Q_1}{\eta_1} (Q_1 + Q_2)^2 + \frac{Q_2}{\eta_2} (Q_1 + Q_2)^2 \right] = 0, \\
 \dots\dots\dots \\
 \frac{\partial 3(d_i)}{\partial d_i} &= \alpha b \left(E + \frac{p_{a.B}}{100} \right) d_i^{\alpha-1} - \frac{\chi cm}{d_i^{m+1}} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \right. \\
 &+ \pi T \left[\frac{Q_1}{\eta_1} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_i)^2 + \frac{Q_2}{\eta_2} (Q_1 + Q_2 + \dots + \right. \\
 &+ Q_i)^2 + \dots + \frac{Q_i}{\eta_i} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_i)^2 \left. \right] = 0, \\
 \dots\dots\dots \\
 \frac{\partial 3(d_i)}{\partial d_n} &= \alpha b \left(E + \frac{p_{a.B}}{100} \right) d_n^{\alpha-1} - \frac{\chi cm}{d_n^{m+1}} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \right. \\
 &+ \pi T \left[\frac{Q_1}{\eta_1} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)^2 + \frac{Q_2}{\eta_2} (Q_1 + Q_2 + \dots + \right. \\
 &+ Q_n)^2 + \dots + \frac{Q_n}{\eta_n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)^2 \left. \right] = 0.
 \end{aligned} \right\} (4)$$

Умножив полученные уравнения системы соответственно на величину d_i^{m+1} и произведя некоторые их преобразования, получим

$$\alpha b \left(E + \frac{p_{a.B}}{100} \right) d_1^{\alpha+m} - \chi cm \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \pi T \right) Q_1^2 \frac{Q_1}{\eta_1} = 0 \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned}
 & \alpha b \left(E + \frac{p_{a.B.}}{100} \right) d_2^{\alpha+m} - \chi_{cm} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \right. \\
 & \left. + \pi T \right) (Q_1 + Q_2)^2 \left(\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2} \right) = 0, \\
 & \alpha b \left(E + \frac{p_{a.B.}}{100} \right) d_3^{\alpha+m} - \chi_{cm} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \pi T \right) (Q_1 + \\
 & + Q_2 + Q_3)^2 \left(\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2} + \frac{Q_3}{\eta_3} \right) = 0, \\
 & \dots \dots \dots \\
 & \alpha b \left(E + \frac{p_{a.B.}}{100} \right) d_i^{\alpha+m} - \chi_{cm} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \pi T \right) (Q_1 + \\
 & + Q_2 + \dots + Q_i)^2 \left(\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2} + \dots + \frac{Q_i}{\eta_i} \right) = 0, \\
 & \dots \dots \dots \\
 & \alpha b \left(E + \frac{p_{a.B.}}{100} \right) d_n^{\alpha+m} - \chi_{cm} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \pi T \right) \times \\
 & \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)^2 \left(\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2} + \dots + \frac{Q_n}{\eta_n} \right) = 0. \\
 & \dots \dots \dots
 \end{aligned} \right\} (5)$$

В общем виде любое уравнение этой системы можно представить как

$$\alpha b \left(E + \frac{p_{a.B.}}{100} \right) d_i^{\alpha+m} - \chi_{cm} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \right. \\
 \left. + \pi T \right) \left(\sum_{j=1}^i Q_j \right)^2 \sum_{j=1}^i \frac{Q_j}{\eta_j} = 0 \quad (6) \\
 (i = 1, 2, 3, \dots, n; j = 1, 2, 3, \dots, i).$$

Разрешив эти уравнения относительно d_i , получим искомые оптимальные значения диаметров отдельных участков сборного водовода, удовлетворяющие минимуму функции (1). Из (6), в частности, следует, что

$$d_{i \text{ опт}} = \left[\frac{\chi_{\text{см}} \left(\frac{K P \delta}{\cos \varphi} + \pi T \right) \left(\sum_{j=1}^i Q_j \right)^2 \sum_{j=1}^i \frac{Q_j}{\eta_j}}{\alpha_b \left(E + \frac{P a_{\text{в}}}{100} \right)} \right]^{\frac{1}{\alpha+m}} \quad (7)$$

Из выражения (7) видно, что величина оптимального диаметра любого из участков сборного водовода зависит не только от расхода воды на этом участке, но является также функцией распределения этих расходов по длине сборного водовода и величины к.п.д. насосных агрегатов. Легко показать, что при $Q_1 + Q_2 + \dots + Q_i = Q$ и $\eta_1 = \eta_2 = \dots = \eta_i = \eta$ полученная зависимость для определения d_1 от Q превращается в известное выражение для определения оптимальных диаметров отдельных участков магистральных водоводов, питаемых в начальной точке насосной станцией с заданными Q и η .

Таким образом, рассмотренная методика определения $d_{i \text{ опт}}$ учитывает все основные особенности работы водозабора подземных вод и может быть рекомендована для широкого использования в расчетах. Поскольку величина $\frac{1}{\alpha+m}$ дробна, такие расчеты удобнее выполнять графо-аналитическим способом, используя для этих целей графики, приведенные на рис. 2. При этом в зависимости от требуемой точности расчета можно рекомендовать любой вариант.

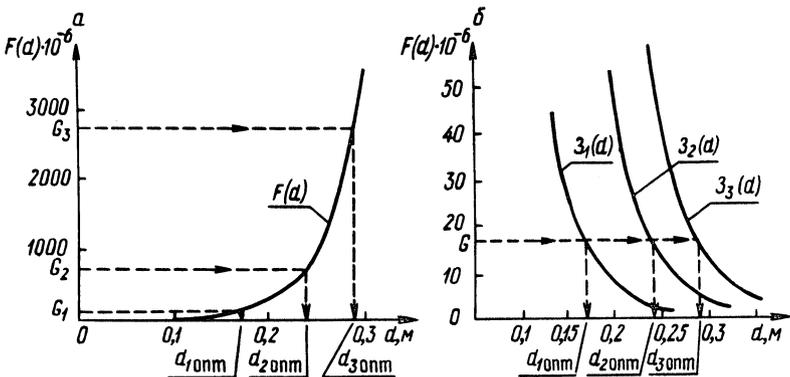


Рис. 2.

По первому варианту расчета в предполагаемом диапазоне возможного изменения диаметров сборного водовода строим (рис. 2,а) функцию $F(d)$ первого члена выражения (6) вида

$$F(d) = \alpha b \left(E + \frac{P_{a.B.}}{100} \right) d^{\alpha+m} \quad (8)$$

Затем для каждого из участков сборного водовода определяем значения второго члена этого выражения

$$G_i = \chi \text{см} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \mu T \right) \left(\sum_{j=1}^i Q_j \right)^2 \sum_{j=1}^i \frac{Q_j}{\eta_j} \quad (9)$$

Отложив полученные значения $G_1; G_2; \dots; G_i; \dots; G_n$ на вертикальной оси функции $F(d)$ и спроектировав их на кривую этой функции, получим искомые значения $d_{i \text{ опт}}$ (рис. 2, а).

По второму варианту расчета используют несколько преобразованное выражение (6). В частности, если разделить его на величину $d_i^{\alpha+m}$, то получим

$$\alpha b \left(E + \frac{P_{a.B.}}{100} \right) - \frac{\chi \text{см}}{d_i^{\alpha+m}} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \mu T \right) \left(\sum_{j=1}^i Q_j \right)^2 \sum_{j=1}^i \frac{Q_j}{\eta_j} = 0 \quad (10)$$

Здесь постоянной величиной является уже первый член расчетного выражения, а переменной и зависимой от d_i - второй. Поэтому рассматриваемая задача может быть решена следующим образом. Для отдельных участков сборного водовода строим функции вида

$$F_i(d_i) = \frac{\chi \text{см}}{d_i^{\alpha+m}} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \mu T \right) \left(\sum_{j=1}^i Q_j \right)^2 \sum_{j=1}^i \frac{Q_j}{\eta_j} \quad (11)$$

Затем находим величину

$$G = \alpha b \left(E + \frac{P_{a.B.}}{100} \right) \quad (12)$$

Отложив найденное значение G на вертикальной оси функции $F_i(d_i)$ и спроектировав его на эти функции, получим искомые диаметры отдельных участков сборного водовода (рис. 2, б).

Действительно, пусть необходимо определить оптимальные диаметры отдельных участков сборного водовода для водозабора из трех скважин, дебиты которых составляют соответственно величины $Q_1 = 54$, $Q_2 = 72$, $Q_3 = 80$ м³/час, а $\eta_1 = 0,45$, $\eta_2 = 0,48$, $\eta_3 = 0,50$. Водоводы стальные с коэффициентами $b = 60$, $m = 5,3$; $\alpha = 1,7$; $c = 1,35 \cdot 10^{-10}$. Время работы водозабора в переводе на его расчетную производи-

Таблица 1

d, м	0,10	0,150	0,200	0,250	0,300
F(d)	$1,7 \cdot 10^{-6}$	$28,9 \cdot 10^{-6}$	$216,5 \cdot 10^{-6}$	$1033 \cdot 10^{-6}$	$3700 \cdot 10^{-6}$

гелность составляет $T = 8000$ ч в году. Тарифные показатели оплаты мощности и энергии $\zeta = 18,6$ руб/квт-год и $\pi = 0,0065$ руб/квт-ч. Расчетные значения величин E и $p_{a.B}$ соответственно равны $0,125$ и $4,1\%$, а $KP = 1,2$ и $\cos \varphi = 0,85$.

Пользуясь первым вариантом графического расчета, получим, что функция $F(d)$ в данном случае будет равна

$$F(d) = \alpha b \left(E + \frac{p_{a.B}}{100} \right) d^{\alpha+m} = 1,7 \cdot 60 (0,125 + \frac{4,1}{100}) d^{1,7+5,3} = 16,9 d^7. \quad (13)$$

Ординаты этой функции приведены в табл. 1, а кривая функции представлена на рис. 2, а.

Значения величин G_i при заданных исходных данных будут равны

$$G_1 = \chi \text{см} \left(\frac{KP \delta}{\cos \varphi} + \pi T \right) Q_1^2 \frac{Q_1}{\eta_1} = 0,00273 \cdot 1,35 \cdot 10^{-10} \times 5,3 \left(\frac{1,2 \cdot 18,6}{0,85} + 0,0065 \cdot 8000 \right) 54^2 \frac{54}{0,45} = 53,3 \cdot 10^{-6};$$

$$G_2 = \chi \text{см} \left(\frac{KP \delta}{\cos \varphi} + \pi T \right) (Q_1 + Q_2)^2 \left(\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2} \right) = 0,00273 \cdot 1,35 \cdot 10^{-10} \cdot 5,3 \left(\frac{1,2 \cdot 18,6}{0,85} + 0,0065 \cdot 8000 \right) \times (54 + 72)^2 \left(\frac{45}{0,45} + \frac{75}{0,48} \right) = 651 \cdot 10^{-6};$$

$$G_3 = \chi \text{см} \left(\frac{KP \delta}{\cos \varphi} + \pi T \right) (Q_1 + Q_2 + Q_3)^2 \left(\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2} + \frac{Q_3}{\eta_3} \right) = 0,00273 \cdot 1,35 \cdot 10^{-10} \cdot 5,3 \left(\frac{1,2 \cdot 18,6}{0,85} + \right.$$

$$+ 0,0065 \cdot 8000) (54 + 72 + 80)^2 \left(\frac{54}{0,45} + \frac{72}{0,48} + \frac{80}{0,50} \right) =$$

$$= 2780 \cdot 10^{-6}.$$

Отложив найденные значения величин G_i на кривой $F(d)$, найдем (рис. 2, б) оптимальные значения диаметров всех трех участков сборного водовода. Они соответственно равны $d_1 = 0,154$ м, $d_2 = 0,230$ м и $d_3 = 0,294$ м. При проектировании водоводов эти диаметры принимаются ближайшими к существующему сортаменту труб, например $d_1 = 0,150$, $d_2 = 0,250$, $d_3 = 0,300$ м.

Что касается диаметров, подключающих скважины линий и водоподъемных колонн, то они могут определяться этим же способом. Величина G_i в данном случае находится для каждой скважины в отдельности с помощью выражения

$$G_{\text{подкл}} = \chi \text{см} \left(\frac{K P \delta}{\cos \varphi} + \mu T \right) \frac{Q^3}{\eta}, \quad (14)$$

где Q , η , χ , m принимаются применительно к данной скважине и линии ее подключения.

Функция $F(d)$ в этом случае будет прежней, если материал труб линий подключения не отличается от материала труб сборного водовода. Если же эти трубы качественно другие, то строится новая функция $F(d)$ в соответствии с экономическими и гидравлическими показателями этих труб.

При использовании второго варианта расчета определим сначала функции $F_1(d_1)$, $F_2(d_2)$, $F_3(d_3)$. С учетом только что приведенных вычислений величин G_1 , G_2 , G_3 они будут равными

$$F_1(d_1) = \frac{\chi \text{см}}{d_1^{\alpha+m}} \left(\frac{K P \delta}{\cos \varphi} + \mu T \right) Q_1^2 \frac{Q_1}{\eta_1} = 53,3 \cdot 10^{-6} d^{-7};$$

$$F_2(d_2) = \frac{\chi \text{см}}{d_2^{\alpha+m}} \left(\frac{K P \delta}{\cos \varphi} + \mu T \right) (Q_1 + Q_2)^2 \left(\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2} \right) =$$

$$= 651 \cdot 10^{-6} d^{-7};$$

$$F_3(d_3) = \frac{\chi \text{см}}{d_3^{\alpha+m}} \left(\frac{K P \delta}{\cos \varphi} + \mu T \right) (Q_1 + Q_2 + Q_3)^2 \left(\frac{Q_1}{\eta_1} + \right.$$

$$\left. + \frac{Q_2}{\eta_2} + \frac{Q_3}{\eta_3} \right) = 2780 \cdot 10^{-6} d^{-7}.$$

Таблица 2

d, м	0,100	0,150	0,200	0,250	0,300	0,400
$F_1(d_1)$	522	31,20	4,16	0,875	-	-
$F_2(d_2)$	-	-	50,90	10,68	2,98	-
$F_3(d_3)$	-	-	217	45,50	12,7	-

Задавшись несколькими величинами d для отдельных участков сборных водоводов, получим значения этих функций, которые приведены в табл. 2 и представлены на рис. 2, б.

Определив значение постоянной величины

$$G = \alpha b \left(E + \frac{P_{a.B.}}{100} \right) = 1,7 \cdot 60 \left(0,125 + \frac{4,1}{100} \right) = 16,9$$

и спроектировав ее (рис. 2, б) на функции $F_i(d_i)$, получим оптимальные значения d_i , соответственно равные $d_1 = 0,162$ м, $d_2 = 0,232$ м, $d_3 = 0,286$ м.

Таким образом, мы получили практически те же значения $d_{i, \text{опт}}$, но с помощью другого расчетного варианта. Последний вариант является более точным и ему следует отдавать предпочтение, особенно при расчете водозаборов с большим числом скважин.

Рассмотренная методика определения оптимальных диаметров отдельных участков сборного водовода предназначена для самого общего случая водозабора, когда заданные дебиты скважин и их насосное оборудование приняты различными. При проектировании водозаборов это возможно в случае, когда водозабор создается на базе уже пробуренных скважин с известными характеристиками, намеченными рабочими дебитами Q_j и предположительно выбранными насосными агрегатами. Но если и в этом случае к.п.д. насосных агрегатов на всех скважинах будет одинаковым ($\eta_1 = \eta_2 = \dots = \eta_n = \eta$), расчетные зависимости для определения $d_{i, \text{опт}}$ получат более простой вид. Например, для второго варианта расчета эта зависимость будет представлена выражением вида

$$\alpha b \left(E + \frac{P_{a.B.}}{100} \right) - \frac{\chi_{cm}}{\eta d_i^{\alpha+m}} \left(\frac{K P \delta}{\cos \varphi} + cT \right) \left(\sum_{j=1}^i Q_j \right)^3 = 0. \quad (15)$$

Если водозабор будет иметь и одинаковые скважины ($Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n = Q$), то эта зависимость получит вид

$$\alpha_b \left(E + \frac{P_{a,b}}{100} \right) - \frac{\chi \text{ см}}{\eta d_i^{\lambda+m}} \left(\frac{KP\delta}{\cos\varphi} + \Pi T \right) i^3 Q^3 = 0, \quad (16)$$

где i – номер рассматриваемого участка сборного водовода; Q – дебит одной скважины водозабора.

Следует отметить, что полученные по данному способу оптимальные значения диаметров отдельных участков сборных водоводов в среднем на один сортамент труб больше диаметра, найденного с помощью экономического фактора. Это различие объясняется, по-видимому, разной степенью учета определяющих рассматриваемую величину данных.

УДК 628.17

И.К. Лазарчик

ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОЙ СХЕМЫ ТУПИКОВОЙ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ МНОГОСЕКЦИОННОГО ЖИЛОГО ДОМА

Как известно [1], при выборе наилучшего варианта любого проектируемого объекта исходят из минимума приведенных затрат (3):

$$Z = U + EC,$$

где U – эксплуатационные затраты за 1 год (себестоимость); E – нормативный коэффициент эффективности капиталовложений, принимаемый $E=0,12$, при сроке окупаемости $T = 8,33$ года; C – капитальные вложения (сметная стоимость)^p.

Эксплуатационные затраты (U) для систем водоснабжения и канализации в общем виде равны:

$$U = U_z + U_p + U_\varepsilon + U_T + U_a + U_{\text{рем}} + U_{\text{пр}},$$

где U_z – расходы на зарплату и отчисления на социальное страхование; U_p – расходы на реагенты; U_ε – расходы на электроэнергию; U_T – расходы на тепловую энергию; U_a – сумма амортизационных отчислений; $U_{\text{рем}}$ – расход на текущий ремонт; $U_{\text{пр}}$ – прочие расходы.

Применительно к системе водопровода жилых зданий расходы на реагенты ($U_{\text{р}}$) отсутствуют, а значения расходов по статьям $U_{\text{э}}$; $U_{\text{т}}$; $U_{\text{рем}}$; $U_{\text{пр}}$ для всех вариантов остаются почти одинаковыми. Так как изменение величины $U_{\text{а}}$ для различных вариантов незначительно, ее можно не учитывать.

Применительно к зданиям небольшой этажности (5 и 9 этажей), которые не зонированы, величину расходов на электроэнергию $U_{\text{э}}$ можно считать постоянной для разных вариантов. Это объясняется тем, что расход электроэнергии невозможно уменьшить, так как на насосной станции II подъема уже произведена работа по созданию напора для подачи воды в здание. Следовательно, какую бы экономически выгодную схему водоснабжения здания не запроектировать, уменьшить статью $U_{\text{э}}$ уже нельзя*.

Таким образом, на изменение величины приведенных затрат внутренней водопроводной сети жилого дома существенное влияние оказывают только капитальные вложения (С). Поэтому для тупиковой водопроводной сети жилого дома небольшой этажности (5 и 9 этажей) наиболее выгодный вариант может быть найден при нахождении минимальной величины капитальных вложений. Водоснабжение таких зданий осуществляется, как правило, одним или двумя вводами зачастую с торца здания, при численности секций в здании 5 – 6 – одним вводом иногда тоже с торца, а при большем числе секций – двумя вводами. Экономичны ли такие схемы водоснабжения? Ведь второй ввод в таких системах хозяйственно-питьевого водопровода назначается из-за надежности ее работы, и, следовательно, работает лишь один ввод, а не сразу два, причем каждый должен пропустить весь расчетный расход. Согласно СНиП [2], разрешается перерыв в подаче воды в хозяйственно-питьевую систему водоснабжения жилых зданий при отсутствии на них пожарных кранов, при этом следует руководствоваться технико-экономической целесообразностью при выборе схемы водоснабжения. С другой стороны оговаривается необходимость устройства не менее двух вводов при числе квартир в жилом доме более 500 (для 5-этажного дома больше 25 секций; для 9-этажного – больше 14 секций).

* Считается, что повысительных установок для любого варианта не требуется. Их влияние будет учтено при решении другой задачи.

В существующих решениях иногда (при вводах с торца здания) вся магистраль назначается того же диаметра, что и ввод, поэтому для большого здания сеть получается металлоемкой. Очевидно, стоимость сети может быть несколько снижена, если большую сеть разбить на ряд небольших самостоятельных сетей (для каждой сети ввод в центре этой сети). Такое решение будет экономично, повышает общую надежность работы всей системы водопровода здания, так как допускает перерыв в подаче воды только в часть здания, обслуживаемую одной небольшой тупиковой сетью. При этом для многосекционных зданий будет два ввода и более. Естественно, что такое решение не всегда выгодно. При параллельности уличной или дворовой сети (что бывает весьма часто) продольной оси здания, такое решение экономично, а при транзите дворовой магистрали через здание наоборот.

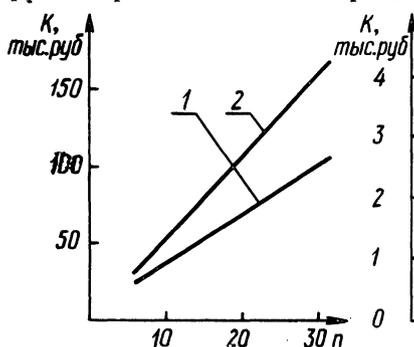


Рис. 1. Зависимость общей стоимости внутридомовой водопроводной сети от числа секций в здании: 1 — стоимость внутренней водопроводной сети 5-этажного дома; 2 — то же 9-этажного.

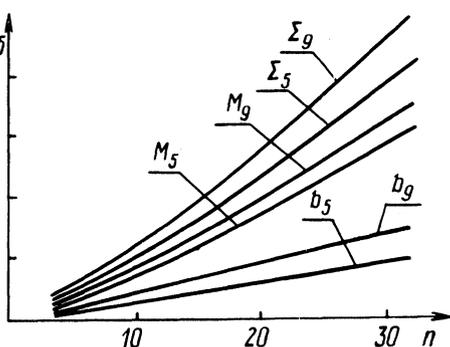


Рис. 2. Зависимость изменения стоимости магистрали и ввода внутридомовой водопроводной сети 5- и 9-этажных зданий от числа секций; b_5, b_9 — стоимость ввода соответственно для 5- и 9-этажных зданий; M_5, M_9 — то же для магистрали; Σ_5, Σ_9 — суммарная стоимость магистрали и ввода соответственно для 5- и 9-этажных зданий.

На рис. 1 приведена зависимость стоимости внутридомовой водопроводной сети от числа секций здания. Как видно, с возрастанием числа секций в доме прямо пропорционально их числу увеличивается и стоимость сети. Разумеется, стоимость внутренней водопроводной сети многосекционного здания при ее разделении на несколько отдельных сетей (для каждого ввода своя небольшая сеть — зона) будет меняться только из-за суммарной стоимости магистралей и вводов, а величина стоимости стояков и санузлов будет постоянной для данного числа секций. Стоимость водомерных узлов не учитывалась, так как

Таблица 1

Наивыгоднейшее количество отдельных гупиковых хозяйственно-питьевых сетей в здании	Этажность здания	
	5 этажей	9 этажей
1	1-7	1-7
2	7-11	8-12
3	12-16	13-19
4	16-21	17-23
5	26-31	28-31
6	32-	32-

их можно устанавливать (для снижения общей стоимости всей сети) в центральном теплофикационном пункте на целую группу зданий. Зонные варианты схем водоснабжения таких зданий, очевидно, рассматривать не следует, так как рекомендуется [3] величину первой зоны принимать в 5...8 этажей.

Для определения стоимости водопроводной сети здания была выбрана типовая секция (четыре квартиры на этаже) жилого дома, из которой составлялась схема расчетного дома из n секций. Единая сеть этого здания рассчитывалась гидравлически, а затем на нее составлялась смета по принятой методике с учетом действующих рекомендаций [4, 5]. Длина наружной части ввода была принята равной 5 м, а число вводов - 1.

Конечно, стоимость водопроводной сети здания в какой-то мере зависит и от планировки здания (размера секции, типа санузла и т.д.). Однако это влияние на суммарную стоимость всей системы водопровода в зависимости от изменения архитектурно-планировочных решений здания будет незначительно.

На рис. 2 представлены полученные зависимости изменения стоимости магистрали и ввода (а также их суммарная величина) системы внутреннего водопровода 5- и 9-этажных зданий. На их основе можно сказать следующее. При разделении тупиковой внутренней водопроводной сети здания, состоящего из большого числа секций, на несколько таких же схем, но меньших по величине, приведенные затраты несколько снижаются. Это видно, если суммарную стоимость ввода и магистрали внутреннего водопровода здания для 4 секций сравнить со стоимостью сети для 8, 12 секций и более на графике. Разбивая сеть внутреннего водопровода на ряд отдельных сетей, обслуживающих 3...7 секций, можно найти наивыгоднейшее количество вводов для каждого конкретного здания.

В ы в о д ы

1. Стоимость внутренней тупиковой водопроводной сети жилых зданий высотой 5 и 9 этажей уменьшится, если эту сеть разбить на отдельные самостоятельные сети по длине здания.
2. В жилых 5...9-этажных домах величиной до 7 секций следует назначать один ввод, по возможности ближе к центру.
3. При большем количестве секций наиболее выгодное количество отдельных сетей в здании растет. При выборе их числа можно руководствоваться табл. 1.

Л и т е р а т у р а

1. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве. М., 1972.
2. СНиП П-30-76. Внутренний водопровод и канализация зданий. М., 1977.
3. Глезер А.Л. Зонные системы водоснабжения микрорайонов с застройкой зданиями разной этажности. — В сб.: Борьба с потерями воды в промышленности и коммунальном хозяйстве. М., 1969.
4. Сборник норм накладных расходов в строительстве, введенных в действие с 1.01.1969 г. М., 1970.
5. Укрупненные сметные нормы на конструкции и виды работ. Здания и сооружения жилищно-гражданского назначения. Сборник № 9-6. Н. Внутренняя канализация, холодное и горячее водоснабжение, газоснабжение и водостоки в жилых зданиях. М., 1977.

УДК 536.24:532.542

А.Е. Елисеев, Р.С. Левитин,
И.В. Травницкая

КОНВЕКТИВНО-КОНДУКТИВНАЯ ЗАДАЧА НА СОПРЯЖЕНИЕ ДЛЯ ЖИДКОСТЕЙ, ТЕКУЩИХ В КРУГЛЫХ ПЕРФОРИРОВАННЫХ ТРУБАХ

Уравнение теплопереноса осесимметричного потока жидкости в цилиндрических координатах при установившемся прямолинейном потоке имеет вид [1, 2]:

$$\lambda_1 \left(\frac{\partial^2 T_1}{\partial R^2} + \frac{1}{R} \frac{\partial T_1}{\partial R} + \frac{\partial^2 T_1}{\partial x^2} \right) = c_1 \rho_1 \omega_x \frac{\partial T_1}{\partial x}. \quad (1)$$

Конвективно-кондуктивную задачу на сопряжение для круглой трубы поставим следующим образом [3, 4...7, 9]: опре-

делить температурные поля в жидкости и в стенке трубы при условии непрерывности неизвестных температур и тепловых потоков на внутренней поверхности трубы. Математическая формулировка состоит в следующем: решить совместно уравнение (1) и следующее

$$a_2 \frac{\partial^2 T_2}{\partial R^2} = 0 \quad (R_1 \leq R \leq R_2; x \geq 0) \quad (2)$$

при граничных условиях сопряжения

$$T_1(R_1^-, x) = T_2(R_2^+, x),$$

$$\lambda_1 \frac{\partial T_1(R_1^-, x)}{\partial R} = \lambda_2 \frac{\partial T_2(R_1^+, x)}{\partial R},$$

где λ_1, λ_2 - коэффициенты теплопроводности жидкости и стенки трубы.

Кроме того, предполагаем, что

$$T_1(0, x) < \infty,$$

$$-\lambda_2 \frac{\partial T_2(R_2, x)}{\partial R} + \alpha [T_c - T_2(R_2, x)] = 0,$$

где α - коэффициент теплообмена; T_c - постоянная температура внешней среды (воздуха).

Рассмотрим теплообмен при движении воды в коаксиальном трубопроводе, когда скорость движения воды убывает по экспоненциальному закону по оси перфорированного трубопровода [8, 9]. Например, во внутренней трубе

$$\omega_x = \frac{Q_0}{\omega} \exp\left(-k \frac{x}{L}\right). \quad (3)$$

Решаем сопряженную задачу для внутренней трубы, так как для внешней трубы задача однотипная. Предполагается, что стенки трубопровода достаточно тонкие, поэтому уравнение теплопроводности можно было записать в виде (2). Введем безразмерные переменные

$$\theta_i = \frac{T_i}{T_0}, \quad i = 1, 2; \quad \xi = \frac{R}{R_2}, \quad X = \frac{x}{R_2}, \quad (4)$$

где T_0 - постоянная температура на входе трубы. Пренебрегаем членом $\partial^2 \theta_1 / \partial X^2$ при $Pe \geq 11$, где $Pe = \frac{vD}{a_1}$ -

число Пекле, (\bar{v} - средняя по сечению скорость основного потока; $a_1 = \frac{\lambda_1}{c_1 \rho_1}$ - температуропроводность жидкости; $D = 2R_2$ - диаметр). Тогда уравнение (1) примет вид

$$\frac{\partial^2 \theta_1}{\partial \xi^2} + \frac{1}{\xi} \frac{\partial \theta_1}{\partial \xi} = \text{Pe} \frac{\omega x}{\bar{v} D} \frac{\partial \theta_1}{\partial X}, \quad (5)$$

$$0 \leq \xi \leq R_1 / R_2; \quad X \geq 0$$

и сопряженная задача в безразмерном виде записывается следующим образом:

$$\frac{\partial^2 \theta_2(\xi, X)}{\partial R^2} = 0, \quad \frac{R_1}{R_2} \leq R \leq 1; \quad X \geq 0.$$

Условия сопряжения следующие:

$$\theta_1(\xi, X) \Big|_{\xi = \delta_-} = \theta_2(\xi, X) \Big|_{\xi = \delta_+},$$

где $\delta = R_1 / R_2$;

$$\lambda_1 \frac{\partial \theta_1}{\partial \xi} \Big|_{\xi = \delta_-} = \lambda_2 \frac{\partial \theta_2}{\partial \xi} \Big|_{\xi = \delta_+}.$$

Далее имеем $\theta_1(0, X) < \infty$,

$$-\lambda_2 \frac{\partial \theta_2(1, X)}{\partial R} + \text{Bi} [\theta_c - \theta_2(1, X)] = 0,$$

где $\theta_c = \frac{T_c}{T_0}$.

Используя преобразование Лапласа по X , решение задачи можно представить в виде

$$T_1(\xi, X) - T_0 = (T_c - T_0) \left\{ 1 - \sum_{n=1}^{\infty} A_n I_0(\mu_n \xi / \delta) \times \right. \\ \left. \times \exp(-\mu_n^2 f(X)) \right\},$$

$$0 \leq \xi \leq \delta, \quad f(X) = \frac{L \omega}{k R_2 Q_0} \frac{\bar{v} D}{\text{Pe}} \exp\left(k \frac{R_2 X}{L}\right),$$

где μ_n - корни характеристического трансцендентного уравнения относительно μ

$$Bi I_0(\mu) - K_\lambda [(Bi + 1)K_R - Bi] \mu I_1(\mu) = 0.$$

Здесь I_0, I_1 - функции Бесселя; Bi - критерии Био; $K_\lambda =$

$$= \frac{\lambda_1}{\lambda_2}, K_R = \frac{R_2}{R_1}. \text{ Коэффициенты } A_n \text{ имеют вид}$$

$$A_n = \frac{2Bi K_\lambda (K_R - 1) (1 - Bi \mu_n)}{\mu_n I_0(\mu_n) [K_\lambda^2 (K_R - 1)^2 \mu_n^2 (1 + 2Bi) + Bi^2]},$$

$$T_2(\xi, X) - T_0 = (T_c - T_0) < 1 - \sum_{n=1}^{\infty} A_n \left\{ I_0(\mu_n) - K_\lambda (\xi/\delta - 1) \mu_n I_1(\mu_n) \right\} \exp(-\mu_n^2 f(X)) >, \\ \delta \leq \xi \leq 1; X \geq 0.$$

Вычислим поток тепла

$$q(X) = -\lambda_1 \left. \frac{\partial T_1}{\partial R} \right|_{R=R_1} = \\ = -\lambda_1 (T_c - T_0) \frac{1}{R_1} \sum_{n=1}^{\infty} \mu_n A_n I_1(\mu_n) \exp(-\mu_n^2 f(X)).$$

Поэтому число Нуссельта

$$Nu_1 = \frac{q(X) R_1}{\lambda_1 (T_0 - T_c)} = \sum_{n=1}^{\infty} \mu_n A_n I_1(\mu_n) \exp(-\mu_n^2 f(X)).$$

Полученные ряды быстро сходятся, и для инженерных расчетов достаточно взять 3...4 первых члена ряда.

Л и т е р а т у р а

1. Кутателадзе С.С. Основы теории теплообмена. Новосибирск, 1970. 2. Лойцянский Л.Г. Механика жидкости и газа. М., 1970. 3. Лыков А.В. Теория теплопроводности. М., 1967. 4. Лыков А.В. и др. Сопряженный стационарный конвективный теплообмен пластины в газовом потоке. - ДАН

СССР, 1971, т.197, №1. 5. Травницкая И.В., Левитин Р.С. Нелинейная задача теплопроводности при граничных условиях четвертого рода.- ДАН БССР, 1970, т.ХІУ, №9. 6. Левитин Р.С., Травницкая И.В. Решение методом возмущения задач на сопряжение: системы уравнений теплопроводности и смешанной системы. - Тр. 4-го Всесоюз. совещания по тепло- и массообмену "Тепло- и массоперенос". Т.8. Минск, 1972. 7. Шимко К.И., Елисеев А.Е. Исследование движения воды в перфорированных трубах, заключенных в ограниченном объеме жидкости. - В сб.: Вопросы водного хозяйства. Минск, 1974. 8. Шимко К.И., Елисеев А.Е. Уравнение движения жидкости в перфорированных трубопроводах постоянного поперечного сечения с учетом закона раздачи расхода вдоль пути. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 5. Минск, 1975. 9. Luikov A.V.ets. Heat Transfer from a plate in a compressible gas flow. - J. Heat Mass Transfer, 1970, vol. 13.

УДК 551.578.463

П.И. Закржевский

ИСПАРЕНИЕ С ПОВЕРХНОСТИ СНЕГА

Испарение с поверхности снега в холодный период составляет в ряде случаев заметную долю от выпавших в зимний период осадков. Особенно существенны затраты твердых осадков на испарение в малоснежные зимы.

Запасы воды в снеге к началу снеготаяния определяют последующий весенний подъем уровней грунтовых вод и влагозапасы зоны аэрации, а значит, и режим работы мелиоративных систем, восполнение грунтовых вод на территориях осушительно-увлажнительных систем с грунтовым водохранилищем, с вертикальным дренажем, и являются фактором, необходимым при разработке методики прогноза водного режима осушаемых и прилегающих территорий.

Определение запасов воды в снеге к началу снеготаяния на осушаемых территориях, как правило, службой эксплуатации мелиоративных систем не производится. Не ведут таких наблюдений на территориях с гидромелиоративными системами и учреждения Гидрометеослужбы. Поэтому возникает необходимость расчета запасов воды в снеге к началу снеготаяния по изме-

ренным осадкам с введением корректива на испарение с поверхности снега.

Зависимости для расчета испарения с поверхности снега разрабатывались П.П. Кузьминым [1], А.Р. Константиновым [2], В.И. Кузнецовым [3] и др. В условиях осушаемых болот изучался этот вопрос В.С. Воронич [4], которая показала, что применить разработки указанных авторов не удастся вследствие невысокой точности измерения температуры поверхности снега. В силу указанных причин для расчета испарения с поверхности снега А.Н. Постников [5] предложил следующую упрощенную зависимость

$$E = 0,44 \sum_{ср}^n d_{ср}, \quad (1)$$

где $d_{ср}$ - среднедекадный дефицит влажности воздуха; n - число декад за период с устойчивым снежным покровом.

В работе [6] также рекомендуется формула такого вида

$$E = (0,24 + 0,05 U) d. \quad (2)$$

Обычно при исследовании данной задачи не учитывается в полном объеме энергетика и в частности тепло, поступающее из недр земли и выделяющееся при фазовых переходах влаги в зоне промерзания. Попытка такого учета была предпринята в работе [7].

Уравнение баланса тепла для любой поверхности земли в том числе и для покрытой снегом имеет вид

$$V + B + LE = R, \quad (3)$$

где V - турбулентный обмен в приземном слое воздуха; B - теплоток, в почву (снег); E - испарение с дневной поверхности (снега); L - теплота фазового перехода воды (снега) в пар.

Выразим турбулентный теплообмен в приземном слое зависимостью [8]

$$V = \alpha (t_{п} - t_{в}), \quad (4)$$

где α - коэффициент конвективного теплообмена; $t_{п}$ - температура поверхности испарения (снега); $t_{в}$ - температура воздуха на высоте 2 м.

Теплоток, проходящий через снежный покров, определяется так:

$$B = \lambda_{сн} \frac{t_{п} - t_{з}}{h_{сн}}, \quad (5)$$

где $\lambda_{\text{сн}}$ - коэффициент теплопроводности снега; t - температура поверхности земли под снегом; $h_{\text{сн}}$ - глубина снега.

Поток тепла в слое снега за время $d\tau$ состоит из тепла, выделившегося при фазовом переходе почвенной влаги в слое замерзания и на границе промерзания $q_{\text{ф}}$, тепла, поступившего из недр земли, $q_{\text{гр}}$ и тепла, выделившегося при изменении теплосодержания в слое активного изменения температуры, $q_{\text{ак}}$.

Учитывая указанное, получаем

$$B = \lambda_{\text{сн}} \frac{t - t_{\text{п}}}{h_{\text{сн}}} d\tau = -q_{\text{ф}} dW_{\text{з}} - q_{\text{гр}} d\tau - q_{\text{ак}} d\tau, \quad (6)$$

где $dW_{\text{з}}$ - приращение замерзшей массы воды за время $d\tau$. Подставив в уравнение (3) зависимости (4) и (6) после преобразований выразим температуру поверхности снега

$$t_{\text{п}} = \frac{R + (q_{\text{ф}} \frac{dW_{\text{з}}}{d\tau} + q_{\text{гр}} + q_{\text{ак}}) - LE}{\alpha} + t_{\text{в}}. \quad (7)$$

Для случая неограниченного водообеспечения поверхности, что соответствует рассматриваемому процессу, испарение определится соотношением

$$E = \frac{p_{\text{п}} - p_{\text{в}}}{\beta} = \frac{m_{\text{п}} + k_{\text{п}} t_{\text{п}} - p_{\text{в}}}{\beta}, \quad (8)$$

где $m_{\text{п}}$, $k_{\text{п}}$ - параметры, определяемые психометрической зависимостью (рис. 1); $p_{\text{в}}$ - парциальное давление пара на высоте 2,0 м; β - сопротивление переносу пара в двухметровом слое атмосферы, которое определяется зависимостью Пенмана [8],

$$\beta = \frac{32,6}{0,35 (0,5 + 0,53 U)} \frac{\text{мб} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч}}{\text{кг}}. \quad (9)$$

Здесь U - скорость ветра на высоте 2,0 м.

Подставляя в (8) выражение для температуры поверхности испарения (7), после преобразований получим

$$E = \frac{\alpha (m_{\text{п}} + k_{\text{п}} t_{\text{в}} - p_{\text{в}})}{\alpha\beta + Lk_{\text{п}}} + k_{\text{п}} \frac{(R + q_{\text{ф}} \frac{dW_{\text{з}}}{d\tau} + q_{\text{гр}} + q_{\text{ак}})}{\alpha\beta + Lk_{\text{п}}}. \quad (10)$$

Учитывая соотношение Боуэна

$$\frac{V}{LE} = 0,62 \frac{t_{\text{п}} - t_2}{e_{\text{п}} - e_2} \frac{p}{1033}, \quad (11)$$

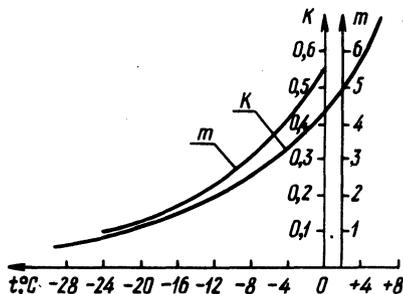
где p – атмосферное давление, мб, и зависимости (4) и (8), получаем, что произведение коэффициентов сопротивления переноса пара β и конвективного теплообмена α при условии, что давление равно нормальному, а скрытая теплота возгонки $L = 680$ ккал/кг, принимает постоянное значение

$$\alpha \beta = 422 \text{ ккал} \cdot \text{мб} / \text{кг} \cdot \text{град}. \quad (12)$$

Учитывая (12) и (9), находим

$$\alpha = (2,26 + 2,40 u) \text{ ккал} / \text{м}^2 \cdot \text{град} \cdot \text{ч}. \quad (13)$$

Рис. 1. Параметры психометрической зависимости (лед) для минусовых температур.



Так как разность температур воздуха и поверхности снега небольшая, а параметры $k_{\text{п}}$ и $m_{\text{п}}$ в таком случае практически не отличаются, выражение в скобке числителя первого члена формулы (10) будет равно дефициту влажности воздуха

$$m_{\text{п}} + k_{\text{п}} t_{\text{в}} - p_{\text{в}} = D_{\text{в}}. \quad (14)$$

Вследствие этого с учетом (12) и (13) зависимость (10) принимает вид

$$E = \frac{(2,26 + 2,40 u) D_{\text{в}}}{422 + 680 k} + \frac{10k(R + \sum q)}{422 + 680 k}. \quad (15)$$

Зависимость (15) в соответствии с принятыми значениями параметров соответствует расчетному промежутку, равному 1 ч. Для расчетов нужны величины испарения за более длительные промежутки времени (сутки, декада, месяц).

Испарение за некоторый период представляет собой сумму срочных значений. Представим эту сумму в виде многочлена

$$\Sigma E = \Sigma \frac{n \alpha_i D_i + k_i Q_i}{\alpha \beta + Lk_i}, \quad (16)$$

где Q_i - результирующий поток энергии, поступающий к поверхности испарения за единичный промежуток времени. В формуле (16) одночлены числителя и знаменателя имеют либо постоянное значение одного из сомножителей, либо находятся в линейной коррелятивной зависимости. Поэтому формулу (16) можно преобразовать к виду

$$\Sigma E = n \frac{\bar{\alpha} \bar{D} + \bar{k} \bar{Q}}{\alpha \beta + L\bar{k}}, \quad (17)$$

где n - число элементарных единиц времени в расчетном периоде.

При переходе к расчетной единице, равной одним суткам, суммарное испарение можно выразить формулой

$$E = \frac{(54 + 58 \bar{u})}{422 + 680 \bar{k}} \Sigma D_c + \frac{10 \bar{k} \Sigma (R + Q_{II})}{422 + 680 \bar{k}}. \quad (18)$$

Вторая составляющая формулы (18) может быть равна нулю, больше его или меньше. При равенстве нулю весь поток тепла из почвы балансирует отрицательный радиационный баланс, формирующийся вследствие превышения эффективного излучения над поглощенной снегом суммарной радиацией. При отрицательном значении происходит конденсация, которая уменьшает испарение, а при положительном - возрастание испарения в условиях отсутствия таяния.

Формулу (18) для удобства можно представить в виде

$$E = \gamma \frac{(54 + 58 \bar{u})}{422 + 680 \bar{k}} \Sigma D, \quad (19)$$

где $\gamma = 1 + \frac{10 \bar{k} (\Sigma R + \Sigma Q_{II})}{(54 + 58 \bar{u}) \Sigma D}$, изменяется во времени и имеет значения, большие единицы для периода нарастания глубины промерзания. Экспериментальная проверка зависимости (19) выполнена по данным специального изучения испарения с поверхности снега в зимний период 1976 - 1977 гг. на территории Минского экспериментального хозяйства БелНИИМиВХ.

Т а б л и ц а 1. Энергетические показатели испарения с поверхности снега 1976—1977 гг.

Периоды	q_{ϕ}^2 кал/см ²	$q_{ак}^2$ кал/см ²	$q_{тр}^2$ кал/см ²	Σq^2 кал/см ²	ΣR^2 кал/см ²	$u_{ср}$ м/с	ΣD_c мб	E^I мм	E^{II} мм	E мм
20.12—22.12	3	4,8	23,4	31,2	-33,0	5,0	1,0	0,46	-0,01	0,45
23.12—29.12	224	18,7	54,6	297,3	-75,0	5,6	2,8	1,66	1,1	2,76
30.12—2.01	47	4,1	31,2	82,3	0	5,3	1,3	0,75	0,4	1,15
3.01—5.01	125	26,1	23,4	174,5	-112	3,2	2,8	1,16	0,2	1,36
6.01—9.01	16	-6,5	31,2	40,7	-30	2,5	2,2	0,60	0,05	0,65
10.01—16.01	172	31,6	54,6	258,2	-223	4,7	3,6	1,8	0,2	2,0
17.01—24.01	464	57,2	62,4	583,6	-284	1,7	3,5	0,96	1,0	1,96
25.01—30.01	0	-49,4	46,8	-2,6	18	2,2	0,8	0,19	0,1	0,29
31.01—6.02	0	17,4	54,6	72,0	82	2,6	3,4	1,0	0,9	1,90
7.02—13.02	45	47,1	54,6	146,7	-74	3,3	4,2	1,54	0,4	1,94
14.02—20.02	0	-59,9	54,6	-5,3	13	2,9	3,9	1,28	0,04	1,32

В процессе экспериментов наблюдались: температура и влажность воздуха на двух высотах 0,2 и 2,0 м, температура поверхности снега, промерзание и температура почвы, влажность почвы, теплофизические константы. Испарение с поверхности снега изучалось с помощью стандартных испарителей с точностью взвешивания до 0,1 г. Кроме того, проводились регулярные снегомерные съемки по постоянному замкнутому маршруту длиной 1 км с числом точек измерения глубины 125 и плотности 25.

В табл. 1 приведены результаты изучения энергетических показателей испарения с поверхности снега на осушенном болоте. Количество тепла, выделившееся при замерзании, определяли с учетом зависимости замерзания почвенного раствора от температуры. Транзитный поток тепла из глубоких слоев рассчитывали по градиенту температуры и коэффициенту теплопроводности талой почвы в слое 0,80...0,60 м. Для всего периода поток из недр земли был постоянным (7,8 кал/см² · сут). Приведенные в табл. 1 данные показывают, что теплоток из почвы определяет заметную часть общего испарения.

В табл. 2 сопоставляется измеренное по снегомерным съемкам и рассчитанное по зависимости (18) испарение с поверхности снега. Эти данные показывают, что зависимость правильно отражает взаимосвязи, определяющие ход испарения с поверхности снега. Учитывая, что все параметры формулы были получены не в результате обработки экспериментов, а теоретически, следует признать формулу обоснованной.

Формула в полном виде справедлива для периода, когда в процессе оттепелей не формируется сток и не происходит пополнение грунтовых вод. Для периода от начала замерзаний и до полного оттаивания почвы расчет испарения следует выполнять по формуле (19) с коэффициентом $\gamma = 1$.

Т а б л и ц а 2. Баланс твердых осадков и испарение зимой 1976–1977 гг.
с поверхности снега

Дата снего- мерной съемки	Запас воды в снеге, мм	Осадки, мм	Испарение, мм		Сумма испарения, мм	
			измеренное	рассчитанное	измеренное	рассчитанное
3.01	31				0	0
10.01	32	2,4	1,4	2,0	1,4	2,0
17.01	36	6,4	2,4	2,0	3,8	4,0
25.01	37	1,3	0,3	1,96	4,1	5,96
31.01	42	6,5	1,5	0,29	5,6	6,25
7.02	41	4,2	5,2	1,9	10,8	8,15
14.02	50	10,5	1,5	1,94	12,3	10,09
21.02	61	12,9	1,9	1,32	14,2	11,41

Таким образом, на основе тепло-влажеообмена в системе приземный слой воздуха – снег – почва разработана формула для расчета испарения с поверхности снега. Установлена роль тепла, выделяющегося при замерзании почвы, и определены условия использования среднесуточных характеристик метеозлементов. Экспериментальная проверка показала хорошую сходимость опытных и расчетных величин испарения с поверхности снега.

Л и т е р а т у р а

1. Кузьмин П.П. К методике исследования и расчета испарения с поверхности снежного покрова. – Тр. ГГИ, 1953, вып. 41. 2. Константинов А.Р. Обоснование методики расчета испарения по данным метеорологических станций. – Тр. ГГИ, 1956, вып. 54 (108). 3. Кузнецов В.И. Испарение со снежного покрова. – Тр. ГГИ, 1964, вып. 109. 4. Воронич В.С. Испарение с поверхности снега. – В сб.: Мелиорация и использование осушенных земель. Т.18. Минск, 1970. 5. Постников А.Н. К методике расчета испарения в период снеготаяния и половодья в центрально-черноземных областях ЕТС. – Тр. ГГИ, 1974, вып. 214. 6. Рекомендации по расчету испарений с поверхности суши. Л., 1976. 7. Закржевский П.И. Некоторые вопросы расчета испарения в зимний период. – В сб.: Конструкции и расчеты осушительно-увлажнительных систем. Минск, 1975. 8. Афанасик Г.И. Тепло- и влагообмен в системе открытая почва – атмосфера. – В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Т. 21. Минск, 1973.

ТИПИЗАЦИЯ ВНУТРИГОДОВОГО РАСПРЕДЕЛЕНИЯ СТОКА ПО ПОКАЗАТЕЛЮ ЕГО ВНУТРИГОВОЙ ВЫРАВНЕННОСТИ

В настоящее время в связи с большим ростом водопотребления значительно расширяются формы использования водных ресурсов. Одной из существенных мер по водообеспечению населенных мест и промышленных предприятий является устройство водохранилищ [1].

Гидрологические характеристики внутригодичного распределения стока являются основой при решении многих водохозяйственных расчетов для целей строительного проектирования. В настоящее время для расчетов внутригодичного распределения стока применяются в основном методы, основанные на статистических закономерностях, устанавливаемых по данным наблюдений за ряд лет, но при обязательном учете основных физико-географических факторов [2, 3]. Существует ряд методов установления типового распределения стока, основным из которых является метод "компоновки" [4, 5].

Одним из немаловажных вопросов при типизации внутригодичного распределения стока является вопрос правильного установления аргумента типизации, т.е. какого-либо объективного критерия, который тесно связан с характером внутригодичного распределения стока и одновременно отвечает требованиям водохозяйственного проектирования. Целью настоящей работы является выбор аргумента типизации внутригодичного распределения стока для целей водоснабжения.

Как известно, суммарная водность года не может являться единственным критерием при выборе расчетного года, так как она не всегда определяет собой характер внутригодичного распределения [3]. За основу установления типового распределения стока по методу И.М. Лившица берется водность какого-либо лимитирующего сезона, тесно связанного с требованиями проектирования [3]. Аргументом типизации по методу "компоновки" являются равнообеспеченные величины стока в целом за год, лимитирующий сезон и лимитирующий период [4, 5]. Однако такое распределение стока является искусственно скомпонованным. Как показывает исследование реальных гидрографов рек, одинаковая обеспеченность года, лимитирующего сезона и лимитирующего периода в действительности не наблюдается. Исследование реальных гидрографов показало, что год со сред-

Т а б л и ц а 1. Типовое распределение стока р.Зап.Двина (п.Витебск), полученное по различным аргументам типизации

Аргумент типизации	Среднемесячные расходы от годового стока, %											
	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II
Многоводный год												
Сток годовой	2,7	28,4	16,3	6,0	4,1	5,5	9,3	6,4	10,9	5,5	2,8	2,1
летне-осенний	2,7	27,1	14,4	5,8	4,4	6,1	10,3	6,9	12,3	5,2	2,7	2,1
весенний	2,6	36,2	18,4	6,6	6,9	3,9	2,9	4,4	8,4	4,9	2,8	2,0
зимний	2,4	27,6	14,8	6,4	4,5	3,2	6,5	6,2	11,0	9,4	4,6	3,4
Показатель естественной												
зарегулированности стока	3,3	26,1	15,0	6,9	4,5	6,0	9,3	7,3	10,8	5,4	3,0	2,4
Маловодный год												
Сток годовой	3,5	35,8	19,0	8,4	3,8	2,6	2,2	4,3	6,1	4,9	3,5	2,9
летне-осенний	3,6	45,5	19,8	10,2	3,2	2,1	1,9	2,3	3,0	4,0	2,6	2,9
весенний	2,6	29,9	14,4	5,6	3,0	4,2	6,5	7,2	11,8	7,3	4,2	3,3
зимний	3,6	43,2	20,7	8,6	4,3	2,9	2,4	3,5	4,9	2,4	1,9	1,6
Показатель естественной												
зарегулированности стока	3,2	44,0	20,4	7,4	4,4	2,4	2,1	3,1	5,3	3,6	2,3	1,8

ним многолетним расходом 50%-ной обеспеченности может иметь большой пик половодья и очень низкую межень. Это вносит равновесие и дает средний годовой расход одной обеспеченности, а обеспеченность весеннего и летне-осеннего периодов резко от нее отличается. Следовательно, в качестве аргумента типизации внутригодового распределения стока надо найти такой критерий, который будет отражать действительное, реальное распределение стока. Аргумент для типизации внутригодового распределения стока должен приниматься в зависимости от соотношения в разные сезоны года расходов речного стока и водопотребления [3]. Для целей водоснабжения рекомендуется принимать в качестве лимитирующего периода маловодные сезоны (лето-осень или зиму), так как именно минимальными расходами реки характеризуется способность источника обеспечить необходимый объем водопотребления [5].

При выборе аргумента типизации внутригодового распределения стока для целей водоснабжения проводилась следующая работа.

1. Было получено типовое распределение стока в средний по водности, многоводный и маловодный годы для 18 рек бассейна р. Зап. Двина и для 16 рек бассейна р. Неман. При расчетах использовался метод И.М. Лившица [3]. Анализ полученных типовых гидрографов позволил сделать заключение, что типовое распределение стока для маловодных лет отличается значительно меньшей зарегулированностью, чем типовые гидрографы для многоводных лет. В табл. 1 показано типовое распределение стока в многоводный и маловодный годы р. Зап. Двина (п. Витебск), подтверждающее данное заключение. Надо отметить, что это носит закономерный характер для всех 34 рек, для которых были построены типовые гидрографы.

2. На основании выявленной закономерности нами было сделано предположение о возможности типизации внутригодового режима стока по аргументу естественной зарегулированности стока. Для подтверждения этого для р. Зап. Двина (п. Витебск), р. Сож (п. Гомель), р. Припять (п. Мозырь) было получено типовое распределение стока при различных аргументах типизации. Выбор этих гидрологических пунктов обусловлен тем, что они хорошо изучены в гидрологическом отношении и по ним имеется длительный ряд гидрометрических наблюдений. В качестве аргументов типизации принимались: объем годового стока, объем летне-осеннего периода, зимнего периода, весеннего периода и показатель внутригодовой естественной зарегулированности стока [6].

Т а б л и ц а 2. Типовое распределение стока р.Нева (п. Новосаратовка) в многоводный и маловодный год, полученное по различным аргументам

Аргумент типизации	Среднемесячные расходы от годового стока, %											
	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II
Многоводный год												
Сток годовой	6,5	8,0	9,4	10,2	9,1	9,7	9,4	9,1	8,7	6,9	6,4	5,6
летне-осенний	5,8	7,5	9,5	10,0	10,1	9,7	9,3	9,4	8,6	7,6	6,7	5,8
зимний	6,1	7,7	9,5	10,0	7,2	9,6	9,3	9,4	9,1	8,4	7,2	6,5
весенний	6,8	8,7	10,5	10,1	10,1	9,7	9,3	8,8	8,2	6,5	6,0	5,3
Показатель естественной зарегулированности стока	5,1	7,3	9,6	10,0	10,1	9,8	9,6	9,9	9,5	7,0	5,8	6,3
Маловодный год												
Сток годовой	5,8	8,7	10,2	1,5	10,2	9,7	9,3	9,0	8,3	7,2	5,2	5,9
летне-осенний	6,3	8,8	10,8	10,5	10,3	9,8	9,3	9,0	7,8	6,8	5,1	5,5
зимний	5,9	8,4	10,7	11,1	10,7	10,1	9,5	9,2	7,8	6,6	4,8	5,2
весенний	5,4	8,4	10,1	10,3	10,1	9,8	9,4	9,2	8,6	7,3	5,4	6,0
Показатель естественной зарегулированности стока	7,2	8,8	10,4	10,1	10,0	9,5	9,1	8,7	7,8	6,9	6,1	5,4

Т а б л и ц а 3. Типовое распределение стока р.Илек (п. Чилик) в многоводный и маловодный год, полученное по различным аргументам типизации

Аргумент типизации	Среднемесячные расходы от годового стока, %											
	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II
Многоводный год												
Сток годовой	0,30	76,70	12,70	3,30	1,8	1,20	1,00	1,00	0,80	0,40	0,60	0,20
летне-осенний	1,19	53,20	21,73	5,54	3,4	2,92	2,62	3,38	2,75	1,72	0,83	0,72
зимний	0,09	52,62	17,60	5,30	3,1	2,62	2,42	2,80	7,86	2,49	1,38	0,95
весенний	0,30	76,70	12,70	3,30	1,8	1,20	1,00	1,00	0,80	0,40	0,60	0,20
Показатель естественной зарегулированности стока	1,60	48,00	22,10	6,50	4,1	3,10	3,40	4,30	3,00	2,10	1,00	0,80
Маловодный год												
Сток годовой	3,03	8,30	16,9	51,80	3,47	2,68	2,48	3,48	2,14	2,46	1,80	1,46
летне-осенний	3,26	7,73	17,9	53,45	3,07	2,55	2,38	1,97	3,06	2,10	1,45	1,08
зимний	0,59	4,16	17,1	69,40	2,31	1,50	1,26	1,23	1,00	0,42	0,27	0,23
весенний	2,80	7,79	15,5	53,39	3,74	2,88	3,04	3,66	2,38	2,18	1,44	1,05
Показатель естественной зарегулированности стока	0,30	3,30	12,8	77,4	1,80	1,20	0,90	0,80	0,70	0,40	0,20	0,20

Распределение стока в соответствии с типизацией по различным аргументам представлено в табл. 1. Сопоставление полученных типовых гидрографов показало, что типизация по показателю естественной зарегулированности стока дает наиболее неблагоприятное сочетание месячных расходов, т.е. расходы летней и зимней межени получаются минимальными при сравнении их с расходами тех же периодов, полученных при типизации по другим аргументам. Следовательно, при водохозяйственных расчетах по регулированию стока при принятии в качестве расчетного типового распределения, полученного по аргументу естественной зарегулированности стока, будут получены расходы, гарантирующие бесперебойность подачи воды потребителю, т.е. гарантированные отдачи воды высокой обеспеченности.

Как известно, рассмотренные реки относятся к рекам со средней естественной зарегулированностью. Для правомочности указанного предположения (типизация по аргументу естественной зарегулированности стока) была проделана подобная работа для рек сильнозарегулированных (показатель естественной зарегулированности стока $\varphi_{\xi} = 0,93$) таких, как р.Нева (п.Новосаратовка) и р. Средняя Лижма (п. Кяппесельга), и рек слабозарегулированных ($\varphi_{\xi} = 0,15$, $\varphi_{\xi} = 0,23$) таких, как р. Илек (п. Чилик) и р. Бузулук (п. Байгоровка). Анализ гидрографов этих рек дал аналогичные результаты (см. табл. 2, 3).

Естественная зарегулированность стока характеризуется показателем φ_{ξ} , вычисление которого громоздко. Поэтому предлагается заменить φ_{ξ} показателем внутригодовой выравненности стока $K_{0,5}$, определение которого не представляет особых трудностей [7]. Эти два показателя взаимосвязаны: $\varphi_{\xi} = 0,59 K_{0,5} + 0,27$.

Нами были построены типовые модели внутригодового распределения стока р. Зап. Двина (п. Витебск) в многоводный и маловодный годы по аргументу внутригодовой выравненности стока $K_{0,5}$. Сопоставление типовых моделей многоводного и маловодного года, построенных по разным аргументам, т.е. по φ_{ξ} и $K_{0,5}$, дало одинаковые результаты.

Таким образом, при установлении типового распределения стока для целей водоснабжения в качестве расчетной рекомендуется принимать модель маловодного года, построенную по аргументу внутригодовой естественной выравненности стока $K_{0,5}$.

Л и т е р а т у р а

1. Ляпичев П.А. Методика регулирования стока и водохозяйственных расчетов. М., 1972.
2. Андреев В.Г. Внутригодовое распределение стока. Л., 1960.
3. Лившиц И.М. Методика типизации внутригодового режима стока. - Тр. ин-та мелиорации, водного и болотного хозяйства БССР. Т. III. Минск, 1953.
4. Методические указания по расчетам внутригодового распределения стока при строительном проектировании. Л., 1970.
5. Рекомендации по расчетам внутригодового распределения стока при строительном проектировании. Л., 1975.
6. Соколовский Д.Л. Речной сток. Л., 1968.
7. Лившиц И.М., Кулешова Л.В. К вопросу о количественной оценке качества водных ресурсов. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 7. Минск, 1977.

УДК 628.39

И.М. Филиппович

ИЗМЕНЧИВОСТЬ ГИДРОХИМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК РЕК ПО СЕЗОНАМ ГОДА

В настоящее время в связи с актуальностью проблемы охраны и использования водных ресурсов сброс неочищенных загрязненных вод в реки запрещается. Наблюдения за химическим составом воды необходимы как при определении гидрохимических характеристик рек, так и для составления прогнозов по качеству воды.

Гидрохимическая характеристика рек производится обычно по следующим показателям: температура воды, pH, содержание кислорода, минерализация (сумма ионов), содержание ионов сульфатов, гидрокарбонатов, кальция, магния, хлора, цветность в градусах платиново-кобальтовой шкалы. Важнейшими загрязнителями являются также взвешенные вещества, нефтепродукты, СПАВ [1,2].

Целью настоящей работы является изучение колебаний содержания указанных показателей за многолетний период методом математической статистики с учетом сезонов года.

Для построения кривых обеспеченности названных ингредиентов использовались материалы, опубликованные в "Гидрологических ежегодниках" за 1945 - 1974 гг. по замыкающим створам рек Припять - Мозырь, Березина - Светлогорск, Днепр - Речица и Сож - Гомель. Кривые обеспеченности ингредиентов строились обычным методом по следующим сезо-

нам года: весенний (март-май), летний (июнь-август), осенний (сентябрь-ноябрь), зимний (декабрь-февраль).

Для примера в таблице приведены среднемноголетние концентрации (нормы) и коэффициенты вариации контролируемых ингредиентов по сезонам года для реки Припять у г. Мозыря. Коэффициент асимметрии их изменяется в пределах 0,5... 2,0

Среднемноголетние величины, а также минимальные и максимальные концентрации загрязнений сравнивались с их нормами для основных видов водопользования [1,3].

Анализ кривых обеспеченности показал, что среднемноголетняя величина таких ингредиентов, как фосфор, нитриты, хлор, магний, сумма ионов, жесткость, бихроматная и перманганатная окисляемость находятся в пределах (ПДК) допустимой концентрации. В частности, в летний и осенний периоды в реке Днепр у г. Речица норма сульфатов, хлора, нитратов, минерализации, магния, железа значительно меньше ПДК, норма нитритов, фосфора в пределах ПДК, данные по перманганатной и бихроматной окисляемости несколько ниже ПДК. То же можно сказать про замыкающий створ реки Припять у Мозыря.

В реке Сож у Гомеля ниже ПДК перманганатная и бихроматная окисляемость, в пределах нормы, железо, жесткость, нитриты, сумма ионов, фосфаты, хлор, нитраты и другие ингредиенты. В реке Березина в летний и осенний периоды ниже ПДК жесткость, бихроматная окисляемость, остальные ингредиенты в пределах нормы.

Можно констатировать, что в замыкающих створах рассматриваемых рек среднемноголетняя величина почти всех названных показателей в пределах ПДК.

Коэффициенты вариации за зимний и летний периоды в реке Днепр по таким ингредиентам, как жесткость, сумма ионов, ПО, кремний, $\text{Na}^{\circ} + \text{Ca}^{\circ}$, гидрокарбонаты, сульфаты, хлориды, углекислота, магний, кальций, pH невелики (в пределах 0,2). Это говорит о том, что данные величины из года в год изменяются незначительно. Поэтому при составлении гидрохимических характеристик рек и прогнозов можно использовать осредненные данные. Весной коэффициенты вариации ингредиентов менее стабильны. Содержание нитритов и нитратов изменяется значительно.

В р. Припять не изменяется только pH, незначительно варьирует жесткость (кроме весеннего и летнего периодов), сумма ионов, кальций и другие ингредиенты. Содержание нит-

Т а б л и ц а. Среднеголетняя концентрация и коэффициент вариации контролируемых ингредиентов по сезонам года

Ингредиенты	Весна		Лето		Осень		Зима	
	норма	C_V	норма	C_V	норма	C_V	норма	C_V
Железо общее	0,992	0,63	0,892	0,54	0,654	0,43	1,30	0,72
Кислород	8,84	0,24	—	—	10,9	0,17	8,72	0,46
Жесткость	2,31	0,57	3,062	0,10	3,32	0,14	3,34	0,25
Нитриты	0,011	1,08	0,003	2,16	0,011	0,91	0,03	0,59
Сумма ионов (минерализация)	186,8	0,39	254,0	0,12	485,0	2,65	274,0	0,26
Фосфаты	0,027	0,92	0,024	0,80	0,026	0,36	0,02	0,58
Перманганатная окисляемость (ПО)	21,0	0,33	20,3	0,31	14,7	0,39	17,3	0,50
Бихроматная окисляемость	37,2	0,30	57,6	0,82	43,1	0,61	31,7	0,25
Цветность	123,0	0,41	115,0	0,44	76,2	0,61	108,0	0,55
Кремний	4,08	0,54	4,56	0,43	4,75	0,40	5,82	0,28
$Na^O + Ka^O$	4,03	0,74	6,55	0,42	7,37	0,44	6,41	0,43
Гидрокарбонаты	124,0	0,41	176,0	0,12	188,0	0,21	184,0	0,29
Сульфаты	11,66	0,43	11,1	1,15	9,80	0,36	14,0	0,37
Расход	844,2	0,88	192,0	0,61	164,0	0,62	246,0	0,64
Температура	8,33	0,78	—	—	8,22	0,72	0,0	2,39
Хлор	4,48	0,73	6,22	0,52	8,27	0,31	8,11	0,41
Нитраты	0,264	2,4	0,02	1,66	—	—	1,19	0,73
CO_2	9,06	0,92	4,61	0,27	4,60	0,32	17,7	0,82
Магний	3,69	0,59	5,49	0,31	6,78	0,29	6,55	0,48
Кальций	39,42	0,36	51,6	0,09	54,3	0,15	53,9	0,28
pH	7,39	0,04	7,76	0,03	7,87	0,03	7,36	0,06

ритов и нитратов, кроме зимнего периода, изменяется значительно. Вообще в реке Припять колебания загрязненности вод больше по сравнению с рекой Днепр. В реке Березина летом и осенью мало изменяется жесткость, сумма ионов, хлор, кальций и т.д. В реке Сож постоянно за многолетие pH мало колеблется жесткость и сумма ионов (кроме весеннего периода), остальные ингредиенты изменяются умеренно (коэффициент вариации в пределах 0,5...0,6), наибольшая вариация наблюдается в содержании нитритов и нитратов, железа (зимой), хлоридов, углекислоты (летом и весной).

Следует отметить, что минимальные и максимальные величины загрязнений (большой и малой обеспеченности) значительно отличаются, при этом последние часто не соответствуют нормам ПДК. Особенно большой коэффициент вариации, как уже указывалось, имеют нитриты и нитраты.

Весной характерно уменьшение загрязненности, что связано с повышенной водностью периода. На рассматриваемых реках кислородный режим удовлетворителен, снижается содержа-

ние в воде загрязняющих ингредиентов, за исключением органических веществ и железа, концентрация которых обычно увеличивается.

По величине рН видно, что реакция среды находится в пределах нейтральной, только у некоторых притоков она слегка сдвинута в кислую или щелочную сторону. Цветность воды характеризует относительную роль болотных водосборов. Данные показывают, что наибольшая цветность бывает весной. Летом происходит заметное уменьшение цветности воды, осенью цветность еще ниже, зимой она повышается.

Наличие в воде растворенного кислорода — один из характерных показателей состояния качества воды. Выше нормы содержание кислорода во все сезоны года в реке Сож у Гомеля, летом и осенью в реке Днепр у Речицы и в реке Припять у Мозыря, в реке Березина — в пределах нормы. Кривые обеспеченности (данные таблицы) дают представление о средних значениях этого показателя. Следует отметить, что в основном реки в течение всего года пригодны для рыбохозяйственного использования (норма 4...6 мг/л), а также для централизованного и нецентрализованного хозяйственно-питьевого водоснабжения (норма 4 мг/л). Среднегодовое значение содержания кислорода в замыкающих створах рек (на выходе из пределов БССР) вполне удовлетворительное. Оно равно 7... 11 мг/л при норме 2...6 мг/л. Однако, если обратить внимание на минимальные значения этого показателя, то ясно, что для воспроизводства ценных рыб, обладающих высокой чувствительностью к кислороду, на многих участках состояние рек неблагоприятное.

Обработка гидрохимических данных по рекам (1945—1974 гг.) показала, что реки в благополучном состоянии находятся по следующим средним показателям: температурный режим, рН, минерализация воды, среднее содержание кислорода.

При уменьшении расходов воды в реках по сравнению с весенним периодом рН и фосфаты не изменяются, не зависит от водности перманганатная и бихроматная окисляемость. Остается постоянным количество ионов сульфатов, кремния, железа (кроме зимы), фосфатов, нитритов (больше осенью), жесткость (наименьшая весной, а в летнюю и зимнюю межень постоянная). Уменьшается количество углекислоты, нитратов, гидрокарбонатов, цветность. Несколько увеличивается минерализация, а также количество ионов магния, хлора, гидрокарбонатов, кальция.

Превышение концентрации некоторых ингредиентов вызвано прежде всего воздействием значительно загрязненных, так называемых условно чистых вод, сбрасываемых промышленными предприятиями, недостаточной очисткой коммунально-бытовых и промышленных сточных вод, а также поступлением в реки ядохимикатов, используемых в сельском хозяйстве.

Следует отметить, что среднееголетние величины таких ингредиентов, как фосфаты, кремний, сульфаты, реакция среды мало изменяются по сезонам года. Величины большинства контролируемых ингредиентов (натрий + калий, гидрокарбонаты, сульфаты, магний, жесткость, кальций и др.), изменяя свою величину при уменьшении водности рек, в остальные периоды изменяются незначительно, оставаясь в пределах нормы.

Л и т е р а т у р а

1. Гатилло П.Д. и др. Анализ возможностей охраны рек бассейна Верхнего Днепра от загрязнения сточными водами. — В сб.: Проблемы использования и охраны водных ресурсов. Минск, 1972. 2. Гатилло П.Д. Лимитирующие показатели загрязнения рек-приемников сточных вод. — В сб.: Очистка сточных и природных вод. Минск, 1970. 3. Правила охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами. М., 1975.

УДК 532.543

И.М.Лившиц,
Я.М.Вильнер,
Н.Е. Бонч-Осмоловская

МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОРРЕКТИВА КИНЕТИЧЕСКОЙ ЭНЕРГИИ ПО ДАННЫМ РЕЧНОЙ ГИДРОМЕТРИИ

Целью работы является установление рациональной методики определения корректива кинетической энергии α_{ω} по результатам фиксации поля скоростей в естественном открытом потоке.

Корректив α_{ω} , обычно называемый коэффициентом Кориолиса, учитывает различие кинетической энергии массы жидкости, протекающей через данное живое сечение и условной кинетической энергии той же массы при замене поля переменных скоростей постоянной величиной, равной средней скорости потока

$$\alpha_{\omega} = \frac{\int_{\omega} v^3 d\omega}{\bar{v}_{\omega}^3 \omega}, \quad (1)$$

где v — осредненная скорость в различных точках живого сечения; \bar{v}_{ω} — средняя скорость для всего живого сечения; ω — площадь живого сечения.

Так как $\frac{\int_{\omega} v^3 d\omega}{\omega} = (v^3)_{\text{ср}}$, то уравнение (1) можно представить в виде [1]

$$\alpha_{\omega} = \frac{(v^3)_{\text{ср}}}{\bar{v}_{\omega}^3}. \quad (1')$$

Коэффициент Кориолиса для открытых потоков обычно принимается равным 1,0...1,1. Однако для естественных потоков α_{ω} может достигать величины 2 и более [2,3].

Данный вопрос рассматривается для открытых русел, где величины v определяются точечным замером их, ω — путем непосредственных измерений геометрических элементов сечения, а \bar{v}_{ω} как отношение расхода Q к площади сечения ($\bar{v}_{\omega} = \frac{Q}{\omega}$).

Заметим, что числитель формулы (1) должен вычисляться тем же способом, каким вычисляется расход Q (то же \bar{v}). Так, если расход определяется по эпюрам скоростей на вертикалях, то и числитель формулы (1) находится по тем же эпюрам.

Рассмотрим кратко особенности наиболее распространенного метода вычисления числителя формулы (1). Существующая методика определения числителя формулы (1) обычно базируется на использовании изотах [2, 3] или их модификации в виде тахиграфических кривых [4]. Основой для нанесения изотах являются результаты точечного замера скоростей на отдельных вертикалях и соответствующие им эпюры $v = \varphi(h)$. Отметим, что при обычных измерениях с помощью вертушек определение скоростей непосредственно у дна не представляется возможным (из-за конструктивных особенностей вертушек, неровностей дна).

При нанесении изотах и последующем использовании их для определения α_{ω} возникает ряд затруднений, а именно:

1) для проведения изотах необходим многоточечный замер скоростей на вертикалях и в прибрежных зонах живого сечения, что не всегда возможно. Часто скорость на вертикалях и

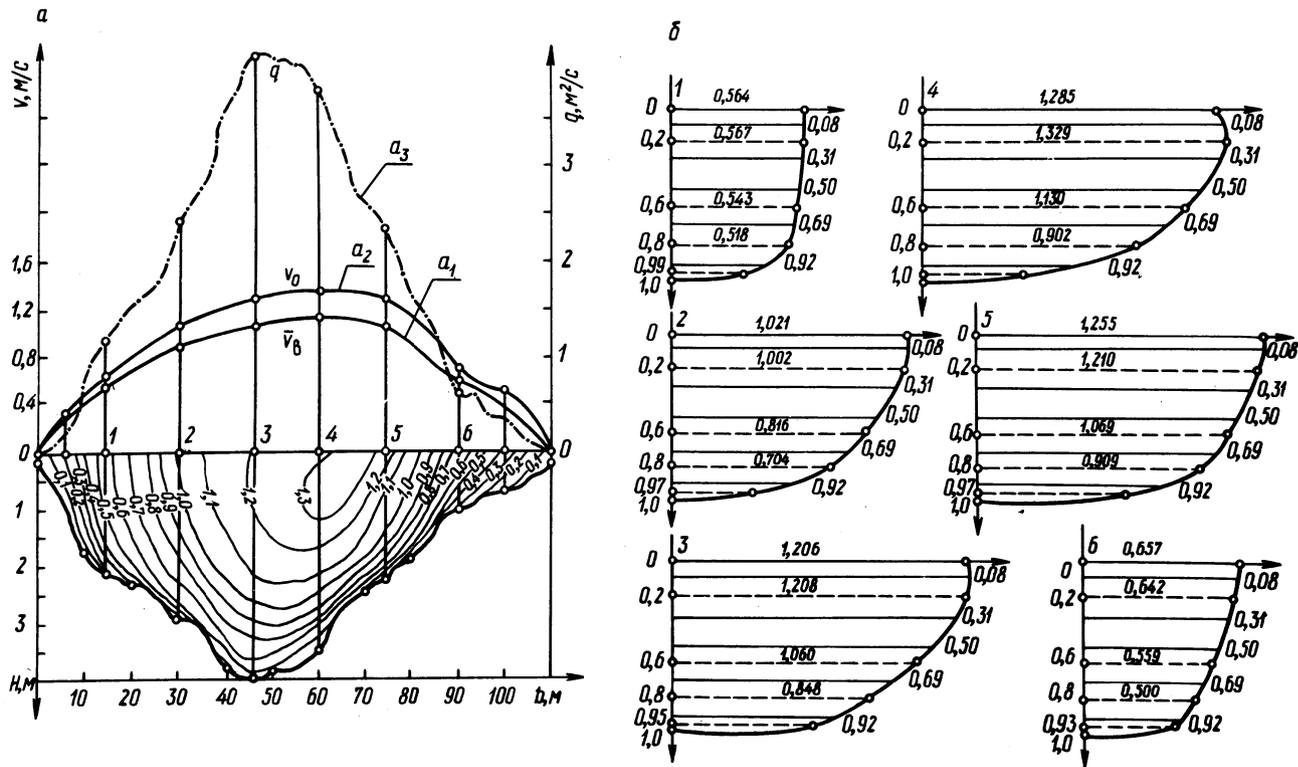


Рис. 1. Графо-аналитический метод вычисления расхода реки Неман (п. Бирштонас); для а: a_1 — эпюра распределения средних скоростей течения на вертикалях по ширине потока (V_B , м/с); a_2 — эпюра распределения максимальных поверхностных скоростей (V_0 , м/с); a_3 — эпюра элементарных расходов ($q = V_B H$, м³/с); для б: 1 — 6 эпюры распределения скоростей по вертикалям на клетчатках Чебышева (V , м/с).

прибрежных зонах фиксируется одноточечным замером (малые глубины и скорости);

2) при неодинаковых по ширине потока донных скоростях в размываемом русле изотакхи пересекают линию дна. В этом случае прибрежные изотакхи получаются обычно разомкнутыми и определение площадей их затруднительно. Примером такого начертания изотакх может служить рис. 1 [13];

3) на равнинных реках в случае наличия пойм и нескольких стрежней, формирующих вершины и седловины на модели расходов.

Со всеми указанными обстоятельствами приходится встречаться при использовании изотакх в речной гидрометрии. Это, по-видимому, является основной причиной того, что разработанная еще в середине прошлого столетия принципиальная методика вычисления расходов по изотакхам (предложенная Кульманом и усовершенствованная Гарляхером) не нашла практического применения в гидрометрии.

Заметим, что иллюстрация скоростного поля в виде изотакх используется при изучении гидравлической структуры потока для целей регулирования русла.

Как известно, основным методом определения расхода Q и средней скорости потока \bar{v}_ω является точечный замер скоростей на отдельных вертикалях и приближенное вычисление расхода по эпюрам $v = \varphi(h)$ и замерам глубин ($Q = \int_0^B \int_{f(b)}^H v dh db$).

Таким образом, стандартные методы определения расходов дают возможность установить величину знаменателя формулы (1). Для определения же числителя нами разработана методика, аналогичная методике нахождения компонентов знаменателя. Суть ее в следующем.

В формуле (1) числитель I_ω можно представить в виде

$$I_\omega = \int_\omega v^3 d\omega = \int_0^B \int_{f(b)}^H v^3 dh db = \int_0^B db \int_{f(b)}^H v^3(h,b) dh. \quad (2)$$

Сначала для данного b определяем интеграл

$$F = \int_{f(b)}^H v^3(h,b) dh, \quad (3)$$

т.е. площади эпюр $v^3 = \varphi^3(h)$ на отдельных вертикалях. После второго интегрирования получаем

$$I_\omega = \int_0^B F db. \quad (4)$$

При плавной форме эпюры $v = \varphi(h)$ соответствующая ей эпюра $v^3 = \varphi^3(h)$ имеет также плавное очертание (рис. 2) и площадь ее может быть найдена теми же способами, какими в гидрометрии определяют площадь эпюры скоростей на вертикали. Весьма удобным и достаточно точным способом определения площадей эпюр Ω_v и F является графо-аналитический вариант приближенного вычисления определенных интегралов по Чебышеву при числе ординат, равном пяти. Для этой формулы легко построить стандартную сетку (рис. 2, в). Здесь высота скоростной вертикали принимается равной единице, а скорости (абсциссы) откладываются в нужном масштабе [5].

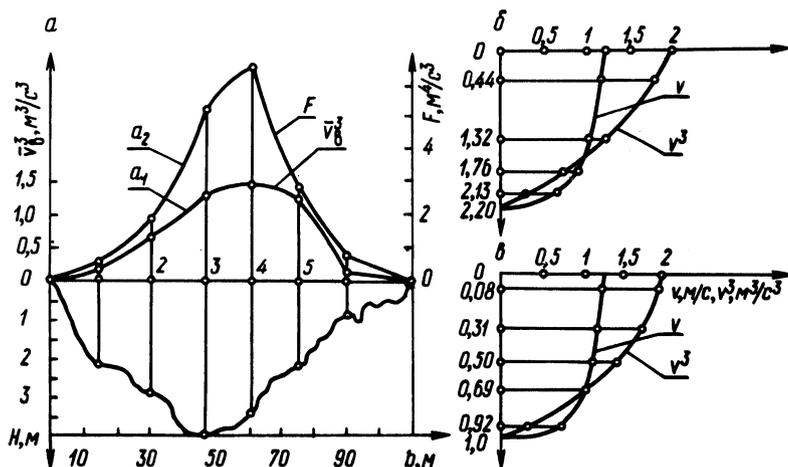


Рис. 2. Графо-аналитический метод вычисления коэффициента Кориолиса реки Неман (п. Бирштонас); для а: a_1 — эпюра распределения кубов средних скоростей течения по ширине потока ($v_B^3, \text{м}^3/\text{с}^3$); a_2 — эпюра распределения F по ширине потока ($F, \text{м}^4/\text{с}^3$); б — эпюра распределения по вертикали осредненных скоростей и их кубов в размерном выражении ($v, \text{м}/\text{с}$; $v^3, \text{м}^3/\text{с}^3$; $H, \text{м}$); в — эпюра распределения по вертикали осредненных скоростей и их кубов на сетке Чебышева ($H = 1, v, \text{м}/\text{с}, v^3, \text{м}^3/\text{с}^3$).

Для эпюры скоростей площадь находят по формуле

$$\Omega_v = 0,2 (v_{0,08H} + v_{0,31H} + v_{0,5H} + v_{0,69H} + v_{0,92H}) H, \quad (5)$$

где абсциссы снимаются с жирных линий, соответствующих индексам формулы (5). Средняя скорость на вертикали $\bar{v}_B =$

$$= \frac{\Omega_v}{H}.$$

При наличии измеренных скоростей в пяти стандартных точках на вертикали Ω_B можно также определять по сумме четырех трапеций [6] или по формуле Симпсона для пяти ординат [4].

Для приближенного определения интеграла (3), т.е. площади ($F \text{ м}^4/\text{с}^3$), при плавной эпюре скоростей $v = \varphi(h)$ саму эпюру $v^3 = \varphi'(h)$ не вычерчивают. Достаточно снять со стандартной сетки, на которой вычерчена эпюра $v = \varphi(h)$, пять абсцисс по Чебышеву, возвести их в куб и определить F по формуле

$$F = 0,2 (v_{0,08H}^3 + v_{0,31H}^3 + v_{0,5H}^3 + v_{0,69H}^3 + v_{0,92H}^3) H = \bar{v}_B^3 H \quad (6)$$

Второе интегрирование, т.е. определение $I_\omega = \int_0^B F db$, про-

изводим графически путем построения эпюры $F = f(b)$, т.е. графика распределения F по ширине потока (по аналогии с эпюрой распределения элементарных расходов). Площадь этой эпюры находим планиметрированием или суммированием площадей трапеций. Заметим, что применение других способов приближенного вычисления определенных интегралов (площадей эпюр) не вносит изменений в принципиальную схему расчетов.

Все сказанное относится и к определению коэффициента

$$\text{Буссинеска } \alpha_0 = \frac{\int_\omega v^2 d\omega}{\bar{v}^2 \omega}.$$

Алгоритмы расчета. Нахождение α_ω включает следующие элементы расчета.

1. Определение знаменателя формулы (1) сводится к применению известного в практической гидрометрии графо-аналитического метода вычисления расхода [6...8].

2. Определение числителя формулы (1) включает следующие операции:

а) величину F для каждой скоростной вертикали определяем по формуле (6). Для этого значения характерных абсцисс (по Чебышеву), снятых с эпюры $v = \varphi(h)$, возводим в куб. На рис. 2, в показаны эпюры $v = \varphi(h)$ и $v^3 = \varphi'(h)$. Заметим, что эпюру $v^3 = \varphi'(h)$ можно не вычерчивать;

б) строим эпюру распределения F по ширине потока. Площадь эпюры $F = f_1(b)$ дает приближенное значение числителя

$$I_{\omega} = \int_0^B F db = \int_{\omega} v^3 d\omega.$$

По аналогии со способом уточнения кривой элементарных расходов [8] возможно и уточнение кривой $F = f_1(b)$. Для этого строим дополнительную кривую $\bar{v}^3 = f_3(b)$ и используем все промерные вертикали для получения $\bar{v}_B^3 H = F$.

На рис. 1 и 2 в качестве примера приведены все необходимые построения и расчеты для определения α_{ω} по формуле (1) (для р.Неман у п.Бирштонас). Приведем исходные данные для определения α_{ω} : $Q = 203 \text{ м}^3/\text{с}$; $\omega = 237 \text{ м}^2$; $B = 112 \text{ м}$; $v = 0,879 \text{ м/с}$; $v^3 = 0,679 \text{ м}^3/\text{с}^3$; знаменатель в (1) $\bar{v}_{\omega}^3 = 161 \text{ м}^5/\text{с}^3$; числитель в (1) $\int_{\omega} v^3 d\omega = 245 \text{ м}^5/\text{с}^3$; $\alpha_{\omega} = 1,52$ по (1).

Возможное упрощение предлагаемого метода. Изложенный метод определения α_{ω} предполагает наличие результатов многоточечного (обычно пятиточечного) замера скоростей на каждой вертикали. В прибрежных же зонах равнинных рек многоточечный замер скоростей в большинстве не представляется возможным. В этих случаях применяется так называемый "сокращенный способ", предусматривающий измерение двух или одной скорости на вертикали и вычисление средней скорости на ней приближенными способами [6...8, 10]. Сокращенный способ измерения скоростей применяется часто и для всех скоростных вертикалей живого сечения.

Возникает вопрос, какова примерная величина корректива кинетической энергии α_B для отдельной скоростной вертикали, что равносильно для вертикальной полоски $\Delta \omega$ при $b = 1,0$.

Для решения данной задачи воспользуемся уравнением параболы m -й степени с осью, совпадающей с вертикалью и вершиной на дне потока. Получаем

$$v = v_0 \sqrt[m]{1 - \frac{h}{H}} = v_0 \left(1 - \frac{h}{H}\right)^{\frac{1}{m}}, \quad (7)$$

где h — расстояние от точки до поверхности; v_0 — скорость на поверхности; H — высота вертикали.

При начале координат у основания вертикали получим

$$v = v_0 \left(\frac{h}{H}\right)^{\frac{1}{m}} = v_0 \eta^{\frac{1}{m}}. \quad (7')$$

Таблица 1

m	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\frac{v_{0,99H}}{v_0}$	0,10	0,22	0,32	0,40	0,47	0,52	0,56	0,60	0,63
$\frac{v_{0,99H}}{\bar{v}_B}$	0,15	0,29	0,40	0,47	0,55	0,59	0,63	0,67	0,69
$\frac{v_{0,95H}}{v_0}$	0,22	0,37	0,47	0,55	0,60	0,65	0,69	0,72	0,77
$\frac{v_{0,95H}}{\bar{v}_B}$	0,33	0,49	0,59	0,66	0,70	0,74	0,78	0,80	0,81
C_B	7	14	22	30	40	51	62	75	86
α_B	1,35	1,19	1,12	1,08	1,06	1,04	1,03	1,03	1,02

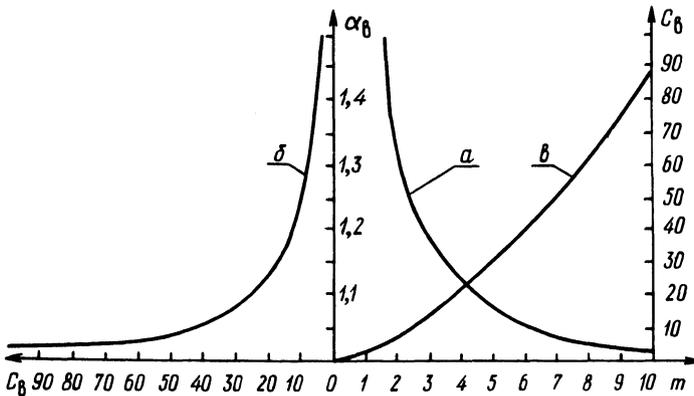


Рис. 3. Зависимость коэффициента Кориолиса от степени корня параболы и коэффициента Шези: а - $\alpha_B = f_1(m)$; б - $\alpha_B = f_2(C_B)$; в - $C_B = f_3(m)$.

Формула (7) для эпюры осредненных скоростей по вертикали широко применяется в гидравлико-гидрометрических исследованиях [4,8]. Вычисленная по ней донная скорость равна нулю; она становится значительной при весьма малом удалении от дна.

Для иллюстрации возможных величин придонных скоростей, получаемых по формуле (7) при различных значениях m , v

табл. 1 приведены отношения $v_{0,99H}$ и $v_{0,95H}$ к v_0 а также к \bar{v}_B (т.е. к средней скорости на вертикали). Проведенные исследования натуральных эпюр для ряда равнинных рек Белоруссии показали, что непосредственно измеренные скорости у дна дают отношения $\frac{v_d}{v_0}$ и $\frac{v_d}{\bar{v}_B}$, лежащие в диапазоне величин $v_{0,99H}$ и $v_{0,95H}$ к v_0 и \bar{v}_B (при соответствующем m). Это подтвердило возможность применения уравнения параболы для решения поставленной задачи.

На рис. 3 приведены значения коэффициентов Шези C_B для скоростных вертикалей, соответствующих значениям m по формуле, предложенной Г.В.Железняковым [4]. При обычном для естественных потоков изменениях C_B от 10 до 70 значение m по формуле Г.В.Железнякова соответственно возрастает от 2,5 до 8,6. С.Колупайло [13] приводит для естественных русел данные по m , изменяющиеся в пределах 3...10, т.е. близко к приведенным значениям по [4].

Рассмотрим методику определения коэффициента Кориолиса для скоростной вертикали. Площадь эпюры скоростей в соответствии с формулой (7)

$$\Omega_v = \int_0^H v dh = v_0 \int_0^H \sqrt{1 - \frac{h}{H}} dh = v_0 H \frac{m}{m+1} \quad (8)$$

При этом средняя скорость на вертикали

$$\bar{v}_B = v_0 \left(\frac{m}{m+1} \right) \quad (9)$$

Куб средней скорости на вертикали

$$\bar{v}_B^3 = v_0^3 \left(\frac{m}{m+1} \right)^3 \quad (10)$$

Площадь эпюры кубов скоростей

$$\Omega_{v^3} = \int_0^H v^3 dh = v_0^3 \int_0^H \left(1 - \frac{h}{H}\right)^m dh = v_0^3 H \frac{m}{m+3} \quad (11)$$

Таблица 2

Пределы m	2	2...3	3...4	4...5	5...6	6...7	7...8	8...9	9...10	10	Сум- ма	При- меча- ние
Частота	3	8	15	21	25	19	16	3	4	1	115	Верх- ние преде- лы ин- терва- лов не вклю- чены
Относи- тельная частота, %	2,6	7,0	13,0	18,3	21,8	16,5	13,9	2,6	3,5	0,9	100	

Соответственно среднее из кубов скоростей на вертикали

$$(\bar{v}^3)_{\text{ср}} = v_0^3 \frac{m}{m+3}. \quad (12)$$

Корректив на неравномерность распределения скоростей по вертикали

$$\alpha_B = (\bar{v}^3)_{\text{ср}} / \bar{v}_B^3 = \frac{m}{m+3} / \left(\frac{m}{m+1} \right)^3. \quad (13)$$

В табл. 1 приведены значения α_B , вычисленные по формуле (13) в зависимости от возможных значений m или C_B .

В табл. 2 показана частота наблюдения величины m^* , полученная по материалам измерения расходов на реках Зап. Двина, Неман, Днепр, Улле, Горынь (многоточечным замером скоростей в коренном русле) при общем числе скоростных вертикалей 115.

Из табл. 2 видно, что наиболее часто показатель m наблюдается в пределах 3...8, что примерно соответствует данным [4, 13].

При этом значения α_B изменяются от 1,19 до 1,03. Среднее значение для данной совокупности m равно примерно 6,0 и соответственно $\alpha_B = 1,06$.

Заранее можно было ожидать, что величины m будут уменьшаться по мере приближения к берегам в соответствии с тенденцией уменьшения C_B (увеличение сопротивлений движению, уменьшение глубин), а это должно было сказаться и на увеличении показателя неравномерности α_B . Однако исходные материалы не подтверждают данное предположение. Здесь возможно влияние ряда неучтенных гидравлических условий (воз-

* Значения m по эпюрам скоростей вычислены студентом факультета гидротехнического и дорожного строительства БПИ А.Е.Елисеевым (НИРС) способом наименьших квадратов.

можные поперечные течения и пр.). Кроме того, объем материалов, использованный для табл. 2, недостаточен и требуется проведение специальных исследований.

Установим примерный порядок величины показателя неравномерности распределения скоростей по горизонтали α_{Γ} (по ширине потока). Для этого примем приближенную модель эпюры $v_{\Gamma} = \psi(b)$ в виде полуэллипса, малой полуоси которой соответствует $v_{\max} = b$, большой полуоси — $\frac{B}{2} = a$ (B — ширина горизонтали).

Форма полуэллипса выбрана в качестве модели распределения скоростей по горизонтали на основе визуального исследования эпюр $v_{\Gamma} = f(b)$ ряда равнинных рек. Для этой модели значение коэффициента Кориолиса является постоянной величиной, что легко доказать:

$$\alpha_{\Gamma} = \frac{(\overline{v_{\Gamma}})^3}{\overline{v_{\Gamma}^3}} = \frac{12}{\pi^2} = 1,22. \quad (14)$$

Полученное значение коэффициента α_{Γ} (1,22) для распределения скоростей по горизонтали оказалось выше среднего его значения для распределения по вертикали $\alpha_{\text{В}}$ (1,06). Величины же α_{Γ} для естественных потоков обычно выше α_{Γ} для эллиптической модели.

Исследовался нами и вопрос аппроксимации натуральных эпюр распределения скоростей по горизонтали уравнением параболы вида (7'). Достаточно близки к натурным во многих случаях оказались параболы при $m < 2$ и соответственно $\alpha_{\Gamma} > 1,35$. Так, для расхода на р. Зап. Двина у п. Витебск, измеренного 10 мая 1950 г., установлено: а) для эпюры поверхностных скоростей $\alpha_{\Gamma} = 1,57$; б) для эпюры на глубине 1,0 м от поверхности $\alpha_{\Gamma} = 1,50$; в) для эпюры на глубине 1,5 м от поверхности $\alpha_{\Gamma} = 1,42$.

При этом для 11 скоростных вертикалей указанного расхода $\alpha_{\text{В}}$ изменяется только от 1,04 до 1,31.

Еще больше разница между α_{Γ} и $\alpha_{\text{В}}$ для расхода, измеренного на р. Неман у п. Бирштонас (рис. 1), а именно: а) для

эпюры поверхностных скоростей $\alpha_{\Gamma} = 1,75$; б) для эпюры на глубине 1,0 м от поверхности $\alpha_{\Gamma} = 1,46$. При этом для шести скоростных вертикалей расхода р.Неман величина $\alpha_{\text{В}}$ изменяется от 1,01 до 1,14.

Таким образом, на величину коэффициента Кориолиса влияет в основном неравномерность распределения скоростей по ширине потока. Подобные выводы содержатся в [12].

Следовательно, при "сокращенном способе" замера скоростей на вертикали (двухточечным, одноточечным) замена на данной вертикали $\int_0^H v^3 dh$ величиной $\bar{v}_{\text{В}}^3 H$ (т.е. $\alpha_{\text{В}} = 1,0$)

не должна значительно влиять на общий коэффициент Кориолиса α_{ω} и в первом приближении может быть учтена введением коэффициента $K = \frac{\alpha_{\omega}}{\alpha'_{\omega}}$, где приближенное значение α'_{ω} определено по значениям $\bar{v}_{\text{В}}^3 = \varphi_3$ (б).

Проверка данного положения на 38 расходах, измеренных на 19 различных реках БССР, показала, что для 95% случаев значение K изменяется в пределах 1,0...1,11. В среднем K равен 1,04. Поправочный коэффициент $K = 1,04$ может быть принят для упрощения метода подсчета корректива α_{ω} . Это не исключает необходимости уточнения его на более обширном материале при разнообразных условиях гидравлической структуры потока.

Вполне понятно, что интеграл (2) можно было бы решать, изменив последовательность интегрирования (суммирования),

т.е. вначале определить $\int_0^B v^3 db = R$, а затем $\int_{f(b)}^H R dh$.

Применение эпюр скоростей (и их кубов) на горизонталях показано Н.М.Щаповым [11] для одного из использованных им вариантов определения коэффициента Кориолиса. При этом автор указал, что данный вариант применен для канала прямоугольного сечения при использовании горизонтальных вертушечных рядов с одинаковым числом точек измерения скоростей. Вполне понятно, что для поперечных сечений речных потоков такой способ измерения не представляется возможным.

В заключение следует указать, что на основе предлагаемой методики нами разработаны и косвенные методы вычисления коррективов кинетической энергии для равнинных рек.

Л и т е р а т у р а

1. Караушев А.В. Речная гидравлика. Л., 1969.
2. Морозов Л.А. О коэффициенте кинетической энергии естественных водотоков. -- Гидротехническое строительство, 1964, № 7.
3. Никитина Л.С. О величинах коэффициентов Кориолиса и Буссинеска открытых безнапорных потоков. -- Вест. Моск. ун-та. География, 1973, вып. 4.
4. Железняков Г.В. Теория гидрометрии. Л., 1976.
5. Лившиц И.М., Юркшто-вич Н.А. Рационализация техники приближенного вычисления определенных интегралов по формулам численных квадратур. -- В сб.: Сб. науч. тр. Белорус. политех. ин-та, 1957, вып. 60.
6. Железняков Г.В. Гидрометрия. М., 1972.
7. Быков В.Д., Васильев А.В. Гидрометрия. Л., 1972.
8. Гириллович Н.Я. Гидрометрия. Л.-М., 1937.
9. Павловский Н. Н. Собрание сочинений. Т.1. М.-Л., 1955.
10. Федоров Н.Н. Гидрометрия рек и каналов. Методы измерения расхода воды. Обнинск, 1947.
11. Щапов Н.М. Гидрометрия гидротехнических сооружений и гидромашин. М., 1957.
12. Бочева М.М. Изследване на неравномерността на разпределението на скоростите в напречните сечения на открити речни течения. -- Водни проблеми, 1976, № 4.
13. Kolupaila S. Hidrometrija. T.2. Kaunas, 1939.
14. Štrauss V. Študia ko-řečného factora kinetickej energie a kořečného factora hybnosti prudenja v otvoreých korytách. - Vodohospodársky časopis, 1963, № 1.

УДК 551.482.215

Г.И.Залужный, А.П.Станкевич

ОСОБЕННОСТИ ВЫЧИСЛЕНИЯ ПО ИНТЕРПОЛЯЦИОННЫМ СПЛАЙНАМ ФУНКЦИИ РАСХОДА И ВЕКТОРА ПЛОЩАДЕЙ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ОТКРЫТЫХ РУСЕЛ

В случае гладких течений для численного расчета неустановившегося движения воды можно использовать систему уравнений вида [1]:

$$\left. \begin{aligned} B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q, \\ -\frac{\partial Q}{\partial t} + 2v \frac{\partial Q}{\partial x} + (c^2 - v^2) B \frac{\partial z}{\partial x} &= \phi, \end{aligned} \right\} (1)$$

где $Q(x, t)$ - объемный расход; x - продольная координата; $z(x, t)$ - ордината свободной поверхности потока; v - скорость потока; $v = Q/A(x, z)$; $A(x, z)$ -- площадь поперечного сечения потока; $B(x, h)$ - ширина поперечного сечения потока; $B = \frac{\partial A}{\partial h}$; h - глубина воды; $h = z(x, t) - z_0(x)$; $z_0(x)$ - ордината дна русла; c - скорость малых возмущений, $c = \sqrt{\frac{gA}{B}}$; g - ускорение силы тяжести; $g(x, t)$ - боковая приточность.

Для Φ , учитывающего турбулентное трение, находим

$$\Phi = \left[BS + \left(\frac{\partial A}{\partial x} \right) h \right] v^2 - \frac{gA}{k^2} Q |Q|,$$

где $S(x)$ -- уклон дна, $S = \frac{\partial z_0}{\partial x}$; k - модуль расхода.

С соответствующими начальными условиями и граничными условиями задача (1) может быть решена методом сеток. Наиболее часто при этом используется набор следующих граничных условий: а) на левой границе $Q(t), z(t)$, б) на правой границе $Q(t)$ или $z(t)$ либо $Q(h)$, которые задаются в табличном виде. В случае использования граничного условия вида $Q(h)$ для решения задачи (1) возникает необходимость определения производной вида $\left. \frac{dQ}{dz} \right|_{z=h}$. Эту процедуру удобно выполнять с помощью интерполяционных сплайнов

Другой проблемой, возникающей при решении задачи (1), является построение морфологических и гидравлических характеристик в узлах разностной сетки, не совпадающих со створами, в которых определены эти характеристики. Первая задача определяется как задача численного дифференцирования с помощью сплайнов, вторая сводится к построению интерполяционного сплайна для вычисления значений $A(x, h)$ и $K(x, h)$.

Непрерывность первой и второй производных, а также наличие разрыва с конечным скачком у третьей производной позволяет считать кубические сплайны наиболее эффективным средством в вычислительных алгоритмах для ЭВМ.

Определим интерполяционный кубический сплайн $S_3(x)$ относительно сетки $\{a = x_0 < x_1 < \dots < x_N = b\}$ для функции

$f(x)$, имеющей значения $f_k = f(x_k)$ ($k = \overline{0, N}$) в узлах сетки:

1) $S_3(x)$ является кубическим полиномом на отрезке $[x_{i-1}, x_i]$, $i = \overline{1, N}$;

$$2) S_3(x) \in C^{(2)}(a, b); \quad (2)$$

$$3) S_3(x_i) = f(x_i), \quad i = \overline{0, N}.$$

Граничные условия зададим в виде

$$S_3'''(z-0) = S_3'''(z+0), \quad z = x_1, x_{N-1}. \quad (3)$$

Сплайн (2)...(3) существует, единственен и в конечно-разностной форме может быть записан так [2]:

$$S_3(x) = m_{i-1} \frac{(x_i - x)^2 (x - x_{i-1})}{(x_i - x_{i-1})^2} - m_i \frac{(x - x_{i-1})^2 (x_i - x)}{(x_i - x_{i-1})^2} + \\ + f_{i-1} \frac{(x_i - x)^2 [2(x - x_{i-1}) + (x_i - x_{i-1})]}{(x_i - x_{i-1})^3} + \\ + f_i \frac{(x - x_{i-1})^2 [2(x_i - x) + (x_i - x_{i-1})]}{(x_i - x_{i-1})^3},$$

где

$$m_i = S_3'(x_i), \quad (i = 0, 1, \dots, N); \quad x \in [x_{i-1}, x_i], \quad (i = 1, 2, \dots, N); \quad (4) \\ f_i = f(x_i)$$

с граничными условиями

$$S_3'''(z-0) = S_3'''(z+0). \quad (5)$$

Отметим, что кусочно-линейная интерполяция менее эффективна по сравнению со сплайнами. Функция $S_3(x)$, полученная в результате линейного приближения заданной функции ломанной линией, является решением вариационной задачи с ограничениями:

$$\int_a^b \left(\frac{dU}{dx} \right)^2 dx = \min_{W_2(a,b)}, \quad U(x_k) = f_k \quad (k = 0, 1, \dots, N), \quad (6)$$

где $W_2^1(a, b)$ — пространство функций, имеющих суммируемые с квадратом первые обобщенные производные. С другой стороны, интерполяционный кубический сплайн является решением вариационной задачи вида

$$\int_a^b \left(\frac{d^2 U}{dx^2} \right)^2 dx = \min_{W_2^2(a, b)} , U(x_k) = f_k \quad (k = 0, 1, \dots, N), \quad (7)$$

где $W_2^2(a, b)$ — пространство функций, имеющих суммируемые с квадратом вторые обобщенные производные.

Таким образом, минимизируется интеграл от квадрата вторых производных среди всех остальных интерполирующих функций. Из (7) и (6) видно, что интерполяция кусочно-кубическими функциями дает более высокую точность и является гладкой, так как имеет непрерывные вторые производные.

С помощью изложенного алгоритма (4)...(5) была написана программа на фортране-4 для ЕС ЭВМ. При этом возможности интерполирующего сплайна проверялись на варианте численного дифференцирования функции $Q(h)$ и восстановления вектора площадей в заданных узлах сетки (на примере Вилейско-Минской водной системы на участке от плотины до города Вилейки). На рис. 1 показано поведение функции $Q(h)$

и её производной $\left. \frac{dQ}{dz} \right|_{z=h}$. В области возрастания функции

$Q(z)$ растет и производная $\left. \frac{dQ}{dz} \right|_{z=h}$. Однако в начальной

точке значения $\left. \frac{dQ}{dz} \right|_{z=h}$ становятся, как правило, ниже нуля, что указывает на недостаток информации в этой точке при построении сплайна. Для этого в написанной программе использовалось соотношение вида

$$Q'(x_{i-1}) = \begin{cases} \frac{Q'(x_i) + Q'(x_{i-1}))}{2}, & \text{если } |Q'(x_{i-1})| \leq |Q'(x_i)|, \\ \frac{Q'(x_{i+1}) + Q'(x_{i-1}))}{m!}, & \text{если } |Q'(x_{i-1})| > |Q'(x_i)|, \end{cases} \quad (8)$$

где $[m] = Q'(x_i) / Q'(x_{i-1})$, $[]$ — целая часть.

Рис. 1. Изменение функции $Q(h)$ и ее производной в области граничных условий на правом конце участка: 1 — функция $Q(h)$; 2 — производная $\left. \frac{dQ}{dz} \right|_{z=h}$.

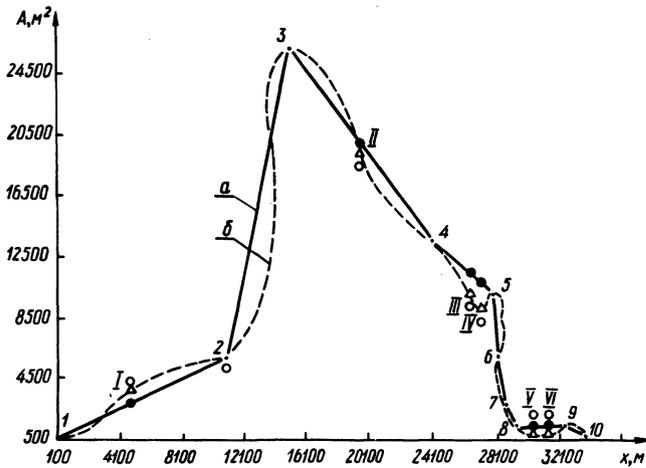
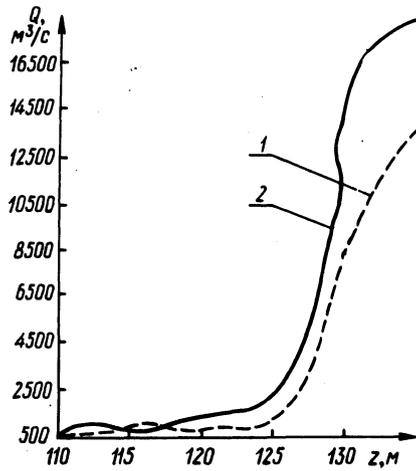


Рис. 2. Сглаживание интерполирующим сплайном вектора площади поперечного сечения русла на участке: а — линейная интерполяция; б — интерполяция кубическим сплайном; 1, ..., 10 — номера характерных створов; I, ..., VI — контрольные точки; \circ — измеренные площади в контрольных створах; \circ — значение площади, полученной в контрольных створах по линейной интерполяции; Δ — значение площади, полученной в контрольных створах с помощью сплайна.

Как показали проведенные вычисления, существенной погрешности в значении $\frac{dQ}{dz}$ соотношение (8) не вносит, однако позволяет избежать отрицательных значений в начальной точке.

На рис. 2 показана эффективность использования кубических сплайнов для восстановления вектора площадей в заданных сечениях русла по сравнению с обычной кусочно-линейной интерполяцией. На выбранном участке длиной 34150 м задавалась информация о русле в 16 характерных створах. Для расчета неустановившегося движения на участке необходимо было получить значения функций Q и z в 105 узлах. Из заданных 16 створов 10 использовались для интерполяции, остальные 6 принимались контрольными. Результаты сравнения обоих методов в контрольных створах подтверждают основные выводы работы [3].

Анализ отклонений результатов в контрольных створах показал следующее. В точках 1 и 2 отклонение кривой 2 от измеренных площадей в контрольных створах составило 50% отклонения прямой 1, в точках 3 и 4 это отклонение достигает 75% и лишь в точках 5 и 6 отклонения с заданной точностью совпадают.

Л и т е р а т у р а

1. Алалыкин Г.Б. и др. Решение одномерных задач газовой динамики в подвижных сетках. М., 1970. 2. Стечкин С.Б., Субботин Ю.Н. Сплайны в вычислительной математике. М., 1976. 3. Завьялов Ю.С. Экстремальное свойство кубических многозвенников и задача сглаживания. — В сб.: Вычислительные системы. Вып. 42. Новосибирск, 1970.

УДК 627.81(476)

П.Д. Гатилло

ВОЗМОЖНОСТИ УВЕЛИЧЕНИЯ ОТДАЧИ ВИЛЕЙСКО-МИНСКОЙ ВОДНОЙ СИСТЕМЫ ЗА СЧЕТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ВНУТРЕННИХ РЕЗЕРВОВ

Введенная в 1975 г. в строй Вилейско-Минская водная система (ВМВС) выполняет свою роль в водообеспечении г. Минска: это промышленное и хозяйственно-питьевое водоснабжение, водное благоустройство города и пригородной зоны,

улучшение качества воды в приемниках сточных вод. Ниже Минска переброшенный сток будет использоваться повторно. Строится новая система подачи из р. Свислочи воды в соседние бассейны Птичи и Случи для орошения и обводнения земель, промышленного водоснабжения, обводнения рек и озер, обеспечения рыбных хозяйств. При осуществлении надлежащих охранных мер [1] качество подаваемой воды может быть вполне пригодным для использования в перечисленных целях.

Остаток вод ВМВС может служить для компенсации потерь воды вследствие хозяйственной деятельности с тем, чтобы это не сказалось на условиях судоходства по Березине и Днепру и на минимальные расходы воды, передаваемой в УССР. Важно также, что осуществляется переброска стока с более обеспеченного северного на менее обеспеченный южный склон страны.

Перспективными проработками установлен значительный дальнейший рост потребностей в воде г. Минска. Для их удовлетворения рекомендовано повысить степень регулирования стока р. Вилии Вилейским водохранилищем, а также привлечь воды других бассейнов. Это связано со значительными затоплениями земель и крупными капиталовложениями. В соответствии с опубликованными данными о стоимости строительно-монтажных работ [2] и параметрах [3] ВМВС на $1 \text{ м}^3/\text{с}$ средней подачи воды в г. Минск в расчетном маловодном году приходится примерно 6,2 млн.руб капиталовложений и только по головному водохранилищу 6,4 км² затоплений. Поэтому целесообразно сперва использовать внутренние резервы ВМВС. К ним можно отнести: 1) учет емкости берегового регулирования водохранилищ; 2) снижение попусков в нижний бьеф Вилейского водохранилища и направление этой воды в сторону Минска.

Если ориентироваться на опыт Цимлянского водохранилища [4], подземная емкость которого установлена в размере 18% полезной емкости, то для Вилейского водохранилища эта емкость составила бы $0,18 \cdot 235 \cdot 10^6 \text{ м}^3 \approx 42 \cdot 10^6 \text{ м}^3$.

К определению емкости берегового регулирования Вилейского водохранилища можно подойти также другим способом. Долина р. Вилии сложена песками, супесями, суглинками [5]. Если предположить одинаковый удельный вес этих грунтов в зоне влияния водохранилища и по аналогии с результатами экспериментальных определений водно-физических свойств таких грунтов [6] считать, что водоотдача составляет соответственно 19, 16 и 6% их объема, то в среднем она может быть принята в размере 14%. На величину подземной регулирующей емкости влияет также скорость распространения подпора воды. В районе

влияния водохранилища Новосибирской ГЭС [7] при сработке 5 м подтопление распространяется обычно на 2,5 км, а в отдельных местах до 4...6 км. Скорость продвижения подпора достигает 20...30 м/сут, что объясняется наличием прослоев из грубозернистых материалов. Вилейское водохранилище на высоких уровнях будет стоять ежегодно примерно 120...135 суток. Учитывая значения коэффициентов фильтрации грунтов [5] (для песков 0,9...50 м/сут; супесей— 0,01...0,9; суглинков — 0,003...0,18 м/сут), примем, что в среднем скорость распространения подпора равна 7,5 м/сут, а его глубина 1 км. При длине фронта распространения подпора 80 км, глубине сработки 6 м объем подземной регулирующей емкости составит $0,5 \cdot 6 \cdot 1000 \cdot 80000 \cdot 0,14 \approx 34 \cdot 10^6 \text{ м}^3$.

Полученное значение полезной подземной емкости может рассматриваться как дополнительное к полезной емкости водохранилища (235 млн. м^3 , в том числе $25 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ для многолетнего регулирования. Исходя из меньшего значения ($34 \times 10^6 \text{ м}^3$) можно установить, что учет такого приращения регулирующей емкости Вилейского водохранилища позволил бы повысить гарантированную отдачу на 22 млн. м^3 воды в год или на 0,7 $\text{м}^3/\text{с}$ среднегодовой отдачи в маловодный год расчетной обеспеченности. Для определения отдачи использована характеристика длительного регулирования стока реки Неман у г.Гродно [8].

Для уточнения рассмотренного эффекта необходимо: 1) провести натурные наблюдения за изменением уровней грунтовых вод в зоне влияния Вилейского водохранилища, а также за приходными и расходными статьями его водного баланса за период сработки и наполнения; 2) составить водные балансы водохранилища и на их основе установить подземную составляющую регулирующей емкости; 3) провести расчеты многолетнего регулирования стока реки Вилии по данным для расчетного маловодного периода из нескольких лет и уточнить отдачу.

Более значителен второй резерв. Известно, что при экспертизе технико-экономического обоснования ВМВС рекомендовано повысить в меженные месяцы маловодных лет минимальные расходы воды р.Вилии в створе г.Вильнюса до значений, соответствующих минимальным естественным расходам 85—90%-ной обеспеченности. В соответствии с этим в проектом задании принято, что в маловодные годы с расчетной обеспеченностью 95% в створе Вильнюса обеспечиваются расходы не

ниже $51,5 \text{ м}^3/\text{с}$ в течение марта-октября и не ниже $45 \text{ м}^3/\text{с}$ в течение ноября-февраля [3].

К моменту разработки проектного задания величина минимальных природоохранных расходов воды в реках не нормировалась. Не предъявлялись также требования в воде для хозяйственных нужд в нижнем бьефе и ниже по течению р. Вилии. Поэтому попуски в нижний бьеф Вилейского водохранилища определены заданными расходами реки в створе Вильнюса и боковой приточностью р. Вилии на участке от водохранилища до г. Вильнюса. В зимний период, для поддержания в условиях ледостава пропускной способности русла р. Вилии в течение всех четырех зимних месяцев подавался постоянный попуск, хотя по условиям водности р. Вилии у г. Вильнюса он в первую половину зимы не требовался в таком размере.

Весной для г. Вильнюса попуск не требуется. Проектным заданием определен попуск в очень небольшом размере для г. Вилейки. Всего в расчетный маловодный год в нижний бьеф направляется $208,3 \text{ млн. м}^3$ воды, что составляет 34% ее ресурсов в этом году.

Целесообразно попуски из Вилейского водохранилища в нижний бьеф снизить, направив сэкономленную воду в г. Минск, а недостающие расходы воды подать в р. Вилию из какой-либо другой емкости, расположенной на территории БССР и пригодной для осуществления компенсирующего регулирования стока р. Вилии. В этой связи привлекает внимание озеро Свирь (рис.1), расположенное в водосборе р. Страчи. Осуществление данного предложения позволит: 1) снизить попуски из Вилейского водохранилища до значений, приемлемых по условиям поддержания в р. Вилии минимально допустимых расходов для охраны природы; 2) создать на базе озера Свирь емкость для компенсирующего регулирования стока р. Вилии и за счет этого обеспечить требования к расходам воды в р. Вилии на выходе из БССР и у г. Вильнюса.

В основу водохозяйственных расчетов в проектом задании ВМВС были приняты расчетные параметры годового, минимального и максимального стоков, полученные на основе обработки данных наблюдений за период до 1962 г., а также гидрографы маловодного года 95%-ной обеспеченности р. Вилии в створах г. Вилейки, створа Вилейского водохранилища и г. Вильнюс (Зеленый мост). Внутригодовое распределение принято средним для четырех маловодных водохозяйственных лет с наиболее неблагоприятным распределением стока - многоводной

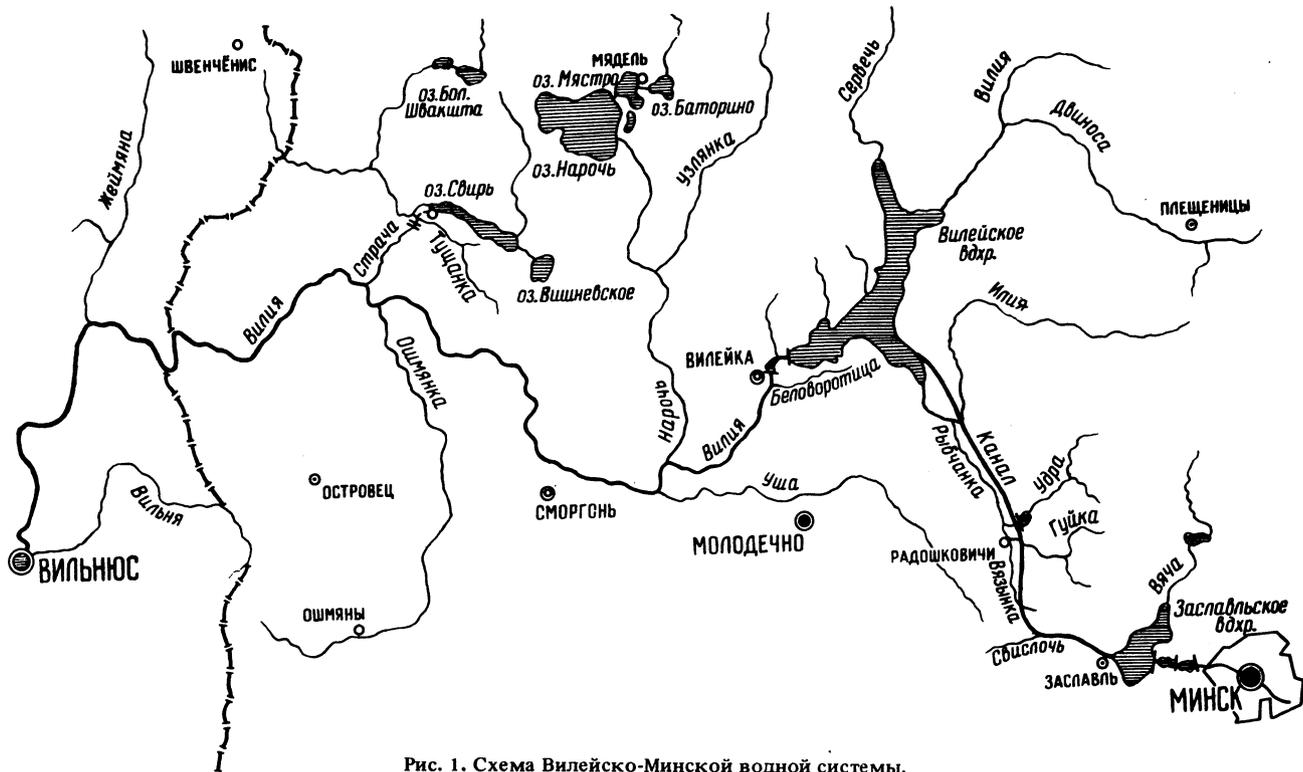


Рис. 1. Схема Вилейско-Минской водной системы.

Т а б л и ц а 1. Бытовой годовой и минимальный стоки

Река и створ Характеристика	Вилия				Страча – ниже впадения р. Тушанки	Страчанка – выход из озера Свирь
	Вилейское водохрани- лище	г.Вилейка	Граница БССР– Лит. ССР	г.Вильнюс		
Площадь водосбора $F, \text{км}^2$	4120	4190	11050	15200	1108	426
Норма годового стока $\bar{Q}_T, \text{м}^3/\text{с}$	30,8	31,4	80,4	115	8,42	3,30
Средний расход расчетного маловодного года $Q_{T,95}, \text{м}^3/\text{с}$	19,4	19,8	57,6	85,1	6,60	2,53
Минимальный месячный за летне-осенний и зимний периоды, $\text{м}^3/\text{с}$:						
$Q_{\text{М.М.Л-о. 85}}$	8,72	8,87	35,1	51,5	4,26	1,58
$Q_{\text{М.М.Л-о. 90}}$	7,95	8,08	33,8	49,6	4,07	1,56
$Q_{\text{М.М.Л-о. 95}}$	6,9	7,00	32,0	47,7	3,81	1,41
$0,75Q_{\text{М.М.Л-о. 95}}$	5,17	5,25	24,0	35,8	2,86	1,10
$Q_{\text{М.М.З. 85}}$	9,18	9,32	32,1	48,4	3,68	1,41
$Q_{\text{М.М.З. 90}}$	7,85	7,98	30,2	45,0	3,55	1,37
$Q_{\text{М.М.З. 95}}$	6,15	6,25	27,3	40,0	3,39	1,30
$0,75Q_{\text{М.М.З. 95}}$	4,6	4,68	20,5	30,0	2,54	0,98

весной и маловодной меженью (1937/38, 1941/42, 1951/52, 1953/54).

В данной работе для сохранения непосредственной связи с проектным заданием анализ резервов ВМВС производится на основе этих же гидрологических материалов, хотя при последующих проработках необходимо учитывать данные всех имеющихся наблюдений. Характеристики годового, минимального стоков и расчетное внутригодовое распределение стока в его бытовом состоянии приведены в табл. 1 и 2. Кроме упомянутых створов, нами по аналогии определены характеристики для некоторых других створов р. Вилии и ее притоков первого и второго порядков.

Снижение попусков в нижний бьеф Вилейского водохранилища может производиться до значений, допустимых по условиям охраны природы. В настоящее время в речном русле должен сохраняться расход не ниже 70...80% минимального месячного 95%-й обеспеченности. Для сохранения условий отдыха населения на р. Вилии у г. Вилейки построена низконапорная плотина. Поэтому проверку допустимости попусков воды можно производить по величине расходов ниже г. Вилейки после впадения р. Беловоротницы, т.е. можно считать, что все фильтрационные воды из водохранилища окажутся в русле р. Вилии. Площадь ее водосбора здесь равна 4200 км².

Как видно из табл. 1, в этом створе по условиям охраны природы должен проходить расход порядка 5,0 м³/с. Такими же можно принять и попуски из водохранилища, включая сюда и потери на фильтрацию. Последние в соответствии с разработками на стадии проектирования, во-первых, не уходят за пределы водосбора р. Вилии, а, во-вторых, при отметке НПУ достигают 1,26 м³/с. Лишь в весенний период целесообразно назначить меньшие попуски (3...4 м³/с) с тем, чтобы с учетом повышенной боковой приточности расход воды в р. Вилии достигал минимально допустимых значений ниже г. Вилейки. С учетом этих соображений в табл. 3 приведены наши предложения о корректировке попусков из Вилейского водохранилища. Это позволит снизить объем попусков на 61,2 млн.м³ в год расчетной обеспеченности по сравнению с вариантом, принятым в проектном задании. Предложение о включении в объем попусков потерь на фильтрацию снизит сброс в нижний бьеф еще примерно на 18 млн. м³/год. Все это позволит увеличить подачу в сторону Минска на 80 млн.м³/год ($\approx 2,5$ м³/с).

В табл. 3 приведены результаты подсчета необходимой регулирующей емкости, а также режима ее наполнения и работ-

Т а б л и ц а 2. Распределение бытового стока в маловодном году 95%-ой обеспеченности, м³/с

Река-створ	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	Год
Виляя-Вилейское водохранилище	35,4	79,6	30,0	12,3	9,54	9,54	10,5	8,85	10,0	10,5	8,15	8,38	19,4
Виляя—г. Вильнюс	132	291	128	66,4	51,4	49,0	55,1	50,0	52,1	53,1	47,0	47,0	85,1
Виляя-участок водохрани- лище—граница БССР — Лит. ССР	56,1	123,0	57,0	31,5	24,4	23,0	26,0	24,0	24,5	24,8	22,6	22,5	38,3
Виляя-участок граница — г. Вильнюс	40,5	88,4	41,0	22,6	17,5	16,5	18,6	17,2	17,6	17,8	16,2	16,1	27,5
Страча—ниже впадения р.Тушачанки	9,66	21,1	9,8	5,41	4,15	3,95	4,46	4,12	4,21	4,26	3,88	3,86	6,58
Страчанка—выход из озера Свирь	3,68	8,03	3,74	2,06	1,58	1,50	1,69	1,57	1,61	1,62	1,49	1,47	2,53

ки. Это сделано в предположении, что такой емкостью будет озеро Свирь. В расчетный год оно в основном заполнится за счет задержания собственного стока (46 млн.м³) и частично за счет машинной подачи из р. Страчи (25,8 млн.м³). Попуск из оз. Свирь будет производиться для компенсации снижения расходов в р. Вилии, а также для сброса транзитного стока.

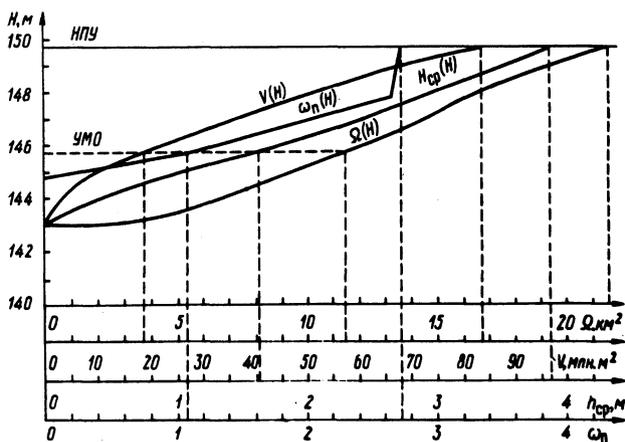


Рис. 2. Морфометрические характеристики озера Свирь.

Как видно, необходимая регулирующая емкость в оз. Свирь должна составлять 71,8 млн.м³. Превышение необходимой емкости регулирования над объемом сэкономленной воды вызывается повышением (по сравнению с проектным заданием) пусков из Вилейского водохранилища в весенний период.

Графики связей площадей зеркала воды Ω , объемов чаши V , средних глубин h_{cp} , соотношений площадей глубоководной и мелководной частей акватории ω_n с уровнем воды оз. Свирь приведены на рис. 2. При этом приращения объемов чаши ΔV (млн.м³) вычислялись по выражению

$$\Delta V_i = \frac{\Omega_{i-1} + \sqrt{\Omega_{i-1} \Omega_i} + \Omega_i}{3} \Delta H_i,$$

где Ω_{i-1}, Ω_i - площади чаши озера, ограниченные изобатами с более значительной и менее значительной глубинами, км²; ΔH - сечение изобат, м (изобаты проведены через 2 м). Суммарные объемы определялись по выражению $V_n = \sum_0^n \Delta V_i$. Показатель глубоководности

$$\omega_n = \frac{\Omega_{ih>2}}{\Omega_{ih<2}},$$

где $\Omega_{ih>2}$ - площадь акватории с глубинами более 2 м;

$\Omega_{ih<2}$ - то же с глубинами менее 2 м.

Анализ характеристик показал целесообразность назначить глубину сработки до 4 м. При заполненном озере площадь зеркала воды составляет 21,7 км², наибольшая и средняя глубины соответственно 6,9 и 3,9 м, полный объем воды в чаше $V_{п.ч.} = 83,9$ млн. м³, $\omega = 2,74$. При сработке озера на 4 м площадь зеркала воды составит 11,6 км², наибольшая и средняя глубина воды - 2,9 и 1,65 м, объем воды в чаше $V_{п.ч.} = 19,1$ млн. м³, показатель глубоководности $\omega \approx 1,1$. Такие показатели мертвого объема озера при соответствующей подготовке его ложа будут удовлетворять требованиям озерного рыбоводства.

Объем чаши в пределах между уровнями заполненного и сработанного озера составляет $V_{п.л.з.ч} = 64,8$ млн.м³, что меньше необходимой регулирующей емкости. Однако, если учесть, что в данном районе грунты песчаные и супесчаные, то можно принять расчетные значения распространения подпора и водоотдачи соответственно равными 1,5 км и 17,5%. При периметре озера примерно 30 км величина расчетной подземной регулирующей емкости составит $V_{подз} = 0,5 \times 4 \times 1500 \times 30000 \times 0,175 \approx 15,7 \times 10^6$ м³.

Таким образом, общая величина регулирующей емкости ($V_{плз} = 64,8 + 15,7 \approx 80$ млн.м³) даже превышает необходимую, что позволит с избытком компенсировать потери воды на льдообразование (потери на фильтрацию и испарение не учитываются, так как их влияние находит отражение в величине стока рек Страчанки, Тушанки и Страчи). При этом следует иметь в виду, что полная сработка полезного объема и его заполнение будет происходить 1 раз в 20 лет. В 2 любых более многолетних года потребуются меньшая сработка, а в остальные 17 лет (из 20) в ней не будет необходимости (в более многолетние годы сработка оз.Свирь может понадобиться лишь при возникновении целесообразности негарантированной переброски ВМВС стока на южный склон).

Схема создания Свирского компенсатора предопределяется возможностью заполнения регулирующей емкости весной маловодного года за счет бытового стока с водосбора, контролируемого озером, и части стока р. Страчи на участке впадения

Т а б л и ц а 3. Распределение зарегулированного стока в маловодном году 95%-й обеспеченности, м³/с

Характеристики	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	Год		
													м ³ /с	млн.м ³	
По проектному заданию	Попуск в нижний бьеф Вилейского водохранилища	3,0	3,0	3,0	3,0	9,9	12,0	6,9	10,3	7,0	7,0	7,0	7,0	6,61	208,3
	Сток р.Вилии в створе г.Вильнюса	99,6	214,4	101	57,1	51,5	51,5	51,5	51,5	49,1	49,5	45,8	45,6	72,3	2281,2
По предложению автора	Попуск в нижний бьеф Вилейского водохранилища	4,0	3,0	4,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	4,66	147,1
	Снижение попуска (против проектного)	-1,0	0	-1,0	-2,0	4,9	7,0	1,9	5,3	2,0	2,0	2,0	2,0	1,94	61,2
	Подача в озеро Свирь (включая собствен. сток озера - в знаменателе)	<u>6,92</u>	<u>11,3</u>	<u>6,98</u>	<u>2,06</u>	-	-	-	-	-	-	-	-	<u>2,28</u>	<u>71,8</u>
		3,68	8,03	3,74	2,06									1,46	46,0
	Попуск из озера Свирь (включая собственный сток озера - в знаменателе)	-	-	-	-	<u>6,48</u>	<u>8,5</u>	<u>3,59</u>	<u>6,87</u>	<u>3,61</u>	<u>3,62</u>	<u>3,49</u>	<u>3,47</u>	<u>3,32</u>	<u>104,6</u>
						1,58	1,5	1,69	1,57	1,61	1,62	1,49	1,47	1,04	32,9
Сток р.Страчи в створе ниже впадения р.Тушанки	2,74	9,83	2,82	3,35	9,05	10,95	6,36	9,44	6,21	6,26	5,88	5,86	6,57	207,2	
Сток р.Вилии в створе г.Вильнюса	93,7	203,1	95,0	57,0	51,5	51,5	51,5	51,5	49,1	49,5	45,8	45,6	70,4	2220	

р. Страчанки (Свирицы) и р. Тушанки (табл. 3). Этот участок р. Страчи отстоит от озера на 3...3,5 км, перепад уровней воды составляет 19,0 м [9]. Поэтому целесообразно на р. Страче ниже впадения р. Тушанки построить подпорную плотину с небольшим напором. От р. Страчи выше плотины следует проложить подводящий канал к насосной станции, с помощью которой преодолевается указанный перепад.

Приняв один рабочий и один резервный агрегаты с осевыми насосами производительностью по 3,25 м³/с каждый и предусмотрев их использование в турбинном режиме [10,11] можно поддерживать круглогодичную работу станции и использовать перекачанный и бытовой сток оз. Свирь для производства электроэнергии. С насосной станцией совмещается водоспуск для осуществления попусков из озера в канал, а по нему в р. Страчу (в тех случаях, когда величины плановых попусков превышают пропускную способность гидроагрегатов или когда по каким-либо причинам агрегаты не могут работать).

При снижении уровней озера Свирь ниже бытовых прекратится поступление воды в р. Страчанку, которая будет питаться только за счет боковой приточности. Длина р. Страчанки, отводящей ныне сток оз. Свирь в р. Страчу, небольшая (6,5 км). В периоды переполнения озера излишки воды пойдут по бытовому руслу р. Страчанки.

Надо полагать, что создание водоподъемной низконапорной плотины на р. Страче, канала длиной 3,5 км и пропускной способностью 8,5 м³/с, насосной станции с геометрическим напором 19 м и с двумя обратимыми агрегатами общей производительностью 6,5 м³/с потребует относительно небольших удельных капитальных затрат (порядка 1,3 млн.руб./м³/с; их следует относить на расход прироста переброски 1,94 м³/с воды в г. Минск).

Следует остановиться на вопросе водных ресурсов для других целей. В связи с развитием производительных сил в бассейне Вилии будут расти потребности в воде. Потребности в подземных водах питьевого качества будут относительно небольшими. Их получение не войдет в противоречие с рассматриваемым отъемом вод ВМВС и их резервированием для Свироского компенсатора.

Потребности в речных водах для технического водоснабжения и гидромелиоративных целей в зоне питания Вилейского водохранилища могут быть удовлетворены за счет более глубокого многолетнего регулирования стока, в том числе и путем отбора вод из подземных источников. Развитие этих потребнос-

тей происходит медленно, и в более отдаленном будущем при привлечении для г. Минска ресурсов из других бассейнов может быть произведено перераспределение местных ресурсов среди заинтересованных водопотребителей.

В остальной части бассейна реки Вилии потребности в речной воде могут быть удовлетворены за счет сезонного, а в дальнейшем, если потребуется, и многолетнего регулирования стока. Так, в маловодном году 95%-ной обеспеченности в этой части бассейна в пределах БССР к резервным ресурсам можно отнести 457 млн.м³ воды. Это определено исходя из того, что во все месяцы за пределы республики должны подаваться расходы не ниже 24 м³/с в теплый и не ниже 20,5 м³/с в зимний периоды. В теплые месяцы разность между 51,5 м³/с и соответствующим естественным расходом р. Вилии, формирующимся в пределах Литовской ССР, составляет более 24 м³/с. Эта разность должна покрываться за счет ресурсов, формирующихся на территории БССР, а уже остатки последних считаются резервом. Если указанная разность меньше 24 м³/с, то весь сток, формирующийся в БССР за вычетом минимально допустимого относится к резервам. То же относится к разности между 45 м³/с и естественным зимним стоком в сопоставлении с 20,5 м³/с.

Что касается бассейна р. Страчи и оз. Свирь, то в рассматриваемом створе в маловодном году 95%-ной обеспеченности в резерве осталось лишь 18 млн.м³ воды (в апреле), а также излишки стока в более многоводные годы. Может быть подана также вода из р. Вилии. Регулирующая емкость в оз. Свирь при необходимости увеличится примерно на 10 млн.м³ за счет углубления дна озера в северо-западной его части, а также в очень больших размерах (до 100 млн.м³) за счет обвалования и повышения НПУ выше бытового уровня озера.

Таким образом, есть все основания использовать выявленные внутренние резервы для повышения примерно на 25% подачи ВМВС в сторону г. Минска (3,2 м³/с или более 100 млн.м³ в маловодный год расчетной обеспеченности). При этом степень использования производительности насосных станций ВМВС возрастет с 0,56 до 0,71. Будут сэкономлены значительные капиталовложения, не потребуются новые затопления земель, появится возможность покрытия растущих потребностей в воде г. Минска на период, пока будут вестись разработки вариантов, проектирование и строительство сооружений по схеме дальнейшего радикального развития водообеспечения города.

В настоящее время необходимо провести расчеты водного баланса Вилейского водохранилища, а также разработать проект, определить и проанализировать технико-экономические показатели и построить Свирский компенсатор. Необходимо начать стоковые наблюдения на р. Страче ниже впадения р. Тушанки.

Л и т е р а т у р а

1. Гатилло П.Д., Правошинский Н.А., Гречухина Т.Д. Прогноз качества воды Свислочь-Случской водной системы. - В сб.: Проблемы охраны природных и использование сточных вод. Минск, 1974.
2. Худавец А. Породнилась Свислочь с Вилией. - Вечерний Минск, 1976, 16 янв.
3. Гольдберг П.М., Плужников В.Н. Вилейско-Минская водная система. - Гидротехническое строительство, 1976, № 12.
4. Бахтиаров В.А. Водное хозяйство и водохозяйственные расчеты. Л., 1961.
5. Фадеева М.В. Прогноз режима грунтовых вод в районе Вилейско-Минской водной системы. - В сб.: Режим, баланс и регионалика подземных вод. Минск, 1969.
6. Роговой П.П. Водный режим почво-грунтов на территории Белоруссии. Минск, 1972.
7. Бейром С.Г., Вострякова Н.В., Широков В.М. Изменение природных условий в Средней Оби после создания Новосибирской ГЭС. Новосибирск, 1973.
8. Гатилло П.Д., Попруга В.И., Самойленко Г.П., Филиппович И.М. Эмпирические характеристики емкостей длительного регулирования стока рек с длительными наблюдениями (на территории БССР и сопредельных районов). - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1963.
9. Мурашко М.Г., Гатилло П.Д., Великевич П.А., Войтеховская Э.А. Водоэнергетический кадастр Белорусской ССР. Том. 1.1. Альбом кадастровых графиков. Минск, 1962.
10. Аршеневский Н.Н. Обратимые гидромашины гидроаккумулирующих электростанций. М., 1977.
11. Румянцев А.М. Работа насосов в качестве турбин. - Гидротехническое строительство, 1946, № 9.

УДК 626.001.24

П.И.Закржевский, Н.Г.Холодок

ОСУШИТЕЛЬНО-УВЛАЖНИТЕЛЬНАЯ СИСТЕМА С ГРУНТОВЫМ ВОДОХРАНИЛИЩЕМ

Внутригодовое распределение осадков и водопотребление сельскохозяйственных культур в гумидной зоне в засушливые и

даже в средние по водности годы обуславливают формирование дефицита влаги в корнеобитаемом слое в период вегетации. Этому подвержены как старопахотные, так и вновь осушаемые земли. Наиболее часто дефицит почвенной влаги ощущают сельскохозяйственные культуры на легких почвах и на осушаемых мелкозалежных торфяниках, подстилаемых песками [1, 5, 6]. Применение дождевания или подпочвенного увлажнения осушенных земель при наличии гарантированного источника воды позволяет устранить дефицит и создать благоприятный водный режим для сельскохозяйственных культур.

Обычно для увлажнения мелиорированных территорий используют поверхностный сток, накопленный в прудах и речных водохранилищах, или бытовой сток рек. Однако часто на осушаемых массивах нет условий для строительства водохранилищ, поэтому в последнее время для регулирования почвенной влаги в засушливые годы все более широко применяют грунтовые воды.

Разработки по созданию осушительных и осушительно-оросительных систем на базе вертикального дренажа проводятся в БелНИИМВХ. Вертикальный дренаж применим только в определенных условиях, в частности при отсутствии близко залегающих водоупоров. При мелиорации во многих случаях имеет место сравнительно небольшая мощность первого водоносного горизонта (порядка 5...15 м). Определенные ограничения для применения вертикального дренажа будут возникать в связи с охраной качества водоносных горизонтов питьевой воды.

Избежать указанных недостатков и ограничений можно, если в качестве источника воды для орошения и увлажнения мелиорированной территории использовать воды первого водоносного горизонта, применяя для этого горизонтальный дренаж, заложенный ниже открытой проводящей сети на достаточную глубину. Горизонтальные дрены, подведенные к водозаборному узлу, обладая значительной водозахватной способностью, обеспечивают требуемый дебит для работы широкозахватной техники. При заборе грунтовой воды в вегетационный период для орошения на дренированной территории формируется локальная депрессия. Заполнение ее будет происходить за счет инфильтрации осадков и воды, не использованной растениями во время орошения, талых вод в период снеготаяния, боковой приточности грунтовых вод и подпитывания из нижележащих водоносных горизонтов.

Анализ работы водозабора грунтовых вод в режиме непрерывной работы и циклами [3] показал, что в условиях периодического забора воды из водоносного горизонта формируется

регулирующая емкость в грунтовой толще. Следует отметить, что регулирующая емкость для грунтового притока в малой степени зависит от сезонных колебаний уровней грунтовых вод. При непрерывном заборе грунтовых вод постоянным дебитом воронка депрессии испытывает сезонные колебания в вертикальной плоскости, несколько изменяются и плановые очертания. Регулирующая емкость при заборе воды постоянным дебитом формируется за счет изменения емкости депрессии в разные сезоны. Согласно выполненным расчетам последние могут составлять 2...4% общей емкости депрессии. Динамика запасов, обусловленная естественным (сезонным) ходом уровней, не относится к регулирующей емкости. При периодической работе водозабора сформированная депрессия также испытывает смещения в соответствии с сезонным ходом уровней грунтовых вод. Однако после прекращения цикла забора воды образовавшаяся депрессия может полностью идти на аккумуляцию грунтового притока.

Мелиоративная система, в которой грунтовая вода используется для регулирования влажности корнеобитаемого слоя, работает в режиме забора воды в период вегетации. В последующий период года идет заполнение образовавшейся емкости. Следовательно, для системы характерна периодичность и, как следствие этого, способность регулировать грунтовой сток. Цикл регулирования инфильтрующихся осадков может охватывать не только годовой период, но и многолетие и определяется гидрогеологическими условиями месторасположения грунтового водохранилища, конструкцией, климатическими условиями и требуемой обеспеченностью гарантированного регулирования почвенной влаги корнеобитаемого слоя [2].

Сезонная и многолетняя составляющие призмы сработки грунтовых вод устанавливаются водохозяйственным расчетом. При выполнении последних предпочтительно использовать комплексный показатель водного питания системы. В условиях атмосферного питания комплексный показатель представляет собой (О-И) "осадки минус испарение" за расчетные сезоны или год. При питании системы за счет боковой приточности W_6 и вертикального водообмена W_B целесообразно учитывать их величины. Тогда комплексный показатель будет иметь вид $O + \frac{W_6}{f} + \frac{W_B}{f} - I$, где f - площадь системы.

По ежегодным величинам комплексного показателя питания системы $(O + \frac{W_6}{f} + \frac{W_B}{f} - И)$ строится кривая распределения

за многолетие и выполняется водохозяйственный расчет [2] для определения призмы сработки. Учитывая условия приточности к каптажным дренам на расчетный момент времени t , устанавливают общую глубину закладки дрен от дневной поверхности.

Мелиоративная система с грунтовым водохранилищем конструктивно может быть реализована как осушительно-оросительная и осушительно-увлажнительная.

Осушительно-оросительная система должна иметь дренажную систему, соединенную коллекторами с водозаборным узлом, насосную установку типа СНП и дождевальную установку с напорным трубопроводом. С целью самотечного осушения в периоды многоводья коллекторы оборудуются сбросными колодцами и закрытыми водоводами к проводящей сети открытых каналов-водоприемников.

Осушительно-увлажнительная система отличается тем, что она разделяется на автономные участки-секции. С каждого участка можно производить забор воды автономно (лучше одной и той же насосной установкой) и заканчивать ее в дренажную систему смежного или другого участка. Когда напор, создаваемый насосом, не позволяет непосредственно подавать воду в дренажную систему, следует предусматривать компенсатор давления, используя для этой цели серийные котлы-воздухосборники емкостью 5,0...8,0 м³. Применение указанного типа воздухосборника в качестве компенсатора давления позволяет улучшить качество воды, используемой для увлажнения, путем подачи воздуха в воздухосборник компрессорной установкой. После предварительной аэрации воды можно осуществлять интенсивную ее подачу для увлажнения с допущением кратковременного затопления корневой системы подаваемой водой. Интенсификация увлажнения достигается подачей воды в дренажи под давлением 100...150 МПа. Подняв уровни воды на увлажняемом участке, производят переключение насоса на забор воды из этого участка и подачу ее на другой. Активная подача и отбор воды при помощи насосной установки из горизонтальных дрен обеспечивает высокую степень управления водным режимом мелиорируемой территории.

В целях производственной апробации основных положений Белгипроводхозом запроектирована мелиоративная система указанного типа на объекте "Калиновка" Любанского района (рис.

1) [4]. Мелиоративная система состоит из пяти пар дренажных коллекторов длиной по 400 м, которые создают систему двух автономных участков. Коллекторы заложены через 100 м из керамических дренажных трубок (3) с возрастающим диаметром к центру (от 15 до 25 см). В средней части система закольцована. С целью уменьшения сопротивления движению воды предусмотрен четырехсторонний подвод воды к оголовку всасывающей линии насоса, который расположен в центральном колодце на мелиоративной системе (К-1). В качестве насосной установки предусмотрено использовать передвижную насосную станцию СНП-75/100, которая подает воду в напорный трубопровод (1). Автономность работы выделяемых зон мелиоративной системы достигается устройством еще двух колодцев (К-2) и (К-3) с размещением в них отсекающих задвижек. Размещение сооружений и дренажных линий показано на рис. 1, а.

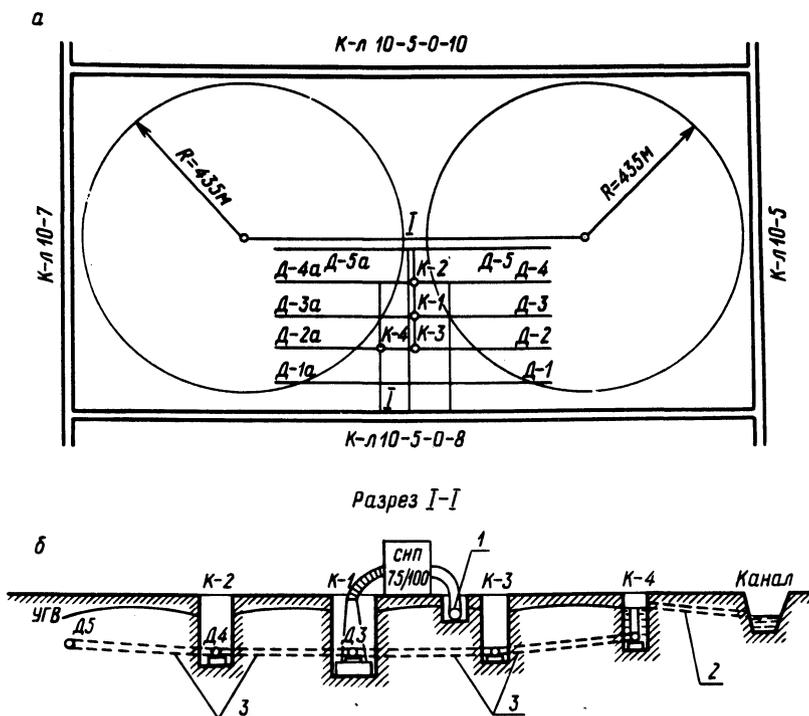


Рис. 1.

Самотечное осушение территории обеспечено тем, что на закольцованном коллекторе предусмотрены колодцы (К-4) и

(К-5), в которых к коллекторам присоединены патрубки. Верхний срез патрубков установлен соответственно норме осушения для весеннего периода. При подъеме уровней грунтовых вод выше этой нормы вода перельется из коллектора в колодец, а из последнего по закрытому водоводу (2) в проводящий канал (рис. 1, б).

Глубина закладки дрен системы, составляющая 3,0...3,5 м в зависимости от рельефа местности, определена призмой сработки, которая вмещает нужный объем воды для орошения. Дрены заложены с уклоном 0,0005 в сторону водосборного колодца (К-1). С целью обеспечения уклона и устойчивости дренажных линий в период работы с вакуумированием дренаж предусмотрено уложить на стеллажах.

Требуемая водозахватная способность достигается устройством трехслойной обертки из стеклохолста ВВ-Т и песчано-гравийной подготовкой и обсыпкой. Чтобы не было прямого прорыва воздуха в процессе вакуумирования от насоса, над гравийной обсыпкой устраивается полиэтиленовый экран.

Для изучения процесса забора воды, режима давления и режима приточности по длине дренажных линий предусмотрена установка специальной конструкции пьезометров в дренах по территории системы и расходомеры.

В процессе строительства запроектированной системы будут испытаны и уточнены исходные положения водохозяйственных, гидравлических и гидромеханических способов расчета предложенной конструкции осушительно-увлажнительной системы с грунтовым водохранилищем.

Л и т е р а т у р а

1. Голченко М.Г. Водообеспеченность и орошение земель в Белоруссии. Минск, 1976. 2. Закржевский П.И. Грунтовое водохранилище и теоретические предпосылки для водохозяйственного расчета. - В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Т.22. Минск, 1974. 3. Закржевский П.И. Оценка регулирующей способности водозаборов грунтового стока, устраиваемых на мелиоративных системах. - В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Т. 23. Минск, 1975. 4. Закржевский П.И. Мелиоративная система. Авт. свид. 589330. - Бюл. изобр., 1978, № 3. 5. Михальцевич А.И. Дождевание на торфяных почвах Полесья. - В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Т. 23. Минск, 1975. 6. Шебеко В.Ф. Испарение с болот и баланс почвенной влаги. Минск, 1965.

СОДЕРЖАНИЕ

- Леонович И.И., Вырко Н.П., Лейтес В.С. К вопросу об очертании линии скольжения в идеально-связном откосе . . . 3
- Михневич Э.И. Расчет местной устрйчивости откосов осушительных каналов 8
- Банников Н.Д., Соболевский Ю.А., Харитоненко П.И. К вопросу о затухании избыточных напоров при консолидации анизотропных по водопроницаемости оснований 18
- Левкевич Е.М., Сапожников Г.П. Исследование устойчивости сквозных покрытий откосов, подверженных действию волн 24
- Сапожников Г.П. О влиянии проницаемости покрытий откосов на высоту наката волн 28
- Усенко В.С., Калинин М.Ю. Исследование и учет сезонных изменений взаимосвязи поверхностных и подземных вод при прогнозе режима работы берегового водозабора 31
- Круглов Г.Г. Фильтрационный расчет придамбовой дрены при образовании над ней участка нависания 41
- Минаев И.В. Расчет оптимальных расстояний между дренами 47
- Чабан М.О., Эльяшевич З.Г. Исследование влияния неоднородностей пласта на расход потока подземных вод методом электромоделирования 55
- Горезко Т.П. О некоторых особенностях движения воды в вакуумированной дрене в тяжелых грунтах 61
- Сельченко В.П., Лютко Г.И., Деревянко В.А. Шульга В.Н. Система автоматического измерения уровня грунтовых вод 68
- Старинский В.П. Методика определения оптимальных диаметров труб сборных водоводов групповых водозаборов подземных вод 76
- Лазарчик И.К. Выбор оптимальной схемы тупиковой водопроводной сети многосекционного жилого дома 86

Елисеев А.Е., Левитин Р.С., Травницкая И.В. Кон- вективно-кондуктивная задача на сопряжение для жидкостей , текущих в круглых перфорированных трубах	90
Закржевский П.И. Испарение с поверхности снега	94
Кулешова Л.В. Типизация внутригодового распределения стока по показателю его внутригодовой выравненности . . .	101
Филиппович И.М. Изменчивость гидрохимических характе- ристик рек по сезонам года	107
Лившиц И.М., Вильнер Я.М., Бонч-Осмоловская Н.Е. Методы определения корректива кинетической энергии по дан- ным речной гидрометрии	111
Залужный Г.И., Станкевич А.П. Особенности вычисления по интерполяционным сплайнам функции расхода и вектора пло- щадей поперечного сечения открытых русел	123
Гатилло П.Д. Возможности увеличения отдачи Вилейско- Минской водной системы за счет использования внутренних ре- зервов	128
Закржевский П.И., Холодок Н.Г.осушительно-увлажни- тельная система с грунтовым водохранилищем	141

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО
И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО
Выпуск 9

Редактор *Н.М.Латышева*
Худож.редактор *А.Г.Звонарев*
Техн.редактор *Л.И.Жук*
Корректор *З.Б.Боборыко*
Оператор *М.К.Борисова*

ИБ 704

Подписано к печати 09.02.1979. АТ 09007. Бумага 60x90 1/16 офсет.
Офсет. печать. Усл.-печ.л. 9,75. Уч.-изд.л. 9,17. Тираж 600 экз. Зак. 5429.
Цена 1 руб. 40 коп.

Издательство "Высэйшая школа" Государственного комитета Белорус-
ской ССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 220048.
Минск, Парковая магистраль, 11.
Типография "Победа" Государственного комитета Белорусской ССР по
делам издательств, полиграфии и книжной торговли. Молодечно, Привок-
зальный пер., 11.

РЕФЕРАТЫ

УДК 624.137.2

К вопросу об очертании линии скольжения в идеально-связном откосе. Леонович И. И., Вырко Н. П., Лейтес В. С. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 3 - 8.

Рассматривается плоская задача устойчивости откосов из идеально-связного (идеально-пластического материала), в котором решающим фактором прочности является коэффициент сцепления. В задаче принято, что обрушение откоса происходит по кривой, соответствующей логарифмической спирали. В результате проведенных расчетов установлено, что поверхность обрушения в виде логарифмической спирали является вполне вероятной. - Ил. 3. Табл. 1. Библ. 6.

УДК 626.862.3

Расчет местной устойчивости откосов осушительных каналов. Михневич Э.И. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 8 - 18.

Приводятся уравнения предельного равновесия откосов каналов в различных зонах. Даются формулы для определения коэффициента заложения откосов при воздействии на них фильтрационных и поверхностных вод, а также для определения высоты высачивания грунтовых вод на откос. Сравняются расчетные и опытные данные. - Ил. 2. Библ. 11.

УДК 624.131.552.6

К вопросу о затухании избыточных напоров при консолидации анизотропных по водопроницаемости оснований. Банников Н.Д., Соболевский Ю.А., Харитоненко П.И. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып.9, с. 18 - 23.

Рассматривается водонасыщенное анизотропное по водопроницаемости основание. Получено распределение избыточных напоров как для полуплоскости, так и для слоя конечной толщины. Выражение напорной функции изотропной среды вытекает как частный случай анизотропных по водопроницаемости сред. - Ил. 5. Библ. 5.

УДК 627.417.4

Исследование устойчивости сквозных покрытий откосов, подверженных действию волн. Левкевич Е.М., Сапожников Г.П. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с.24 - 28.

Дан краткий анализ литературы по вопросу устойчивости плит покрытий откосов. Описана методика исследования устойчивости плит различной конструкции, приводятся результаты опытов. Дается описание новой конструкции плиты для крепления откосов, подверженных действию волн. - Ил.4. Библ. 13.

УДК 627.417.4

О влиянии проницаемости покрытий откосов на высоту наката волн. Сапожников Г.П. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 28 - 31.

Приводятся сведения об анализе формул по определению высоты наката волн на откосы гидротехнических сооружений. Делается вывод о необходимости учета величины проницаемости сквозных покрытий при расчете высоты наката. Описывается методика опытов по определению наката на покрытия с различной проницаемостью. Приводится анализ опытных данных, в графической форме дается сравнение результатов опытов с предложением различных авторов. - Ил. 2. Библ. 7.

УДК 556.332.63

Исследование и учет сезонных изменений взаимосвязи поверхностных и подземных вод при прогнозе режима работы берегового водозабора. Усенко В.С., Калинин М.Ю. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып 9, с. 31 - 41.

Сопоставляются результаты определения гидродинамического несовершенства р. Днепр на одном из его участков с помощью аналитических расчетов и методов аналогового моделирования.

Рассматривается метод моделирования на сплошных электрических моделях рек с несовершенным врезом русла и проводится учет изменения условий взаимосвязи поверхностных и подземных вод при работе водозабора с системой искусственного восполнения. - Ил.2. Табл. 1. Библ. 8.

УДК 626.86 + 626.212

Фильтрационный расчет придамбовой дрены при образовании над ней участка нависания. Круглов Г.Г. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 41 - 47.

Приведена методика и числовой пример фильтрационного расчета несовершенной придамбовой дрены, работающей с нависанием, на основе существующего метода расчета Н.Н.Веригина. - Ил.3. Табл. 4. Библ. 6.

УДК 628.367

Расчет оптимальных расстояний между дренами. Минаев И.В. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 47 - 55.

Обосновываются понятия элементарной дренажной и осушительно-увлажнительной системы. Приводятся функции цели для расчета оптимальных параметров - глубины закладки дрен и расстояний между ними. Для элементарной дренажной системы даны расчетные формулы, по которым можно вычислить оптимальные расстояния между дренами. - Ил. 2. Табл. 1. Библ. 5.

УДК 556.3.01

Исследование влияния неоднородностей пласта на расход потока подземных вод методами электромоделирования, Чабан М.О., Эльяшевич З.Г. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 55 - 61.

В результате разработанной методики и проведенных на электрических моделях опытов получены рекомендации для количественных оценок погрешностей, допускаемых при отбрасывании в практических фильтрационных расчетах различных факторов, влияющих на поток подземных вод. Рекомендации применимы для подбора и обоснования выбора расчетных схем, схематизации природных условий при фильтрационных расчетах различных водохозяйственных объектов. - Ил. 1. Библ. 1.

УДК 628.862.1:533,5

О некоторых особенностях движения воды к вакуумированной дрене в тяжелых грунтах. Горезко Т.П. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 61 - 68.

На основе современных представлений о водно-физических свойствах грунтов проведен анализ данных лабораторных экс-

периментов по изучению работы вакуумированной дрены в тяжелых грунтах. Рассмотрен механизм передвижения влаги по грунтовому сечению в условиях вакуумирования. Теоретически обоснованы предположения о целесообразности прерывистого режима вакуумирования в производственных условиях. – Ил. 2. Библ. 14.

УДК 631.6(-52):556.332.52

Система автоматического измерения уровня грунтовых вод. Сельченко В.П., Лютко Г.И., Деревянко В.А., Шульга В.Н. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 68 – 75.

Рассмотрена система автоматического сбора информации об уровненом режиме грунтовых вод. Дано краткое описание частотного датчика уровня воды, блока автоматизации, показана блок-схема всей системы. Приведена схема расположения датчиков на опытном участке ПОМС, даны некоторые результаты научных опытов. – Ил. 5. Библ. 5.

УДК 628.142

Методика определения оптимальных диаметров труб сборных водоводов групповых водозаборов подземных вод. Старинский В.П. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 76 – 86.

Рассмотрена методика выбора оптимальных диаметров труб на отдельных участках сборного водовода групповых водозаборов подземных вод при условии, когда водовод питается системой рассредоточенных по его длине насосных установок с различной энергетической эффективностью их оборудования. Полученные расчетные зависимости для определения экономически наиболее выгодного диаметра участков такого водовода носят более общий характер и учитывают большее число экономических показателей, чем известная и применяемая в настоящее время методика определения $d_{эк}$ по величине экономического фактора. Приводятся примеры применения рекомендуемой методики определения $d_{эк}$. – Ил. 2. Табл. 2.

УДК 628.17

Выбор оптимальной схемы тупиковой водопроводной сети многосекционного жилого дома. Лазарчик И.К. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 86 – 90.

На основании анализа сметной стоимости целого ряда систем водоснабжения 5- и 9-этажных зданий с разным числом совершенно одинаковых секций даются рекомендации об экономически выгодном количестве секций, обслуживаемых отдельной пиковой водопроводной сетью. - Ил.2. Табл. 1. Библ. 5.

УДК 536.24:532.542

Конвективно-кондуктивная задача на сопряжение для жидкостей, текущих в круглых перфорированных трубах. Елисеенко А.Е., Левитин Р.С., Травницкая И.В. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 90 - 94

Рассмотрена конвективно-кондуктивная сопряженная задача при переменной скорости движения жидкости вдоль оси. Решение задачи получено в замкнутом аналитическом виде. - Библ. 9.

УДК 551.578.463

Испарение с поверхности снега. Закржевский П.И. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. с. 94 - 100.

Установлена роль тепла фазовых превращений почвенной влаги при замерзании на испарение с поверхности снега. Разработана расчетная формула, основанная на тепло-влажностном обмене в приземном слое воздуха - снег - почва. - Ил. 1. Табл. Библ. 8.

УДК 556.048.624.041

Типизация внутригодового распределения стока по показателю его внутригодовой выравненности. Кулешова Л.В. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 101 - 107.

Рассматриваются вопросы типизации внутригодового режима стока по различным аргументам типизации, регулирования стока при использовании его для целей водоснабжения.

Для выявления типового распределения стока в маловодный год предлагается принимать в качестве аргумента типизации коэффициент выравненности стока, определение которого является весьма простым. Для правомерности данного предложения была произведена типизация внутригодового режима стока рек с различной зарегулированностью, находящихся в различных физических географических районах. - Табл. 3. Библ. 7.

УДК 628.39

Изменчивость гидрохимических характеристик рек по сезонам года. Филиппович И.М. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып 9, с. 107 - 111.

Дана среднемноголетняя характеристика химического состава воды по сезонам года в замыкающих створах некоторых рек БССР, определенная методом математической статистики. - Табл. 1. Библ. 3.

УДК 532.543

Методы определения корректива кинетической энергии по данным речной гидрометрии. Лившиц И.М., Вильнер Я. М., Бонч-Осмоловская Н.Е. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 111 - 123.

Обосновывается рациональность вычисления корректива кинетической энергии речного потока непосредственно по эюграм распределения осредненных скоростей на вертикалях. Дается алгоритм расчета по материалам стандартного метода скорость - площадь, применяемого на гидрологической сети при детальном способе измерения расхода. Исследуется вопрос неравномерности распределения скоростей по вертикальному и горизонтальному профилям. Дается оценка точности вычисления корректива кинетической энергии при использовании "сокращенного способа" измерения расхода. - Ил. 3. Табл. 2. Библ. 14.

УДК 551.482.215

Особенности вычисления по интерполяционным сплайнам функции расхода и вектора площадей поперечного сечения открытых русел. Залужный Г.И., Станкевич А.П. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с. 123 - 128.

Приводится обоснование использования кубических сплайнов для целей численного дифференцирования и сглаживания при построении морфологических и гидравлических характеристик, необходимых при численных расчетах неустановившегося движения воды в открытых руслах. Иллюстрируются результаты работы программы, написанной на Фортране-4 для ЭВМ ЕС-1020, на примере Вилейско-Минской водной системы. Указываются особенности задания граничных условий при вычислении сплайнов. - Ил. 2. Библ. 3.

УДК 627.81(476)

Возможности увеличения отдачи Вилейско-Минской водной системы за счет использования внутренних резервов. Гатилло П.Д. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с.128 - 141.

Обосновывается возможность дополнительной подачи в сторону г. Минска 100 млн.м³ воды в маловодный год расчетной обеспеченности $\approx 3,2$ м³/с практически без новых затоплений земель и лишь с затратами на создание сооружений и насосной станции для весенней подпитки озера Свирь с целью подключения его к компенсированному регулированию стока р. Вилии.

Ставятся вопросы необходимых натурных наблюдений, разработки водных балансов Вилейского водохранилища, организации стоковых наблюдений на р. Страче, проектирования и строительства Свирского компенсатора. - Ил. 2. Табл. 3. Библ. 11.

УДК 626.001.24

Осушительно-увлажнительная система с грунтовым водохранилищем. Закржевский П.И., Холодок Н.Г. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1979, вып. 9, с.141 - 146.

Предложена конструкция осушительно-увлажнительной системы, использующая грунтовые воды первого водоносного горизонта для орошения. Для водохозяйственного расчета предложен комплексный показатель водного питания, в который входят осадки, боковая приточность, вертикальный водообмен и испарение. - Ил. 1. Библ. 6.