

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ

ВЫПУСК

4



МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО
СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ БССР

Белорусский ордена Трудового Красного Знамени политехнический институт
РЕСПУБЛИКАНСКИЕ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЕ СБОРНИКИ

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ

Выпуск 4

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫШЭЙШАЯ ШКОЛА»
МИНСК 1974

338

862

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

Редакционная коллегия:

*Г. В. Васильченко, Ф. П. Винокуров, П. А. Запольский, В. Н. Заяц (отв. секретарь),
И. Г. Лазаревич (зам. гл. редактора), М. П. Лапицкая, И. М. Лившиц.*

В 3211—163 38—74
М304(05)—74

© Издательство «Высшая школа», 1974 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Дальнейшее совершенствование проектирования, строительства и эксплуатации водохозяйственных объектов в республике в сочетании с экономией средств и повышением качества строительства ставит ответственную задачу перед наукой в решении теоретических и практических вопросов.

Издаваемые ежегодно межведомственные сборники «Водное хозяйство Белоруссии» ставят своей целью широко информировать научных и инженерно-технических работников о результатах проведенных исследований в области водного хозяйства по решению проблем, вытекающих из решений XXIV съезда КПСС и XXVII съезда КПБ.

В сборниках помещаются статьи ведущих научных и инженерно-технических работников в области исследования водного хозяйства республики, а также молодых научных сотрудников и аспирантов, что способствует их творческому росту.

Исходя из этих позиций, в данном сборнике помещен ряд статей ведущих научных работников республики в области гидрологии и водного баланса. В отдельных статьях исследуются проблемы гидравлики речных сооружений и сооружений на мелиоративных системах. В сборнике излагаются также теоретические вопросы гидравлики и экономики

мелиоративного строительства, вопросы устойчивости и возведения гидротехнических сооружений с учетом гидродинамики и деформации оснований.

В отдельных работах рассматриваются вопросы повышения проходимости гусеничных машин в условиях обводненных грунтов при использовании вакуумных сланей, определения динамики грунтовых вод между дренами с учетом осушительного действия водопроводящих каналов при параллельном расположении каналов и дрен. Исследуется динамика порового давления при уплотнении образцов сильно сжимаемых грунтов, излагаются методы определения вида эмпирической формулы.

Сборник предназначен для инженерно-технических работников, занятых в различных отраслях водохозяйственного строительства, в проектных и научных институтах.

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДРЕНАЖА МЕТОДОМ АППРОКСИМАЦИИ (ТРИ ПЕРЕМЕННЫЕ)

В работе горизонтального дренажа имеются такие периоды, когда дренаж должен отвести избыточную воду в заданные сроки. Наиболее важным периодом считается весна: от даты схода снега до начала посевного периода. В это время дренаж должен отвести такое количество воды, чтобы уровень грунтовых вод понизился на глубину, при которой сельскохозяйственная техника может производить весенние полевые работы на осушенной территории. Для успешного выполнения этой задачи важно правильно определить глубину заложения и расстояние между дренами, а также время начала полевых работ, так как опоздание со сроком сева приводит к снижению урожайности культуры.

Таким образом, необходимо найти три параметра дренажной сети: h — глубину закладки дрен, B — расстояние между дренами, T — время от даты схода снега до начала полевых работ. Однако определение этих величин — задача не только технического расчета, а и технико-экономического, поскольку обеспечение глубины уровня грунтовых вод возможно при различных сочетаниях величин h , B , T . Если же наложить условия наименьших затрат при строительстве дренажа, то перечисленные параметры будут единственными (оптимальными) для конкретных условий осушаемого участка. Для нахождения оптимальных параметров дренажа должна быть составлена функция цели, определяющая капитальные затраты [1] на строительство дренажа в зависимости от указанных параметров. В данном случае имеется в виду некоторая функция (h, B, T) от трех переменных и ставится задача найти оптимальные значения параметров, которые позволили бы вычислить минимальную сумму капитальных затрат.

Решение данной задачи в математическом плане достаточно сложно. Существующие способы решения этой задачи неудобны для расчета, поэтому мы применяем метод аппроксимации.

Аппроксимация функции от трех переменных. Предполагается, что задана некоторая функция $F(x, y, z)$ (функция цели) от трех переменных x, y, z . Функция может быть весьма сложной для дифференцирования, трансцендентной, а также может включать данные, снятые с графиков и табличные. Другими словами, невозможно определить точку минимума, если брать частные производные, приравнивания их к нулю и совместно решая три уравнения.

Метод аппроксимации предполагает замену функции F некоторой функцией $P(u, v, l)$, которая достаточно точно аппроксимирует функцию F на отрезках изменения переменных u, v, l , в общем случае имеющих более узкие границы, чем переменные x, y, z , т. е. часть пространственной фигуры (содержащей и глобальный минимум), описываемой функцией $F(x, y, z)$, будет представлена другой функцией $P(u, v, l)$

Ввиду ограниченных пределов изменения переменных u, v, l функция P оказывается проще и удобнее для нахождения точки минимума. В данном случае рассматриваются функции только с одной точкой минимума, которая и является глобальной. Функция $P(u, v, l)$ задана в табличной форме на отрезке изменения переменных [1—4] (табл. 1). Задача состоит в восстановлении аналитического вида функции P по табличным данным.

Таблица 1

$l=1$					$l=2$				
$u \backslash v$	1	2	3	4	$u \backslash v$	1	2	3	4
1	2	5	10	17	1	3	6	11	18
2	3	6	11	18	2	5	8	13	20
3	4	7	12	19	3	7	10	15	22
4	5	8	13	20	4	9	12	17	24

$l=3$					$l=4$				
$u \backslash v$	1	2	3	4	$u \backslash v$	1	2	3	4
1	4	7	12	19	1	5	8	13	20
2	7	10	15	22	2	9	12	17	24
3	10	13	18	25	3	13	16	21	28
4	13	16	21	28	4	17	20	25	32

Строку по переменной u аппроксимирует функция

$$P_u = a_0 + a_1 u, \quad (1)$$

а по переменной v функция [2]

$$P_v = b_0 + b_2 v^2. \quad (2)$$

Вид функции по каждой переменной устанавливается из предположений о степени аппроксимирующего многочлена, а коэффициенты (a_0, a_1, b_0, b_2) — методом равных сумм или методом последовательного вычисления коэффициентов [2].

Аппроксимирующей функцией по переменной l будет функция

$$P_l = c_0 + c_1 l. \quad (3)$$

Действительно, предположив постоянными две другие переменные $u_0=2, v_0=2$, получим строку (табл. 1) значений P_l при изменении переменной l (табл. 2).

Таблица 2

l	1	2	3	4
P_l	6	8	10	12

Определим коэффициенты c_0 и c_1 методом равных сумм [3]:

$$\left. \begin{aligned} Z_{1l} = P_{1l} + P_{2l} = 6 + 8 = 2c_0 + (1+2)c_1, \\ Z_{2l} = P_{3l} + P_{4l} = 10 + 12 = 2c_0 + (3+4)c_1. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Решив систему из двух линейных уравнений с двумя неизвестными c_0 и c_1 , получим: $c_0=4$, $c_1=2$. Если принять другую строку значений P_i , то вид функции (3) сохранится, а численные значения коэффициентов изменятся. Так, для строки значений P_i при $u_0=3$, $v_0=1$ коэффициенты $c_1=3$, $c_0=1$.

Систему линейных уравнений (4) можно представить в матричном виде

$$\begin{bmatrix} Z_{1l} \\ Z_{2l} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 & 3 \\ 2 & 7 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_0 \\ c_1 \end{bmatrix}. \quad (5)$$

Выразим коэффициенты c_0 , c_1 в явном виде через квадратную матрицу коэффициентов и матрицу-столбец z_{il} ($i=1; 2$). Для этого необходимо найти обратную матрицу для матрицы коэффициентов [4]. Обратной будет матрица

$$C = \begin{bmatrix} -\frac{1}{4} & \frac{1}{4} \\ \frac{7}{8} & -\frac{3}{8} \end{bmatrix}.$$

Тогда коэффициенты будут найдены из матричного равенства

$$\begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} = C \begin{bmatrix} z_{1l} \\ z_{2l} \end{bmatrix} \quad (6)$$

или

$$[c_i] = C [z_{il}]; \quad t = 1; 0; \quad i = 1; 2. \quad (6')$$

Аналогично в матричном виде можно представить и две другие аппроксимирующие функции (по u и v):
для переменной v

$$[b_k] = B [z_{iv}], \quad (7)$$

для переменной u

$$[a_m] = A [z_{iu}], \quad (8)$$

где $k=0; 2$; $m=0; 1$; $i=1; 2$;

$$z_{1v} = P_{1v} + P_{2v}; \quad z_{2v} = P_{3v} + P_{4v};$$

$$z_{1u} = P_{1u} + P_{2u}; \quad z_{2u} = P_{3u} + P_{4u}.$$

Функция P по каждой из переменных в матричном виде представляется так:

$$P_l = [l^t] C [z_{il}], \quad (9)$$

$$P_v = [v^k] B [z_{iv}], \quad (10)$$

$$P_u = [u^m] A [z_{iu}], \quad (11)$$

где $[l^t]$, $[v^k]$, $[z_{iu}]$ — матрицы-строки из двух элементов; $[z_{il}]$, $[z_{iv}]$, $[z_{iu}]$ — матрицы-столбцы из двух элементов.

Матрицы B и A получены так же, как и матрица C ; их численные значения для функции P следующие:

$$B = \begin{bmatrix} \frac{5}{8} & -\frac{1}{8} \\ -\frac{1}{20} & \frac{1}{20} \end{bmatrix}, \quad A = \begin{bmatrix} -\frac{1}{4} & \frac{1}{4} \\ \frac{7}{8} & -\frac{3}{8} \end{bmatrix}.$$

Получены три уравнения по каждой переменной для функции P . В четырехмерном пространстве $\{P, u, v, l\}$ функция $P(u, v, l)$ описывает некоторую пространственную поверхность. Если эту поверхность рассечь взаимно-ортогональными плоскостями, то следы поверхности на этих плоскостях будут теми линиями, для которых математическими выражениями служат равенства (9), (10), (11).

Задача состоит в том, чтобы объединить равенства (9), (10), (11) в одно, которое и станет функцией $P(u, v, l)$ от трех переменных.

В табл. 1 значения функции P аппроксимируются по строкам (по направлению v) уравнением (2), а по столбцам (по направлению u) — уравнением (1); другими словами, одни и те же числа (например, при $l_0=1$), прочитанные по строкам, аппроксимируются одним уравнением, а прочитанные по столбцам, — другим (коэффициенты уравнения (1) от столбца к столбцу меняются). В работе [2] показано, что для двух переменных u и v (например, при $l_0=1$) действительно равенство

$$P_{vu} = [lv^2] B [z_{ij}]' A' \begin{bmatrix} u \\ 1 \end{bmatrix}, \quad (12)$$

где A' — транспонированная матрица A ; $[z_{ij}]'$ — транспонированная матрица,

$$[z_{ij}] = \begin{bmatrix} z_{11} & z_{12} \\ z_{21} & z_{22} \end{bmatrix}. \quad (13)$$

Здесь $z_{11} = (2+5) + (3+6)$; $z_{21} = (4+7) + (5+8)$; $z_{12} = (10+17) + (11+18)$; $z_{22} = (12+9) + (13+20)$ (для табл. 1 при $l_0=1$).

Перемножение всех матриц, входящих в равенство (12), дает аппроксимирующее уравнение по двум переменным u и v . Действительно, подставив численные значения всех матриц, входящих в равенство (12), получим уравнение

$$P_{uv} = u + v^2. \quad (14)$$

Если же найден вид функции по строкам и столбцам исходной таблицы (табл. 1), можно другим способом найти аппроксимирующее уравнение по двум переменным. Перемножение трех матриц в равенстве (12) дает одну матрицу, результирующую (в общем виде):

$$G = B [z_{ij}]' A' = \begin{bmatrix} g_{11} & g_{12} \\ g_{21} & g_{22} \end{bmatrix},$$

$$P_{vu} = [lv^2] \begin{bmatrix} g_{11} & g_{12} \\ g_{21} & g_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ 1 \end{bmatrix} = g_{21}uv^2 + g_{22}v^2 + g_{11}u + g_{12}. \quad (15)$$

Для того чтобы найти коэффициенты уравнения (15), можно задаваться значениями u и v такими, чтобы получить числа табл. 1 (при

$l_0=1$), стоящие на диагонали, к которым и приравнивается правая часть этого уравнения:

$$\left. \begin{aligned} g_{21} + g_{22} + g_{11} + g_{12} &= 2, \\ 8g_{21} + 4g_{22} + 2g_{11} + g_{12} &= 6, \\ 27g_{21} + 9g_{22} + 3g_{11} + g_{12} &= 12, \\ 64g_{21} + 16g_{22} + 4g_{11} + g_{12} &= 20. \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Решив эту систему уравнений, получим следующие значения коэффициентов: $g_{21}=0$; $g_{22}=1$; $g_{11}=1$; $g_{12}=0$. Аппроксимирующая функция будет иметь такой же вид, как и при перемножении матриц.

Таким образом, если имеется какая-либо сложная функция F от двух переменных, то для построения аппроксимирующей ее функции P нужно вычислить одну строку по одной переменной и один столбец по другой, найти вид аппроксимирующих функций по этим переменным, а затем вычислить значения F , стоящие на диагонали. Этих вычислений будет достаточно, чтобы построить аппроксимирующую функцию по двум переменным.

Рассмотренный способ аппроксимации по двум переменным может быть обобщен и на большее число переменных. Рассмотрим процесс получения интерполяционного уравнения от трех переменных.

Представим $[z_{il}]$ вначале как функцию от v при постоянном значении u_0

$$[z_{il}] = [b_{ki}] [v^k] \quad (i = 1, 2). \quad (17)$$

Как следует из (7), коэффициенты системы уравнений (17) могут быть представлены матричным равенством

$$\begin{bmatrix} b_{01} & b_{21} \\ b_{02} & b_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} z_{11} & z_{21} \\ z_{12} & z_{22} \end{bmatrix} \begin{matrix} \rightarrow l \\ \downarrow v \end{matrix} B', \quad (18)$$

где z_{ij} ($i, j=1, 2$) — суммы значений функции P по l и v при постоянном u_0 .

Из (17) и (18) можно также получить следующее матричное равенство:

$$[z_{il}] = [z_{ij}]' B' \begin{bmatrix} 1 \\ v^2 \end{bmatrix}. \quad (19)$$

Если теперь придавать значения в выбранном промежутке переменной u , то поступая так же, как и при выводе равенства (12), получим

$$[z_{11} \ z_{21}] = [u^m] A \begin{bmatrix} z_{111} & z_{121} \\ z_{112} & z_{122} \end{bmatrix} \begin{matrix} \rightarrow l \\ \rightarrow v \\ \downarrow u \end{matrix}. \quad (20)$$

Матрица z_{1ij} является обычной квадратной матрицей и одновременно сечением ориентации l [5] для пространственной (кубической) матрицы z_{lvu} .

Продолжая таким же образом, получим

$$[z_{12} \ z_{22}] = [u^m] A \begin{bmatrix} z_{211} & z_{221} \\ z_{212} & z_{222} \end{bmatrix} \begin{matrix} \rightarrow l \\ \rightarrow v \\ \downarrow u \end{matrix}, \quad (21)$$

а имея в виду (19), находим

$$[z_{il}] = [u^m] A z_{lvu} \begin{matrix} \rightarrow l \\ \downarrow v \\ \downarrow u \end{matrix} B' [v^k]. \quad (22)$$

Окончательный вид аппроксимирующей функции по трем переменным получим, подставив правую часть (22) в (9):

$$P_{lvu} = [l^i] C [u^m] A z_{lvu} B' [v^k], \quad (23)$$

где $[l^i]$, $[u^m]$ — матрицы-строки; $[v^k]$ — матрица-столбец; A , B' — обычные двумерные квадратные матрицы (табл. 1); матрица z_{lvu} — пространственная кубическая матрица. Подсчет элементов кубической матрицы второго порядка производится в последовательности возрастания индексов соответствующего направления, как это показано в пространственной таблице (рис. 1).

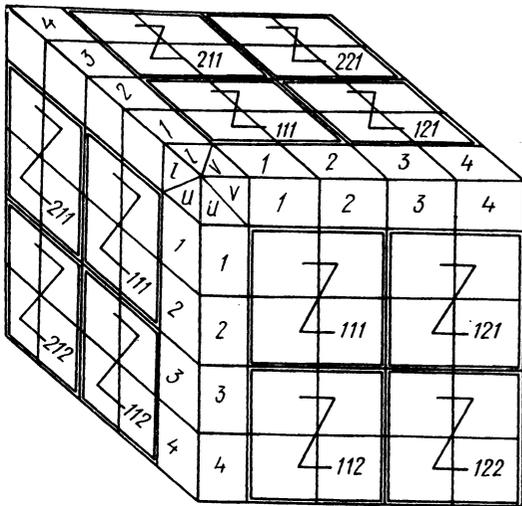


Рис. 1.

пространственной таблицы (рис. 1), имела бы каноническое следование индексов. По отношению к этому каноническому виду матрица z_{lvu} в уравнении (23) транспонирована относительно вторых индексов. Соответственно изменилось бы следование и других матриц в уравнении (23), имеющих связь с переменными v и u .

Отметим, что в аппроксимирующей функции P_{lvu} по (23) не соблюдаются законы коммутативности и ассоциативности умножения. Первое видно из того, что умножение матриц в общем случае не коммутативно, второе — из того, что умножение квадратной матрицы C невозможно на матрицу-строку $[u^m]$. Это связано с порядком умножения по альтернативным направлениям пространственной и двумерной матриц. Порядок умножения в (23) следующий: вычисляется пространственная матрица

$$G = A z_{lvu} B',$$

затем она умножается по направлению v на матрицу-столбец $[v^k]$.

Получающаяся обычная двумерная матрица перемножается с матрицей-строкой $[u^m]$ по направлению u (их порядок следования при перемножении тот же, что и в (23)). Наконец, перемножаются три матрицы: $[l^i]$, C и одномерная матрица (результат предыдущих действий) по направлению v .

Численные значения элементов пространственной квадратной матрицы представлены на рис. 2.

Используя возможность записи пространственных матриц двумерными сечениями [5], находим матрицу G_1 :

$$G_1 = \begin{bmatrix} -\frac{1}{4} & \frac{1}{4} \\ \frac{7}{8} & -\frac{3}{8} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 38 & 118 & 62 & 142 \\ 62 & 142 & 118 & 198 \end{bmatrix} \begin{matrix} \xrightarrow{l} \\ \downarrow u \end{matrix} \begin{bmatrix} \frac{5}{8} & -\frac{1}{20} \\ -\frac{1}{8} & \frac{1}{20} \end{bmatrix} = \\ = \begin{bmatrix} 3 & 0 & 7 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 2 \end{bmatrix}.$$

Полученную пространственную матрицу умножаем по направлению v на матрицу-столбец $[v^k]$:

$$Az_{lvu}B' [v^k] = \begin{bmatrix} 3 & 7 \\ 2v & 2v \end{bmatrix} \vec{v}_u^l.$$

В результате получаем обычную двумерную матрицу с направлениями l и u . Эта матрица перемножается с матрицей-строкой $[u^m]$, в результате чего получим матрицу-строку с порядком следования элементов по направлению l

$$[3u + 2v^2 \quad 7u + 2v^2] \rightarrow^l.$$

Далее находим аппроксимирующий многочлен по трем переменным в результате перемножения следующих матриц:

$$P_{lvu} = [l \quad 1] \begin{bmatrix} -\frac{1}{4} & \frac{1}{4} \\ \frac{7}{8} & -\frac{3}{8} \end{bmatrix} \times \\ \times \begin{bmatrix} 3u + 2v^2 \\ 7u + 2v^2 \end{bmatrix} \rightarrow^l = (ul + v^2). \quad (24)$$

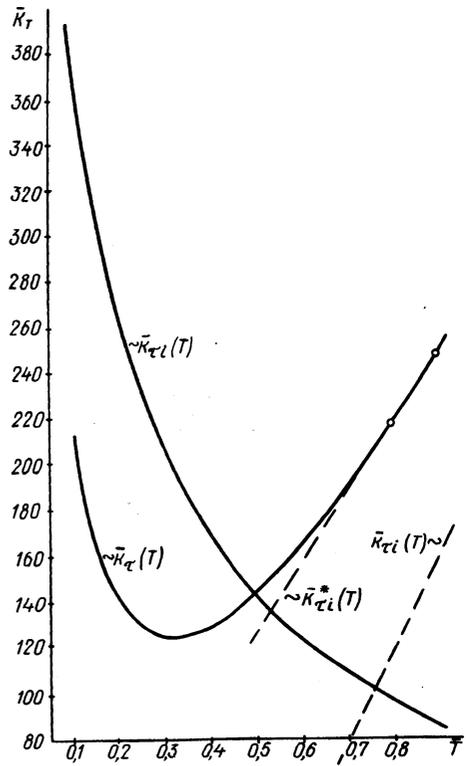


Рис. 2.

Уравнение (24) и есть аппроксимирующая функция $P(u, v, l)$.

Увеличение количества переменных в исходной функции приводит к получению уравнений в матричном виде, содержащих одномерные обыкновенные квадратные матрицы и многомерные пространственные матрицы.

Для получения аппроксимирующей функции можно также применить второй способ (выражения (15) и (16) для двух переменных).

Определение оптимальных параметров дренажа. В качестве примера рассматривается вариант задачи, приведенный в работе [6]. По двум переменным (h — глубина закладки дрен; B — расстояние между дренами) подобраны следующие аппроксимирующие функции: по h

$$\bar{k}_h = A_{-1h} \alpha_h + A_{+1h} \beta_h, \quad (25)$$

по B

$$\bar{k}_B = A_{-1B} \alpha_B + A_{+1B} \beta_B, \quad (26)$$

где h, B — относительные (безразмерные) переменные, изменяющиеся на промежутке $[0,1-0,9]$ с шагом 0,1, полученные по переходным формулам [2], \bar{k}_h, \bar{k}_B — капиталовложения, зависящие от соответствующей переменной;

$$\alpha_h = \frac{1}{(0,2 + \bar{h})^2}; \quad \beta_h = (1,6 + \bar{h});$$

$$\alpha_B = \frac{1}{(0,4 + \bar{B})^3}; \quad \beta_B = \frac{1}{(2,4 - \bar{B})};$$

$$A_{-1h} = 14,727; \quad A_{+1h} = 43,997; \quad A_{-1B} = 25,452; \quad A_{+1B} = 189,073.$$

В работе [6] показано, как получить аппроксимирующее уравнение от двух переменных, аналогичное уравнению (12). Далее необходимо определить еще один параметр дренажа — оптимальное время T от даты схода снега до начала посевного периода. Для иных природных условий рассматриваются и функции ущерба [1].

Для функции, определяющей переменную T , задана таблица значений, содержащая и точку минимума по этой переменной, т. е. вычислены значения \bar{k}_T на всем отрезке изменения \bar{T} : [0,1—0,9]. Таким образом, необходимо подобрать аппроксимирующую функцию для значений \bar{k}_T , приведенных в табл. 3.

Таблица 3

T	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
\bar{k}_T	210,8	141,0	124,4	129,1	143,0	163,7	188,6	217,1	247,7
Номер узла интерполяции	1	2	3	4	5	6	7	8	9

Для подбора такой аппроксимирующей функции применим следующий прием, который можно сформулировать как метод разложения сложной функции на сумму более простых. Иногда подбор функции к заданным ординатам приводит к очень сложным зависимостям, в то время как суммой достаточно простых функций можно аппроксимировать сложную функцию.

Сущность метода разложения заключается в том, что ординаты \bar{k}_T делятся на отрезки, составляющие в сумме ординату \bar{k}_T . Например: $\bar{k}_{Ti} = \bar{k}_{ii} + \bar{k}_{-i}$, где i — номера узлов интерполяции (табл. 3). Если удастся к отрезкам ординат \bar{k}_{ii} и \bar{k}_{-i} подобрать достаточно простые зависимости $f_{ii}(T)$ и $f_{-i}(T)$, то аппроксимирующей функцией будет сумма $\bar{k}_{Ti} = f_{ii}(T) + f_{-i}(T)$. Сложность задачи заключается в том, чтобы найти такое разбиение ординат, которое давало бы простые функции-слагаемые. Наиболее легкий способ отыскания функций-слагаемых заключается в том, что предполагается какая-либо простая зависимость для одной функции-слагаемого, а другая подбирается для разности, например

$$f_{-i}(T) = \bar{k}_{Ti}(T) - f_{ii}(T).$$

Применим этот метод для данных табл. 3. Предположим, что возрастающая ветвь графика (рис. 2) близка к прямой. Тогда

$$f_{-i}(T) = a_1 \bar{T} + a_0, \tag{26}$$

где \bar{T} — безразмерная переменная [2], принимает значения [0,1—0,9] с шагом 0,1; a_1, a_0 — коэффициенты, подлежащие определению (применяется метод последовательного вычисления коэффициентов [2]);

$$a_1 = \frac{\bar{k}_{T9}(T) - \bar{k}_{T8}(T)}{0,9 - 0,8} = \frac{247,7 - 217,9}{0,1} = 306;$$

$$a_0 = k_{T9}(T) - a_1 0,9 = 247,7 - 306 \cdot 0,9 = -27,7.$$

Отсюда

$$\bar{k}_{\tau i}^*(T) = 306 \bar{T} - 27,7. \quad (26')$$

Далее находится разность ординат на всех узлах интерполяции $\bar{k}_{\tau i}(T) - f_{\tau i}(T) = f_{ii}(T)$. Разность ординат дает уменьшающиеся отрезки, причем на последних двух узлах интерполяции — точные нули. Такая последовательность ординат неудобна для аппроксимации; необходимо получить такую последовательность, которая монотонно уменьшалась бы на всем отрезке изменения переменной $[0,1-0,9]$. Для этого переместим вначале прямую параллельно самой себе, например до такого положения, когда эта прямая будет пересекать ось абсцисс в узле интерполяции. Разность ординат в этом случае также неудобна для аппроксимации, так как на последних двух узлах интерполяции будут две равные ординаты. Поэтому сделаем еще поворот прямой таким образом, чтобы точка пересечения прямой и кривой была вне пределов отрезка $[0,1-0,9]$. Достаточно удобной в расчетах будет прямая со следующими коэффициентами, удовлетворяющая постоянным условиям:

$$f_{ii}(T) = 398 T - 199 = 398(T - 0,5). \quad (27)$$

В табл. 4 приводятся значения ординат по уравнению (27) и разность ординат

$$f_{ii} = \bar{k}_{\tau} - f_{\tau i}. \quad (28)$$

Для этой последней разности ординат подбирается аппроксимирующая функция способом, описанным в работе [6]. Достаточно хорошо аппроксимацию дает следующее уравнение:

$$\bar{k}_{ii} = \frac{A_{-1T}}{(T + 0,15)}, \quad (29)$$

где $A_{-1T} = 92,80$.

Разность ординат представлена в табл. 4.

Таблица 4

T	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
\bar{k}_{τ}	210,8	141,0	124,4	129,1	143,0	163,7	188,6	217,1	247,7
$\bar{k}_{\tau i}$	-159,2	-119,4	-79,6	-39,8	0	39,8	79,6	119,4	159,2
$f_{ii} = \bar{k}_{\tau} - f_{\tau i}$	370,0	260,4	204,0	168,9	143,0	123,9	109,0	97,7	88,5

Таким образом, для всех трех переменных получены аппроксимирующие уравнения: (25), (26) и (30):

$$\bar{k}_{\tau} = A_{-1T} \alpha_T + A_{+1T} \beta_T, \quad (30)$$

где

$$\alpha_T = \frac{1}{(T + 0,15)}; \quad \beta_T = (\bar{T} - 0,5),$$

$$A_{-1T} = 92,80; \quad A_{+1T} = 398.$$

Запишем функцию по трем переменным в соответствии с рассмотренным методом аппроксимации, т. е. формулу, аналогичную (23):

$$P_{hBT} = [\alpha_h \beta_h] \begin{bmatrix} A_{-11h} & A_{+12h} \\ A_{-12h} & A_{+22h} \end{bmatrix} [\alpha_B \beta_B] \begin{bmatrix} A_{111}^* & A_{112}^* & A_{211}^* & A_{212}^* \\ A_{121}^* & A_{122}^* & A_{221}^* & A_{222}^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_T \\ \beta_T \end{bmatrix}. \quad (31)$$

После перемножения матриц в уравнении (31) получим аппроксимирующее уравнение в общем виде:

$$P_{hBT} = A_{111} \alpha_h \alpha_B \alpha_T + A_{112} \alpha_h \alpha_B \beta_T + A_{121} \alpha_h \alpha_T \beta_B + A_{211} \alpha_B \alpha_T \beta_h + \\ + A_{122} \alpha_h \beta_B \beta_T + A_{212} \alpha_B \beta_T \beta_h + A_{221} \alpha_T \beta_h \beta_B + A_{222} \beta_h \beta_B \beta_T, \quad (32)$$

где

$$A_{111} = (A_{111}^* A_{-11h} + A_{211}^* A_{-12h}), \quad A_{112} = (A_{112}^* A_{-11h} + A_{212}^* A_{+22h}), \\ A_{112} = (A_{112}^* A_{-11h} + A_{212}^* A_{+12h}), \quad A_{212} = (A_{112}^* A_{-12h} + A_{212}^* A_{+22h}), \\ A_{121} = (A_{121}^* A_{-11h} + A_{221}^* A_{+12h}), \quad A_{221} = (A_{121}^* A_{-12h} + A_{221}^* A_{22h}), \\ A_{211} = (A_{111}^* A_{-12h} + A_{211}^* A_{+12h}), \quad A_{222} = (A_{122}^* A_{-12h} + A_{222}^* A_{+22h}).$$

Коэффициенты A_{ijk} являются также элементами пространственной матрицы, и они должны быть найдены. Поскольку $\alpha_h, \alpha_B, \alpha_T, \beta_h, \beta_B, \beta_T$ — известные выражения, то придадим в них значения переменным (всем трем одновременно) от 0,1 до 0,9 с шагом 0,1. Очевидно, в этом случае уравнение (32) превращается в уравнение от одного неизвестного

$$x = \bar{h} = \bar{B} = \bar{T}.$$

Геометрически такой прием означает, что четырехмерная фигура, описываемая уравнением

$$P_{hBT} = f(\bar{h}, \bar{B}, \bar{T}),$$

рассекается гиперплоскостью, на которой остается след пространственной фигуры. Придавая соответствующие (значениям узлов интерполяции) значения h, B, T в функции $\bar{k}(h, B, T)$ и вычисляя их, получим ординаты следа на гиперплоскости, т. е. кривую, которую описывает уравнение (32) при $x = \bar{h} = \bar{B} = \bar{T}$ одновременно. Эти значения для нашего примера приведены в табл. 5.

Таблица 5

x	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\bar{k}(h, B, T)$	588,7	240,2	156,9	128,9	122,6	129,2	146,0	170,6	204,3
Номер узла и интерполяции	1	2	3	4	5	6	7	8	9

Для нахождения численных значений коэффициентов A_{ijk} в уравнении (32) составляется система линейных уравнений, аналогичная системе (16). Для уравнения (32) все базовые векторы $\alpha_h, \alpha_B, \alpha_T, \beta_h, \beta_B, \beta_T$ становятся числами k_{ij} , если им придавать значения узлов интерполяции; при этом следует подставить последовательно восемь значений (пропустив, например, восьмой узел), так как необходимо определить

восемь коэффициентов. Система линейных уравнений относительно неизвестных коэффициентов A_{ijk} будет иметь вид

$$A_{111}k_{1j} + A_{112}k_{2j} + A_{121}k_{3j} + A_{211}k_{4j} + A_{122}k_{5j} + A_{212}k_{6j} + \\ + A_{221}k_{7j} + A_{222}k_{8j} = z_j, \quad (33)$$

где $j=1, \dots, 7, 9$ — номера узлов интерполяции; z_j — значения ординат $\bar{k}(h, B, T)$ (табл. 5).

Решение на ЭЦВМ «Минск-22» системы линейных уравнений (33) восьмого порядка позволяет получить следующие значения коэффициентов: $A_{111}=2,85$; $A_{112}=25,5$; $A_{121}=12,5$; $A_{211}=5,55$; $A_{122}=35,55$; $A_{212}=10,2$; $A_{221}=38,387$; $A_{222}=170,5$.

Таким образом, получено аппроксимирующее уравнение от трех переменных, которое описывает пространственную фигуру с одним глобальным экстремумом (минимумом). Чтобы найти оптимальные параметры \bar{h} , \bar{B} , \bar{T} , при которых функция $k(h, B, T)$ принимает минимальное значение, можно применить различные способы. Поскольку слагаемые уравнения (32) достаточно просты и имеют числовые коэффициенты, то весьма удобно составить программу для ЭЦВМ «Минск-22», например, на языке АКИ. Другой способ заключается в том, чтобы, используя уравнение (32), взять частные производные по \bar{h} , \bar{B} , \bar{T} и приравнять их нулю. Расчет оптимальных параметров осуществляется методом последовательных приближений, как для двух переменных в работе [2].

Полученное аппроксимирующее уравнение значительно проще в математическом отношении, является общим для решения конкретных задач. Если в функции цели изменяются параметры, не влияющие на частные производные по переменным, то вид базовых векторов также не изменяется; коэффициенты же находятся весьма просто с использованием функции цели. Коэффициенты в уравнении (32) определяются подсчетом ординат (диагонального разреза пространственной фигуры), аналогичных приведенным в табл. 5. В ходе вычисления ординат имеется возможность корректировать исходные данные в функции цели еще до получения окончательного результата, определяющего оптимальные параметры.

Литература

1. Минаев И. В. Техничко-экономический расчет параметров дренажа. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 1. Минск, 1971.
2. Минаев И. В. Техничко-экономический расчет оптимальных параметров вертикального дренажа методом аппроксимации. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 2. Минск, 1972.
3. Мелентьев П. В. Приближенные вычисления. М., 1962.
4. Гельфанд И. М. Лекции по линейной алгебре. М., 1966.
5. Соколов Н. П. Пространственные матрицы и их приложения. М., 1960.
6. Минаев И. В. Метод аппроксимации и его применение в технико-экономическом расчете дренажей. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 3. Минск, 1973.

СДВИГОВАЯ И ФИЛЬТРАЦИОННАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ БЫСТРОЗАГРУЖАЕМЫХ АНИЗОТРОПНЫХ ПО ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ ОСНОВАНИЙ

При аналитическом исследовании начального напряженного состояния анизотропных по водопроницаемости оснований нами была обнаружена существенная разница в распределении напряжений по сравнению с изотропными грунтами. Анализ проводился на основе решения плоской задачи теории фильтрации и упругости в отношении начального напряженного состояния от действия равномерно распределенной нагрузки p_0 (рис. 1).

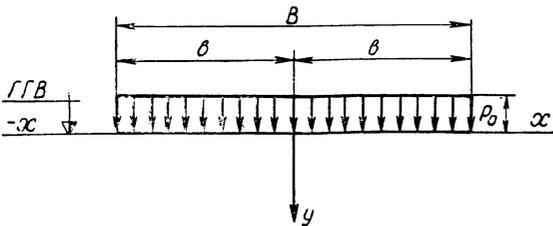


Рис. 1. Расчетная схема.

Основные уравнения анизотропной грунтовой массы, включающие условия на ее поверхности, равновесия и неразрывности в начальный момент загрузки, будут иметь вид:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x + \sigma_y &= 0, \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \gamma_0 \frac{\partial H}{\partial x} &= 0, \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \gamma_0 \frac{\partial H}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{k_y}{k_x} \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где

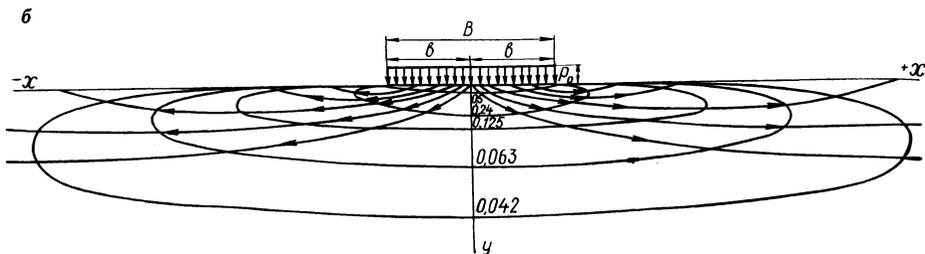
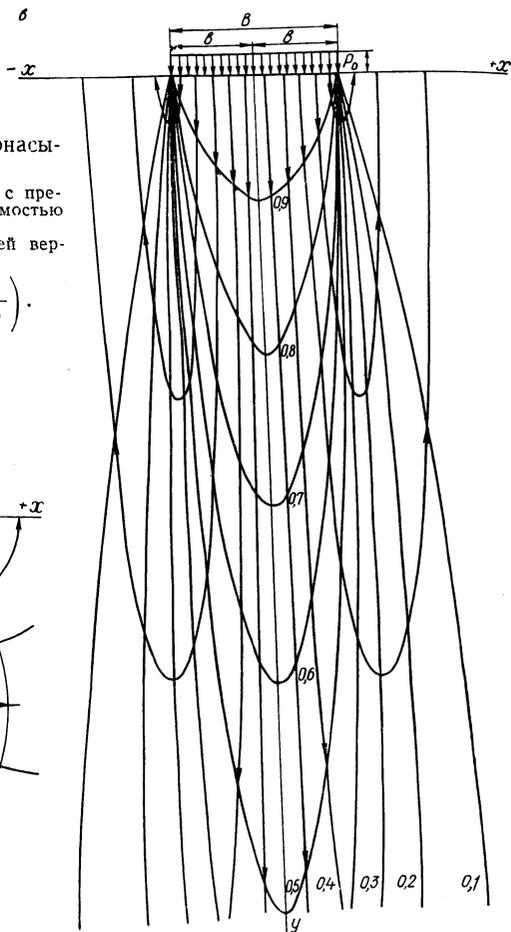
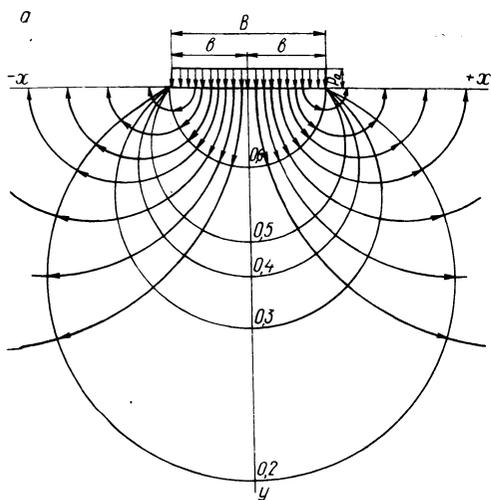
$$H = \frac{P_0}{\pi \gamma_0} \left(\operatorname{arc} \operatorname{tg} \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \frac{y}{x-b} - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \frac{y}{x+b} \right); \quad (2)$$

H находится из комплексного потенциала

$$W = - \frac{i p_0}{\pi \gamma_0} \ln \frac{(x-b) + i \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{(x+b) + i \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}. \quad (3)$$

Рис. 2. Гидродинамические сетки водонасыщенных оснований:

a — для изотропного грунта; *б* — для грунта с преобладающей горизонтальной водопроницаемостью ($\frac{k_x}{k_y} = 100$); *в* — для грунта с преобладающей вертикальной водопроницаемостью ($\frac{k_x}{k_y} = \frac{1}{100}$).



Мнимая часть потенциала, приравненная постоянному, является семейством линий токов

$$-\frac{\rho_0}{2\pi\gamma_0} \ln \frac{(x-b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2}{(x+b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2} = C. \quad (4)$$

Положив в выражениях (2) — (4) $\frac{k_x}{k_y} = 1$, получим решение для изотропной среды.

На рис. 2 показаны гидродинамические сетки для изотропного и анизотропного оснований в начальный момент приложения нагрузки. Эти

сетки позволяют судить о направлении и величинах объемных фильтрационных сил. При преобладании горизонтальной водопроницаемости очертания гидродинамических сеток говорят о наличии распирающего эффекта; при преобладании вертикальной проницаемости — уплотняющего.

Для решения системы уравнений (1) был использован метод комплексного переменного, введенный в теорию упругости Г. В. Колосовым [1] и впоследствии развитый Н. И. Мусхелишвили [2].

Для определения начального напряженного состояния водонасыщенного основания при $\frac{k_x}{k_y} > 1$ (т. е. при преобладании горизонтальной водопроницаемости) условия на контуре будут иметь вид:

при $y=0$ компоненты напряжения $\sigma_x = \sigma_y = 0$;

при $r = \sqrt{x^2 + y^2} \rightarrow \infty$ компоненты напряжения $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ стремятся к нулю;

при $y=0$ функция напора

$$H = \begin{cases} \frac{p_0}{\gamma_0} & \text{при } -b \leq x \leq +b, \\ 0 & \text{при } |x| > b. \end{cases}$$

Начальные фильтрационные напряжения в грунтовой массе следующие:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_y \\ \sigma_x \end{matrix} \right\} = \mp \frac{p_0 \left(1 + \frac{k_x}{k_y} \right)}{\pi \left(1 - \frac{k_x}{k_y} \right)} \left(\arctg \frac{y}{x-b} - \arctg \frac{y}{x+b} - \right. \\ \left. - \arctg \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x-b} + \arctg \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x+b} \right), \quad (5)$$

$$\tau_{xy} = \frac{p_0}{\pi} \frac{1 + \frac{k_x}{k_y}}{1 - \frac{k_x}{k_y}} \left(\frac{1}{2} \ln \frac{(x-b)^2 + y^2}{(x+b)^2 + y^2} - \right. \\ \left. - \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}}}{1 + \frac{k_x}{k_y}} \ln \frac{(x-b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2}{(x+b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2} \right). \quad (6)$$

На рис. 3 показаны линии равных начальных напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$.

Для определения начального напряженного состояния водонасыщенного основания при $\frac{k_x}{k_y} < 1$ (т. е. при преобладании вертикальной водопроницаемости) условия на контуре примут следующий вид:

при $y=0$ $\tau_{xy} = 0$,

при $r \rightarrow \infty$ $\tau_{xy} = 0, \sigma_x = 0, \sigma_y = 0$.

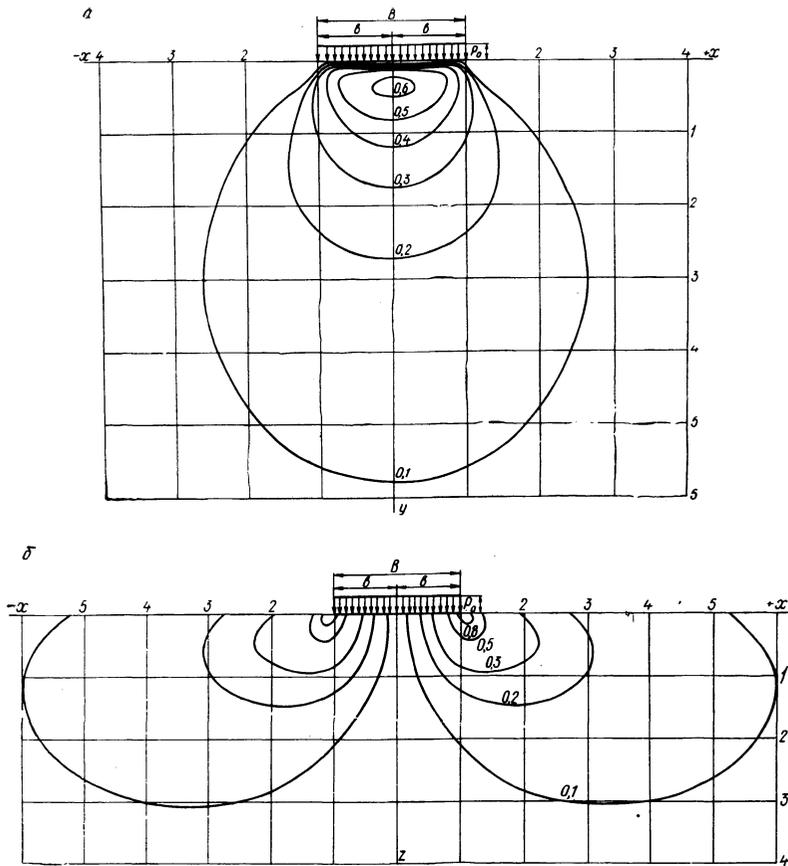


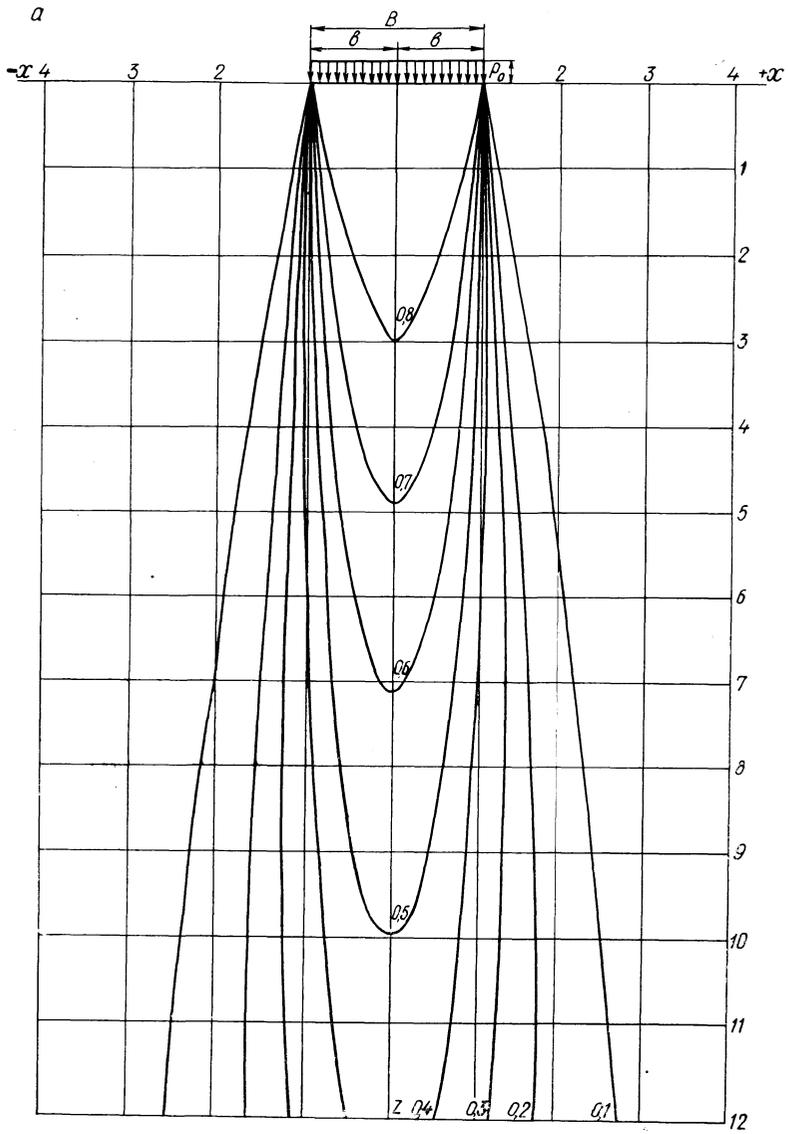
Рис. 3. Линии равных нормальных (а) и касательных (б) начальных напряжений водонасыщенного анизотропного основания от вертикальной равномерно распределенной нагрузки p_0 ($\frac{k_x}{k_y} = 100$).

Начальные фильтрационные напряжения в грунтовой массе такие:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_y \\ \sigma_x \end{array} \right\} = \mp \frac{2p_0}{\pi} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}}}{1 - \frac{k_x}{k_y}} \left(\arctg \frac{y}{x-b} - \arctg \frac{y}{x+b} \right) \pm \frac{p_0}{\pi} \frac{1 + \frac{k_x}{k_y}}{1 - \frac{k_x}{k_y}} \left(\arctg \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x-b} - \arctg \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x+b} \right), \quad (7)$$

$$\tau_{xy} = \frac{p_0}{\pi} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}}}{1 - \frac{k_x}{k_y}} \left[\ln \frac{(x-b)^2 + y^2}{(x+b)^2 + y^2} - \ln \frac{(x-b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2}{(x+b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2} \right]. \quad (8)$$

На рис. 4 показаны линии равных начальных напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} .



При оценке нарушений устойчивости водонасыщенных быстрогружаемых оснований фильтрационным потоком следует различать два вида условия:

1) условие сдвига; 2) условие фильтрационного взвешивания для несвязного грунта и фильтрационного выпора для связного.

Условия сдвига связаны с обычными представлениями о характере линий скольжения в грунтовом массиве, принятыми в теории предельного равновесия. Условия фильтрационного выпора для несвязного грунта

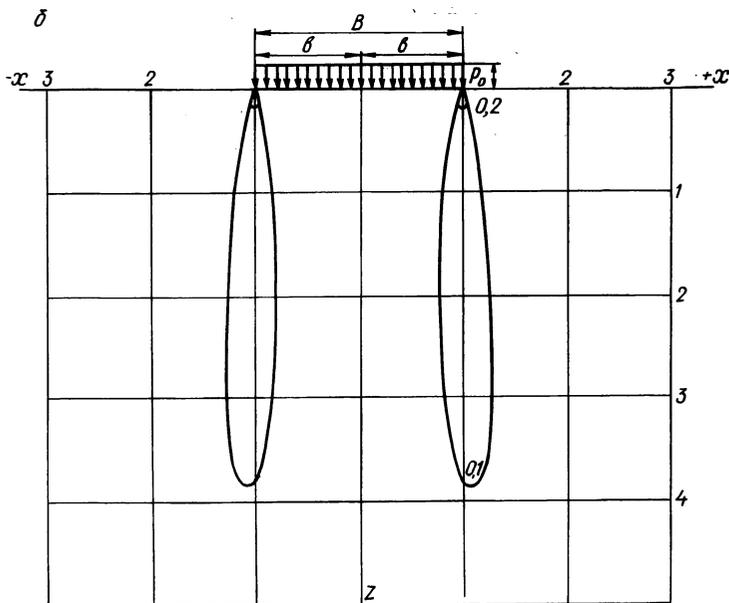


Рис. 4. Линии равных нормальных (а) и касательных (б) начальных напряжений водонасыщенного анизотропного основания от вертикальной равномерно распределенной нагрузки p_0

$$\left(\frac{k_x}{k_y} = \frac{1}{100} \right).$$

характеризуются взвешиванием, для связных — отрывом некоторой части грунта от грунтового массива.

Критериями этих двух условий являются отношения объемного веса взвешенного в воде грунта к удельному весу воды, величина и направление фильтрационных сил и удельное сцепление грунта. Следует иметь в виду, что условие сдвига в большинстве случаев является основной причиной разрушения оснований.

Сдвиговая устойчивость. В данной работе начальные условия фильтрации и граничные напряжения по ширине полосы загрузки $2b$ используются для решения задачи о начальной устойчивости быстрогружаемых водонасыщенных оснований.

Задача сводится к определению двусторонней нагрузки, которая будет препятствовать выпору оснований при заданных значениях угла внутреннего трения φ , удельной силы сцепления c и соотношения коэффициентов фильтрации в горизонтальном и вертикальном направлениях.

Если рассматривать грунт как двухфазную среду, сопротивляющуюся сдвигу силами трения, то можно предположить, что в предельном состоянии максимальная разность между абсолютной величиной касательного напряжения и сопротивления сдвигу равна нулю:

$$\max \{ |\tau_n| - (\sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c) \} = 0. \quad (9)$$

Площадки, на которых удовлетворяется соотношение (9), являются площадками скольжения. В любой точке предельно напряженной области грунта их всегда две, и они пересекаются под углами $\frac{\pi}{2} - \varphi$, $\frac{\pi}{2} + \varphi$.

Обозначая угол наклона большего главного напряжения к вертикальной оси x через δ , а углы наклона площадок скольжения первого и второго семейства к оси x соответственно через β_1 и β_2 , получим

$$\beta_1 = \delta + \mu, \quad \beta_2 = \delta - \mu, \quad (10)$$

где

$$\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}. \quad (11)$$

Плоская задача определения начальной устойчивости анизотропных по водопроницаемости водонасыщенных оснований сводится к решению системы уравнений (оси координат располагаем в том порядке, в котором они обычно принимаются при решении задач теории предельного равновесия):

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= X, \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} &= Y, \\ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 &= (\sigma_x + \sigma_y + 2\sigma_c)^2 \sin^2 \varphi, \\ \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{k_y}{k_x} \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Решение этой системы при статических граничных условиях дает возможность определить напряжения в любой точке среды и установить очертания линий скольжения.

Уравнение предельного равновесия может быть выражено через главные напряжения следующим образом:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c) \sin \varphi. \quad (13)$$

Напряжения σ_x , σ_y и τ_{xy} , входящие в уравнения (12), можно выразить через главные напряжения σ_1 , σ_2 и углы δ , β :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x \left. \vphantom{\begin{matrix} \sigma_x \\ \sigma_y \end{matrix}} \right\} &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \pm \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\delta, \\ \sigma_y \left. \vphantom{\begin{matrix} \sigma_x \\ \sigma_y \end{matrix}} \right\} & \\ \tau_{xy} &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\delta. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Если обозначить

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) + \sigma_c,$$

то

$$\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) = \sigma - \sigma_c. \quad (15)$$

Из (13) и (15) путем сопоставления можно получить зависимость

$$\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) = \sigma \sin \varphi. \quad (16)$$

Используя зависимости (15) и (16), выражения (14) можно записать в виде:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x \\ \sigma_y \end{aligned} \right\} = \sigma (1 \pm \sin \varphi \cos 2\delta) - \sigma_c, \quad \left. \begin{aligned} \tau_{xy} = \sigma \sin \varphi \sin 2\delta. \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

На основании зависимостей (10) выражения (17) можно преобразовать следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x \\ \sigma_y \end{aligned} \right\} = \sigma [1 \pm \sin \varphi \sin (2\beta_1 + \varphi)] - \sigma_c, \quad \left. \begin{aligned} \tau_{xy} = -\sigma \sin \varphi \cos (2\beta_1 + \varphi). \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Продифференцируем зависимости (18) по dx и dy и подставим производные в уравнения равновесия (12). Учитывая, что

$$\cos \beta_1 = \frac{dx}{ds_1}, \quad \cos \beta_2 = \sin (\beta_1 + \varphi) = \frac{dx}{ds_2}, \quad (19)$$

получим систему двух дифференциальных уравнений равновесия, удовлетворяющих условию предельного состояния:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma}{\partial s_1} + 2\sigma \operatorname{tg} \varphi \frac{\partial \beta_1}{\partial s_1} &= -\frac{A}{\cos \varphi \cos \beta_1} - \frac{dx}{ds_1}, \\ \frac{\partial \sigma}{\partial s_2} - 2\sigma \operatorname{tg} \varphi \frac{\partial \beta_1}{\partial s_2} &= -\frac{B}{\cos \varphi \sin (\beta_1 + \varphi)} - \frac{dx}{ds_2}, \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

где

$$\left. \begin{aligned} A &= -X \cos (\beta_1 + \varphi) - Y \sin (\beta_1 + \varphi), \\ B &= -X \sin \beta_1 + Y \cos \beta_1; \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

$$X = -\gamma_{\text{взв}} + \gamma_0 \frac{\partial H}{\partial x}, \quad Y = \gamma_0 \frac{\partial H}{\partial y} \quad (22)$$

представляют собой объемные силы.

Для решения задачи необходимо добавить для первого и второго семейства линий скольжения выражения

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial s_1} \cos \beta_1 - \frac{\partial x}{\partial s_1} \sin \beta_1 &= 0, \\ \frac{\partial y}{\partial s_2} \sin (\beta_1 + \varphi) + \frac{\partial x}{\partial s_2} \cos (\beta_1 + \varphi) &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

В. В. Соколовским [3] был разработан общий метод решения уравнений (20) и (23), который используется при определении начальной устойчивости быстрозагружаемых анизотропных по водопроницаемости

оснований. Рассмотрим два случая предельного состояния анизотропного основания.

1. Предельное состояние анизотропного основания при преобладании горизонтальной водопроницаемости над вертикальной. Полагаем, что грунт имеет горизонтальную водопроницаемость, преобладающую над вертикальной. Тогда, как следует из решения задачи о распределении начальных напряжений, при передаче всей нагрузки на воду в пограничном с полосовой нагрузкой слое возникают касательные напряжения, нормальные же напряжения равны нулю.

В этом случае

$$\sigma_x = \sigma_n = \sigma_y = 0, \quad \tau_{xy} = \tau_n \neq 0. \quad (24)$$

Из выражений (14) и (16) при $\sigma_1 = -\sigma_2$ следует, что

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x \\ \sigma_y \end{aligned} \right\} = \pm \sigma \sin \varphi \cos 2\delta, \quad \left. \begin{aligned} \tau_{xy} \end{aligned} \right\} = \sigma \sin \varphi \sin 2\delta. \quad (25)$$

При $\sigma_x = 0$, $\sin \varphi \neq 0$ и $\delta \neq 0$, а только $\cos 2\delta = 0$, откуда

$$\delta = -\frac{\pi}{4}, \quad \tau_{xy} = -\sigma \sin \varphi. \quad (26)$$

Полагаем также, что на участке граничной поверхности OD при $x=0$ и $y>0$ напряжения $\tau_{xy}=0$, а напряжения σ_x и σ_y неизвестны и подлежат определению из условия предельного состояния основания. В этом случае в области максимального напряженного состояния наибольшее главное напряжение направлено параллельно оси y , вследствие чего

$$\delta = -\frac{\pi}{2}.$$

Отсюда из (25) при $\sigma_x = q(y)$ получаем

$$q(y) = \sigma \sin \varphi, \quad (27)$$

где $q(y)$ — неизвестный закон распределения пригрузки на участке OD .

Значения $\frac{\partial H}{\partial x}$ и $\frac{\partial H}{\partial y}$ в (21) для каждой точки основания могут быть найдены из полученного выражения (2):

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{p_0}{\pi \gamma_0} \left[\frac{\sqrt{\frac{k_y}{k_x}} (y+2b)}{(y+2b)^2 + \frac{k_y}{k_x} x^2} - \frac{\sqrt{\frac{k_y}{k_x}} y}{y^2 + \frac{k_y}{k_x} x^2} \right], \quad (28)$$

$$\frac{\partial H}{\partial y} = \frac{p_0}{\pi \gamma_0} \left[-\frac{\sqrt{\frac{k_y}{k_x}} x}{(y+2b)^2 + \frac{k_y}{k_x} x^2} + \frac{\sqrt{\frac{k_y}{k_x}} x}{y^2 + \frac{k_y}{k_x} x^2} \right]. \quad (29)$$

В соответствии с (26) при $\delta = -\frac{\pi}{4}$

$$\sigma = -\frac{\tau_{xy}}{\sin \varphi}, \quad (30)$$

а из (10) определяем

$$\beta'_1 = -\frac{\varphi}{2}. \quad (31)$$

При $y=0, x=0$ находим величину скачка внешней нагрузки в особой точке O по формуле

$$\sigma_1'' = \sigma_1' \exp [2(\beta_1'' - \beta_1') \operatorname{tg} \varphi], \quad (32)$$

$$q_0 = \tau_{xy} \exp \left(-\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \varphi \right).$$

Вдоль положительной полуоси при $x=0$ из (10) получаем

$$\beta_1'' = -\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (33)$$

В точке O величины β'_1 и β''_1 означают углы наклона к касательным крайних кривых пучка линий скольжения первого семейства и очерчивают так называемую переходную область предельного напряженного состояния.

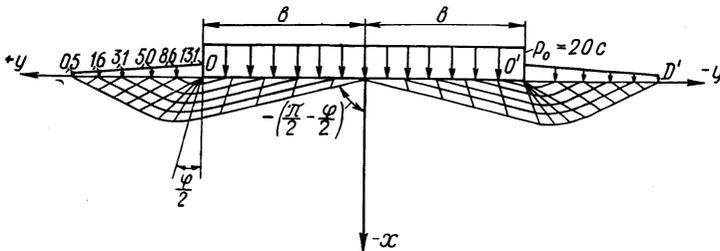


Рис. 5. Сетка линий скольжения водонасыщенного анизотропного основания с преобладающей горизонтальной водопроницаемостью ($\frac{k_y}{k_x} = 100$) от вертикальной равномерно распределенной нагрузки $p_0 = 20c$.

Для всех узлов пересечения (рис. 5) линий скольжения двух семейств вычисления для функций x, y, σ, β производятся по формулам:

$$\begin{aligned} x_3 &= \frac{y_2 - y_1 + x_1 \operatorname{tg} \beta_{11} + x_2 \operatorname{ctg}(\beta_{12} + \varphi)}{\operatorname{tg} \beta_{11} + \operatorname{ctg}(\beta_{12} + \varphi)}, \\ y_3 &= y_2 - (x_3 - x_2) \operatorname{ctg}(\beta_{12} + \varphi). \\ \beta_{13} &= \frac{1}{\sigma_1 + \sigma_2} \left[\sigma_2 \beta_{12} + \sigma_1 \beta_{11} + \frac{1}{2} \operatorname{ctg}(\sigma_1 - \sigma_2) + \right. \\ &\quad \left. + \frac{B_2(x_3 - x_2)}{2 \sin \varphi \sin(\beta_{12} + \varphi)} - \frac{A_1(x_3 - x_1)}{2 \sin \varphi \cos \beta_{11}} \right], \end{aligned} \quad (34)$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 + 2 \operatorname{tg} \varphi \left[\sigma_2 (\beta_{13} - \beta_{12}) - \frac{B_2 (x_3 - x_2)}{2 \sin \varphi \sin (\beta_{12} + \varphi)} \right].$$

Значения функций y , β , σ при $x=0$ на положительной оси (рис. 5) определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} y_3 &= x_2 \operatorname{ctg} (\beta_{12} + \varphi) + y_2; \quad x_3 = 0, \\ \sigma_3 &= \sigma_2 + 2 \operatorname{tg} \varphi \left[\sigma_2 (\beta_{13} - \beta_{12}) - \frac{B_2 (x_3 - x_2)}{2 \sin \varphi \sin (\beta_{12} + \varphi)} \right], \\ \beta_{13} &= \operatorname{const} = - \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

Здесь $A = -X_1 \cos (\beta_{11} + \varphi) - Y_1 \sin (\beta_{11} + \varphi)$; $B = -x_2 \sin \beta_{12} + Y_2 \cos \beta_{12}$.

На рис. 5 показана одна из полученных сеток линий скольжения для $\varphi = 15^\circ$, $\gamma_{\text{взв}} = 1$, $p_0 = 20c$.

В табл. 1 приводятся для этого примера результаты вычислений, где x , y , σ выражены в безразмерных величинах, а β — в радианах.

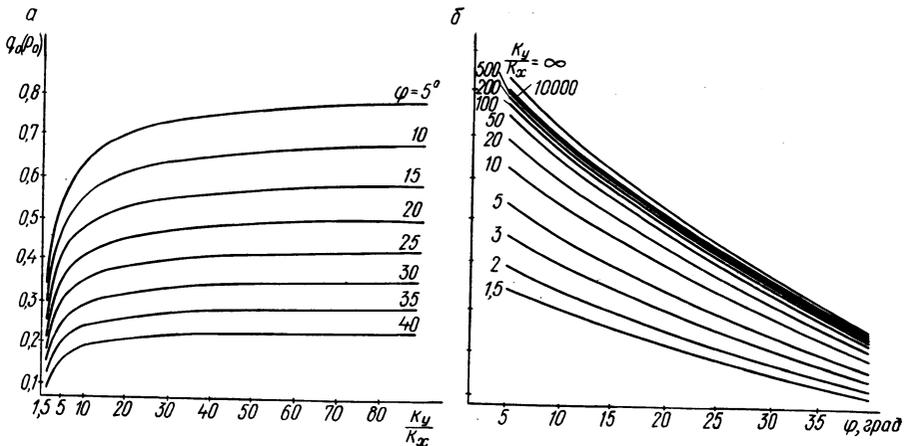


Рис. 6. Зависимость перепада внешней нагрузки q_0 от угла внутреннего трения φ (а) и показателя фильтрационной анизотропии $\frac{k_y}{k_x}$ (б).

Вычисления производились на ЭВМ «Минск-22» при $p_0 = 20c$ для следующих значений:

$$\varphi = 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ;$$

$$\frac{k_y}{k_x} = 100, 90, 80, 70, 60, 50, 40, 30, 20, 10.$$

В табл. 2 даны значения пригрузки $q(y)$, необходимой для обеспечения устойчивости основания при приведенных значениях φ , $\frac{k_y}{k_x}$ при быстром приложении нагрузки $p_0 = 20c$.

На рис. 6 представлены графики зависимости величины пригрузки q_0 от $\frac{k_y}{k_x}$ и угла внутреннего трения φ .

Характеристика результатов вычислений

Таблица 1

Значения функции	$i \backslash j$																
	i	j	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
$x_{y_{p_a}}$	0							0 0 -0,130 77,27	0 0 -0,392 67,16	0 0 -0,654 58,37	0 0 -0,916 50,73						
		1					0 -0,20 -0,130 44,22	-0,026 0,003 -0,130 54,00	-0,027 0,011 -0,392 46,26	-0,026 0,020 -0,654 39,65	-0,022 0,029 -0,916 33,97	0,000 0,059 -0,916 33,15					
$x_{y_{p_a}}$	2				0 -0,40 -0,130 27,89	-0,026 -0,196 -0,130 33,38	-0,053 0,007 -0,130 34,31	-0,056 0,023 -0,392 29,37	-0,053 0,040 -0,654 25,23	-0,045 0,059 -0,916 21,75	-0,022 0,089 -0,916 21,77	0,000 0,119 -0,916 19,19					
		3		0 -0,60 -0,130 17,55	-0,026 -0,396 -0,130 21,73	-0,053 -0,192 -0,130 24,40	-0,080 0,010 -0,392 24,30	-0,083 0,034 -0,654 20,81	-0,080 0,061 -0,654 17,96	-0,068 0,089 -0,916 15,64	-0,045 0,119 -0,916 15,90	-0,022 0,148 -0,916 15,41	0,000 0,178 -0,916 11,90				
$x_{y_{p_a}}$	4		0 -0,80 -0,130 8,161	-0,026 -0,596 -0,130 11,81	-0,053 -0,392 -0,130 14,79	-0,080 -0,189 -0,130 15,95	-0,107 0,014 -0,130 15,92	-0,111 0,046 -0,392 13,63	-0,106 0,081 -0,654 11,86	-0,091 0,119 -0,916 10,51	-0,068 0,148 -0,916 10,85	-0,045 0,178 -0,916 10,87	-0,027 0,208 -0,916 9,974	0,000 0,238 -0,916 6,193			
		5	0 -1,0 -0,130 0	-0,026 -0,796 -0,130 3,504	-0,053 -0,592 -0,130 6,593	-0,080 -0,389 -0,130 8,493	-0,107 -0,185 -0,130 9,186	-0,133 0,017 -0,130 9,266	-0,139 0,057 -0,392 7,940	-0,133 0,102 -0,654 7,018	-0,114 0,148 -0,916 6,431	-0,091 0,178 -0,916 6,791	-0,068 0,208 -0,916 6,988	-0,045 0,238 -0,916 6,788	-0,022 0,267 -0,916 5,592	0,000 0,297 -0,916 1,906	

Таблица 2

Значения боковой пригрузки в безразмерных величинах от действия
равномерно распределенной полосовой нагрузки интенсивностью $\rho_0=20c$

φ $\frac{k_y}{k_x}$	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
∞	17,43	15,16	13,13	11,29	9,614	8,075	6,658	5,353
$\frac{1}{\infty}$	8,618	4,716	2,289	0,807	0	0	0	0
10000	16,63	14,46	12,52	10,77	9,172	7,704	6,352	5,107
$\frac{1}{10000}$	8,366	4,555	2,189	0,745	0	0	0	0
1000	16,60	14,44	12,51	10,75	9,157	7,692	6,342	5,098
$\frac{1}{1000}$	7,836	4,219	1,978	0,615	0	0	0	0
500	16,55	14,39	12,46	10,72	9,128	7,667	6,321	5,082
$\frac{1}{500}$	7,527	4,023	1,855	0,540	0	0	0	0
300	16,47	14,32	12,40	10,67	9,083	7,629	6,29	5,057
$\frac{1}{300}$	7,226	3,832	1,735	0,466	0	0	0	0
200	16,36	14,23	12,32	10,60	9,025	7,58	6,25	5,025
$\frac{1}{200}$	6,933	3,647	1,619	0,394	0	0	0	0
100	16,06	13,97	12,09	10,40	8,860	7,441	6,135	4,933
$\frac{1}{100}$	6,299	3,244	1,366	0,239	0	0	0	0
90	16,00	13,91	12,05	10,36	8,825	7,412	6,111	4,914
$\frac{1}{90}$	6,185	3,172	1,322	0,211	0	0	0	0
80	15,92	13,85	11,99	10,31	8,783	7,377	6,083	4,890
$\frac{1}{80}$	6,054	3,088	1,269	0,178	0	0	0	0
70	15,83	13,76	11,92	10,25	8,731	7,333	6,046	4,861
$\frac{1}{70}$	5,894	2,988	1,206	0,1398	0	0	0	0
60	15,70	13,66	11,83	10,17	8,664	7,277	6,00	4,824
$\frac{1}{60}$	5,701	2,865	1,129	0,069	0	0	0	0
50	15,54	13,52	11,71	10,07	8,576	7,203	5,939	4,775
$\frac{1}{50}$	5,457	2,711	1,032	0,0327	0	0	0	0
40	15,32	13,32	11,54	9,926	8,452	7,099	5,853	4,706
$\frac{1}{40}$	5,135	2,506	0,904	0	0	0	0	0

$\frac{k_y}{k_x} \backslash \varphi$	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
30	14,98	13,03	11,28	9,707	8,265	6,942	5,724	4,602
$\frac{1}{30}$	4,679	2,217	0,722	0	0	0	0	0
20	14,40	12,52	10,84	9,330	7,944	6,672	5,501	4,423
$\frac{1}{20}$	3,955	1,758	0,435	0	0	0	0	0
10	13,08	11,38	9,855	8,475	7,217	6,062	4,998	4,018
$\frac{1}{10}$	2,488	0,824	0	0	0	0	0	0
9	12,84	11,17	9,675	8,320	7,085	5,951	4,906	3,944
$\frac{1}{9}$	2,240	0,670	0	0	0	0	0	0
8	12,56	10,92	9,463	8,139	6,930	5,821	4,799	3,858
$\frac{1}{8}$	1,954	0,488	0	0	0	0	0	0
7	12,23	10,63	9,212	7,923	6,746	5,666	4,672	3,756
$\frac{1}{7}$	1,620	0,277	0	0	0	0	0	0
6	11,82	10,28	8,906	7,659	6,522	5,478	4,516	3,631
$\frac{1}{6}$	1,222	0,239	0	0	0	0	0	0
5	11,31	9,840	8,521	7,328	6,240	5,241	4,321	3,474
$\frac{1}{5}$	0,734	0	0	0	0	0	0	0
4	10,64	9,527	8,016	6,894	5,870	4,936	4,065	3,268
$\frac{1}{4}$	0,113	0	0	0	0	0	0	0
3	9,711	8,446	7,314	6,290	5,356	4,499	3,709	2,982
$\frac{1}{3}$	0	0	0	0	0	0	0	0
2	8,273	7,195	6,231	5,358	4,563	3,832	3,160	2,540
$\frac{1}{2}$	0	0	0	0	0	0	0	0

2. Предельное состояние анизотропного основания при преобладании вертикальной водопроницаемости над горизонтальной. Как следует из решения задачи о распределении начальных напряжений в водонасыщенном анизотропном основании с преобладающей вертикальной водопроницаемостью, на скелет грунта действуют напряжения от быстро приложенной нагрузки и фильтрационные напряжения от пришедшей в движение грунтовой воды.

Таким образом, на граничной поверхности в пределах загружаемого участка при $x=0, y < 0$ заданы напряжения:

$$\sigma_x = P_0 \frac{1 - \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}}{1 + \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}}, \quad \tau_{xy} = 0. \quad (36)$$

Из (36) можно сделать вывод, что при $\frac{k_x}{k_y} = 1$ $\sigma_x = 0$, а при $\frac{k_x}{k_y} \rightarrow \infty$ $\sigma_x \rightarrow P_0$.

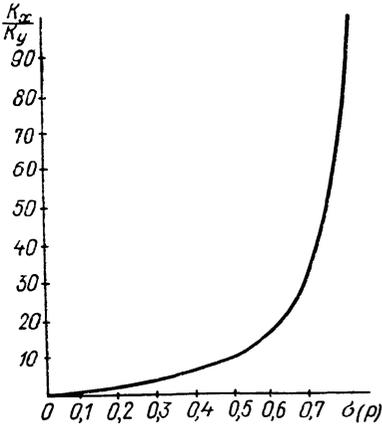


Рис. 7. Изменение напряжения σ_x от показателя фильтрационной анизотропии $\frac{k_x}{k_y}$.

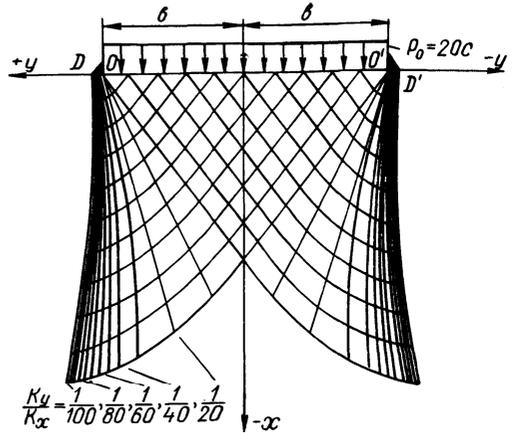


Рис. 8. Сетка линий скольжения водонасыщенного анизотропного основания с преобладающей вертикальной водопроницаемостью ($\frac{k_y}{k_x} = \frac{1}{100} - \frac{1}{10}$) от вертикальной равномерно распределенной нагрузки $p_0 = 20c$.

Изменение σ_x от отношения $\frac{k_x}{k_y}$ показано на рис. 7.

Направление главного напряжения σ_1 параллельно оси x , вследствие чего угол $\delta = 0$.

Граничные условия на участке OO' основания принимаем в виде

$$\sigma = p_0 \frac{1 - \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}}{1 + \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}}, \quad \beta'_1 = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}. \quad (37)$$

На участке граничной поверхности OD при $x=0$ и $y > 0$ напряжения $\tau_{xy} = 0$, а σ_x и σ_y неизвестны. Из уравнения (32) получаем выражение для определения скачка внешней нагрузки в точке ($x=0,0; y=0,0$)

$$\frac{q_0 + \sigma_c}{1 - \sin \varphi} = p_0 \frac{1 - \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}}{1 + \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}} \exp(-\pi \operatorname{tg} \varphi), \quad (38)$$

откуда

$$q_0 = \left[p_0 \frac{1 - \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}}{1 + \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}} + \sigma_c \right] \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \exp(-\pi \operatorname{tg} \varphi) - \sigma_c. \quad (39)$$

Неизвестные функции x , y , σ , β во всех узлах вычисляем по формулам (34) и (35). Выражения для объемных сил в этих формулах находим из (22).

На рис. 8 показана сетка линий скольжения для $\varphi = 15^\circ$, $\gamma_{взв} = 1$, $\rho_0 = 20c$.

Перепады нагрузки в точке O были вычислены на ЭВМ «Минск-22» для следующих значений:

$$\varphi = 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ, 50^\circ;$$

$$\frac{k_y}{k_x} = \frac{1}{100}, \frac{1}{90}, \frac{1}{80}, \frac{1}{70}, \frac{1}{60}, \frac{1}{50}, \frac{1}{40}, \frac{1}{30}, \frac{1}{20}, \frac{1}{10}.$$

Из табл. 2 видно, что при угле внутреннего трения $\varphi = 25^\circ$ имеет место предельное состояние грунта только внутри массива. На рис. 8 показаны линии разрыва, ограничивающие внутренний выпор грунта.

Сравнение говорит о весьма существенных различиях в величине пригрузки и очертании поверхностей скольжения. Начальное напряженное состояние при преобладании горизонтальной водопроницаемости более неблагоприятно, чем напряженное состояние в отдаленных стадиях уплотнения. Для оснований с преобладающей вертикальной водопроницаемостью наиболее опасным является некоторый последующий момент.

Фильтрационная устойчивость. Гидродинамическое, или фильтрационное, давление в каждой точке массива грунта направлено нормально к эквипотенциалам. У поверхности грунта под нагрузкой фильтрационное давление направлено сверху вниз. Грунт основания получает как бы дополнительную нагрузку, что и ведет к его уплотнению. Однако в случае преобладания горизонтальной водопроницаемости над вертикальной фильтрационные силы приобретают уже на небольшой глубине направление, близкое к горизонтали, и стремятся выдавить грунт из-под основания.

Восходящий фильтрационный поток оказывает взвешивающее воздействие на скелет грунта и, если вертикальные составляющие градиентов напора в областях, примыкающих к поверхности основания, достигают критических значений, то возникают явления фильтрационного разжигания или выпора.

Удельной силе гидродинамического давления восходящего потока противодействует вес единицы объема несвязного грунта, взвешенного в воде:

$$\frac{\gamma - \gamma_0}{1 + \varepsilon}.$$

Линии нулевых суммарных напряжений σ_y в скелете от действия собственного веса грунта, взвешенного в воде, внешней нагрузки и фильтрационных сил очерчивают область фильтрационного взвешивания грунта по краям полосовой нагрузки при быстром ее приложении к во-

донасыщенному основанию. Отрицательные значения суммарных напряжений характерны для областей фильтрационного разжижения грунта.

Для начального момента условие отсутствия фильтрационного разжижения несвязного грунта можно представить в виде выражения

$$\sigma_y = \sigma_{y(\gamma_{взв})} + \sigma_{y(\rho_0)} \geq 0, \quad (40)$$

где $\sigma_{y(\gamma_{взв})}$ — вертикальная компонента напряжения от собственного веса взвешенного в воде грунта; $\sigma_{y(\rho_0)}$ — то же фильтрационного напряжения от быстрого приложения полосовой нагрузки интенсивностью ρ_0 .

Для связного грунта условие (40) имеет вид

$$\sigma_y = \sigma_{y(\gamma_{взв})} + \sigma_{y(\rho_0)} + 2c \geq 0. \quad (41)$$

Вертикальная компонента фильтрационного напряжения определяется из полученных выражений (5) и (7).

Напряжение от собственного веса взвешенного в воде грунта

$$\sigma_{y(\gamma_{взв})} = \gamma_{взв} y. \quad (42)$$

Градиент напора определяем по формуле

$$|\text{grad } H| = \frac{\rho_0}{\pi \gamma_0} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \sqrt{4x^2 y^2 + \left(x^2 - \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2\right)^2}}{\left(x^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2\right)^2 + 4 \frac{k_x}{k_y} y^2 b^2}. \quad (43)$$

При $y=0$ имеем

$$|\text{grad } H| = \frac{\rho_0}{\pi \gamma_0} \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \frac{1}{x^2 - b^2}. \quad (44)$$

Выражение (44) необходимо для определения крайних точек границ взвешивания, для чего приравниваем

$$|\text{grad } H| = i_{кр}.$$

Критический градиент напора для несвязного грунта определяем из условия

$$i_{кр} = (\gamma - 1)(1 - n), \quad (45)$$

где n — пористость грунта.

Для связного грунта при $\gamma_{взв} = 0$

$$i_{кр} = 2c. \quad (46)$$

На рис. 9 показаны зоны разжижения несвязного грунта основания для значений $\gamma_b = 0,8; 0,6; 0,4; 0,2; 0,1; 0,05$ т/м³ для анизотропного и изотропного оснований $\frac{k_x}{k_y} = 100; \frac{1}{100}; 1$.

Для грунта, обладающего связностью при $\gamma_{взв} = 0$, зона фильтрационного отрыва показана на рис. 10.

В табл. 3—5 приведены значения начальных напряжений σ_y в грунте в зависимости от $\frac{x}{b}$ и $\frac{y}{b}$ для анизотропного и изотропного оснований.

Таблица 3

Начальные напряжения σ_y водонасыщенного анизотропного основания $\left(\frac{k_x}{k_y} = 100\right)$ от вертикальной равномерно распределенной нагрузки единичной интенсивности

$\frac{y}{b}$ \ $\frac{x}{b}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,445	0,446	0,449	0,454	0,459	0,465	0,468	0,465	0,452	0,363	0,094	0,185	0,129	0,063	0,036	0,023
0,2	0,591	0,590	0,588	0,584	0,577	0,565	0,546	0,514	0,459	0,364	0,082	0,114	0,126	0,088	0,059	0,041
0,3	0,622	0,620	0,616	0,608	0,595	0,576	0,549	0,509	0,450	0,369	0,172	0,035	0,088	0,086	0,067	0,050
0,4	0,614	0,612	0,606	0,596	0,581	0,559	0,530	0,489	0,436	0,370	0,221	0,027	0,049	0,073	0,065	0,053
0,5	0,591	0,589	0,583	0,572	0,556	0,534	0,504	0,467	0,420	0,366	0,247	0,073	0,014	0,056	0,058	0,051
0,6	0,562	0,559	0,554	0,543	0,527	0,506	0,478	0,445	0,405	0,359	0,262	0,107	0,014	0,040	0,050	0,048
0,7	0,531	0,529	0,523	0,513	0,500	0,478	0,453	0,423	0,389	0,351	0,270	0,132	0,038	0,025	0,040	0,043
0,8	0,501	0,499	0,493	0,484	0,470	0,452	0,430	0,404	0,374	0,341	0,272	0,150	0,058	0,012	0,032	0,037
0,9	0,472	0,471	0,465	0,456	0,444	0,428	0,408	0,385	0,359	0,331	0,272	0,163	0,075	0,001	0,002	0,030
1,1	0,420	0,419	0,414	0,408	0,397	0,384	0,369	0,351	0,332	0,311	0,266	0,179	0,099	0,021	0,008	0,020
1,5	0,339	0,338	0,335	0,330	0,324	0,316	0,307	0,296	0,284	0,272	0,244	0,187	0,126	0,051	0,016	0,002
2,0	0,269	0,268	0,267	0,264	0,261	0,256	0,251	0,245	0,238	0,231	0,214	0,179	0,136	0,073	0,036	0,016
3,0	0,187	0,187	0,187	0,186	0,184	0,183	0,181	0,178	0,175	0,173	0,166	0,150	0,129	0,089	0,058	0,037
4,0	0,143	0,143	0,143	0,142	0,141	0,141	0,140	0,139	0,137	0,136	0,133	0,125	0,113	0,088	0,066	0,048
5,0	0,115	0,115	0,115	0,115	0,114	0,114	0,114	0,113	0,112	0,111	0,110	0,106	0,098	0,082	0,067	0,053

Начальные напряжения σ_y водонасыщенного анизотропного основания $\left(\frac{k_x}{k_y} = \frac{1}{100}\right)$ от вертикальной равномерно распределенной нагрузки единичной интенсивности

$\frac{y}{b}$ \ $\frac{x}{b}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
0,0	0,818	0,818	0,818	0,818	0,818	0,818	0,818	0,818	0,818	0,818	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,825	0,825	0,825	0,825	0,825	0,826	0,826	0,828	0,830	0,834	0,838	0,017	0,005	0,002	0,001	0,000
0,2	0,831	0,831	0,831	0,832	0,833	0,834	0,836	0,838	0,840	0,829	0,004	0,009	0,004	0,001	0,001	0,000
0,3	0,826	0,836	0,837	0,837	0,838	0,840	0,842	0,842	0,838	0,809	0,019	0,011	0,006	0,002	0,001	0,000
0,4	0,841	0,841	0,842	0,842	0,843	0,844	0,844	0,842	0,832	0,786	0,044	0,012	0,007	0,003	0,001	0,001
0,5	0,845	0,845	0,846	0,846	0,846	0,846	0,845	0,839	0,824	0,764	0,069	0,012	0,008	0,004	0,002	0,001
0,6	0,849	0,849	0,849	0,849	0,848	0,847	0,844	0,836	0,814	0,742	0,094	0,010	0,009	0,004	0,002	0,001
0,7	0,851	0,851	0,851	0,851	0,845	0,847	0,842	0,830	0,803	0,722	0,116	0,007	0,009	0,005	0,003	0,002
0,8	0,853	0,853	0,853	0,852	0,850	0,846	0,839	0,825	0,792	0,704	0,137	0,004	0,009	0,005	0,003	0,002
0,9	0,854	0,854	0,853	0,852	0,848	0,844	0,835	0,818	0,781	0,687	0,156	0,003	0,009	0,006	0,003	0,002
1,1	0,854	0,854	0,852	0,850	0,846	0,838	0,826	0,804	0,760	0,658	0,189	0,009	0,007	0,006	0,004	0,002
1,5	0,848	0,848	0,845	0,840	0,833	0,822	0,804	0,774	0,719	0,613	0,239	0,030	0,001	0,006	0,005	0,003
2,0	0,832	0,831	0,828	0,822	0,812	0,796	0,773	0,736	0,676	0,575	0,280	0,056	0,009	0,005	0,004	0,003
3,0	0,789	0,788	0,783	0,774	0,760	0,740	0,711	0,669	0,608	0,525	0,322	0,103	0,032	0,002	0,003	0,004
4,0	0,742	0,740	0,734	0,723	0,708	0,685	0,655	0,613	0,559	0,492	0,340	0,140	0,055	0,011	0,001	0,002
5,0	0,694	0,692	0,685	0,674	0,658	0,636	0,606	0,568	0,521	0,466	0,346	0,168	0,075	0,020	0,006	0,000
6,0	0,648	0,646	0,639	0,628	0,613	0,591	0,564	0,530	0,489	0,444	0,346	0,188	0,092	0,029	0,010	0,003
7,0	0,605	0,603	0,597	0,587	0,571	0,552	0,527	0,497	0,462	0,424	0,342	0,203	0,107	0,038	0,015	0,006
8,0	0,566	0,564	0,558	0,548	0,534	0,526	0,494	0,468	0,438	0,405	0,336	0,213	0,119	0,045	0,020	0,009
9,0	0,530	0,528	0,523	0,514	0,501	0,485	0,465	0,442	0,416	0,388	0,329	0,219	0,130	0,053	0,025	0,013
10,0	0,497	0,496	0,491	0,483	0,471	0,457	0,439	0,419	0,397	0,372	0,321	0,223	0,138	0,059	0,029	0,016
11,0	0,468	0,466	0,462	0,454	0,444	0,432	0,416	0,398	0,379	0,358	0,312	0,226	0,145	0,065	0,033	0,018
12,0	0,440	0,439	0,435	0,429	0,420	0,409	0,395	0,379	0,362	0,344	0,304	0,226	0,151	0,071	0,037	0,021

Таблица 5

Начальные напряжения σ_y водонасыщенного изотропного основания $\left(\frac{k_x}{k_y} = 1\right)$ от вертикальной равномерно распределенной нагрузки единичной интенсивности

$\frac{y}{b}$ \ $\frac{x}{b}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,063	0,064	0,066	0,069	0,074	0,082	0,095	0,114	0,145	0,176	0,144	0,049	0,021	0,008	0,004	0,003
0,2	0,122	0,123	0,127	0,132	0,140	0,151	0,167	0,184	0,194	0,160	0,097	0,084	0,040	0,016	0,008	0,005
0,3	0,175	0,176	0,180	0,185	0,193	0,202	0,210	0,214	0,199	0,145	0,051	0,103	0,057	0,023	0,012	0,008
0,4	0,220	0,220	0,221	0,227	0,231	0,235	0,234	0,224	0,195	0,139	0,016	0,106	0,065	0,030	0,016	0,010
0,5	0,225	0,255	0,256	0,257	0,257	0,255	0,246	0,227	0,192	0,140	0,105	0,098	0,076	0,036	0,020	0,012
0,6	0,281	0,282	0,280	0,278	0,274	0,266	0,252	0,227	0,191	0,143	0,032	0,084	0,079	0,041	0,023	0,015
0,7	0,299	0,298	0,296	0,292	0,285	0,273	0,254	0,227	0,192	0,143	0,051	0,068	0,079	0,045	0,027	0,017
0,8	0,310	0,309	0,306	0,299	0,290	0,275	0,255	0,227	0,193	0,153	0,067	0,051	0,076	0,048	0,029	0,019
0,9	0,317	0,315	0,311	0,303	0,292	0,276	0,254	0,227	0,195	0,158	0,080	0,034	0,071	0,051	0,032	0,021
1,1	0,317	0,315	0,310	0,301	0,288	0,272	0,251	0,226	0,198	0,157	0,102	0,002	0,056	0,053	0,036	0,025
1,5	0,294	0,292	0,287	0,279	0,269	0,255	0,238	0,219	0,198	0,176	0,129	0,044	0,019	0,048	0,040	0,030
2,0	0,255	0,254	0,250	0,245	0,237	0,228	0,216	0,204	0,190	0,175	0,143	0,080	0,020	0,031	0,037	0,031
3,0	0,191	0,190	0,189	0,187	0,183	0,169	0,174	0,168	0,162	0,154	0,140	0,105	0,063	0,059	0,019	0,025
4,0	0,150	0,150	0,149	0,148	0,146	0,144	0,141	0,138	0,135	0,131	0,123	0,104	0,078	0,032	0,002	0,012
5,0	0,122	0,122	0,122	0,121	0,120	0,119	0,118	0,116	0,114	0,112	0,107	0,096	0,079	0,046	0,019	0,001

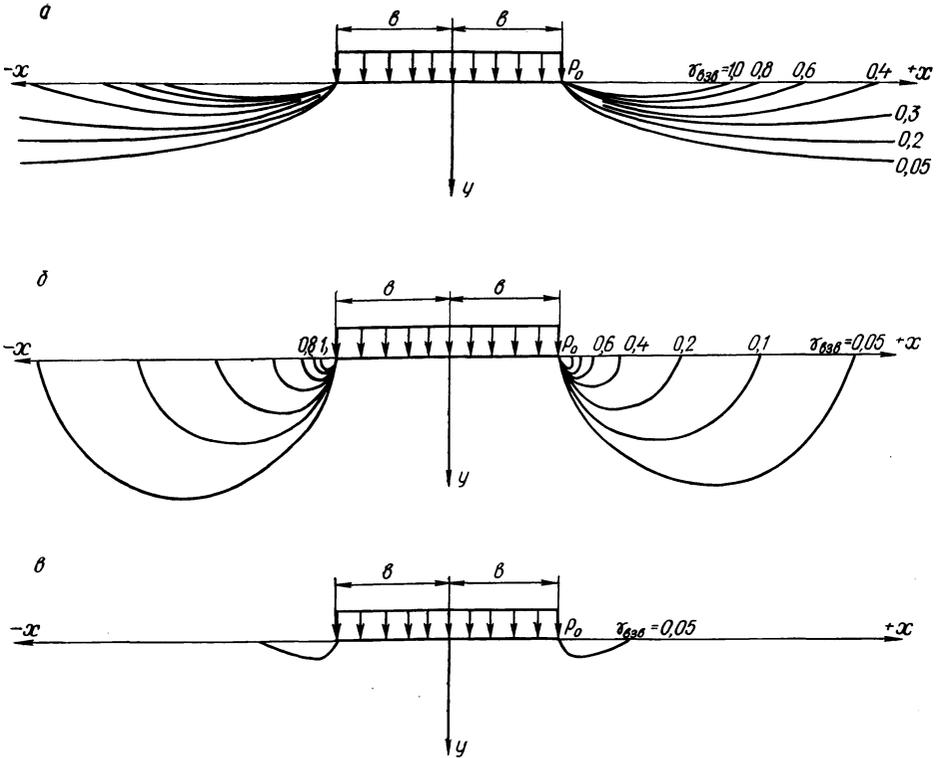


Рис. 9. Зоны взвешивания водонасыщенных оснований:

а — для грунта с преобладающей горизонтальной водопроницаемостью $\left(\frac{k_x}{k_y} = 100\right)$, $c=0$, $\frac{k_x}{k_y} = 100$;

б — для изотропного грунта, $c=0$, $\frac{k_x}{k_y} = 1$; в — для грунта с преобладающей вертикальной водопроницаемостью $\left(\frac{k_x}{k_y} = \frac{1}{100}\right)$, $c=0$, $\frac{k_x}{k_y} = \frac{1}{100}$.

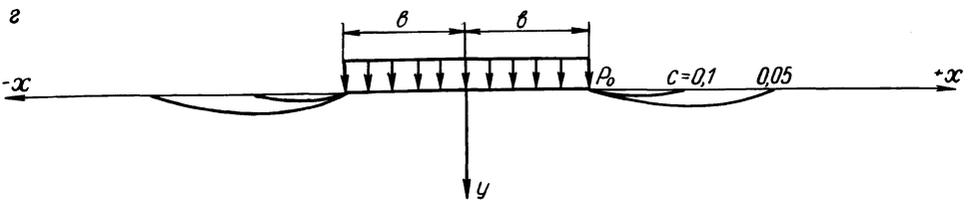


Рис. 10. Зона фильтрационного отрыва водонасыщенного анизотропного основания с преобладающей горизонтальной водопроницаемостью $\left(\frac{k_x}{k_y} = 100, \gamma_{взв} \rightarrow 0, \frac{k_z}{k_y} = 100\right)$.

Выводы

1. При быстром нагружении водонасыщенных оснований возможны нарушения устойчивости по условиям сдвига или разжижения для несвязных грунтов и фильтрационного выпора для связных грунтов.

2. Характер нарушений устойчивости зависит от интенсивности и направления фильтрационных сил, величины удельного сцепления грунта и его объемного веса.

3. В большинстве случаев преобладают нарушения устойчивости из условий сдвига. При малых значениях сцепления и объемного веса возможны фильтрационные нарушения в виде разжижения несвязных и малосвязных грунтов и фильтрационный выпор связных грунтов.

4. Учет начального напряженного состояния анизотропных по водопроницаемости грунтов позволяет сформулировать граничные условия при решении задач устойчивости по условиям сдвига для быстро-загружаемых оснований: а) при преобладании горизонтальной водопроницаемости — через касательные напряжения в пограничном с полосовой нагрузкой слое; б) при преобладании вертикальной водопроницаемости — через нормальные напряжения в этом слое.

5. При быстрых нагружениях существенное влияние на устойчивость оснований фильтрационная анизотропия может оказывать при соотношении коэффициентов фильтрации по взаимноперпендикулярным направлениям (по горизонтали и вертикали) до пятидесяти.

6. Полученные сетки линий скольжения указывают, что при быстром нагружении водонасыщенных оснований с преобладающей горизонтальной водопроницаемостью возможным видом нарушения устойчивости будет поверхностный выпор грунта без образования упругого ядра, а в случае преобладания вертикальной водопроницаемости нарушение устойчивости может происходить по схеме внутреннего выпора с образованием упругого ядра.

7. Зоны разжижения несвязного грунта и фильтрационного отрыва связного грунта по краям полосовой нагрузки увеличиваются с уменьшением его объемного веса, удельной силы сцепления и с возрастанием горизонтальной водопроницаемости.

Для оснований с преобладающей вертикальной водопроницаемостью эти зоны практически отсутствуют.

Литература

1. Колосов Г. В. Применение комплексных диаграмм и теории функций комплексной переменной к теории упругости. М., 1935.
2. Мусхелишвили Н. И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М., 1966.
3. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. М., 1960.

ПОВЫШЕНИЕ ПРОХОДИМОСТИ ГУСЕНИЧНЫХ МАШИН В УСЛОВИЯХ ОБВОДНЕННЫХ ГРУНТОВ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ВАКУУМИРОВАННЫХ СЛАНЕЙ

При разработке грунта и передвижении механизмов возникают динамические нагрузки, которые существенным образом влияют на изменения удельного давления под гусеницами по величине и во времени.

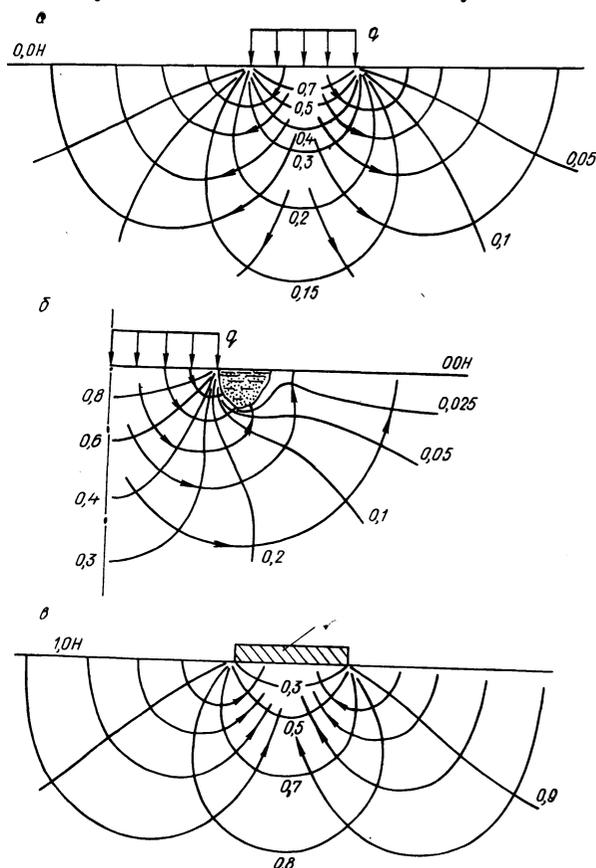


Рис. 1. Гидродинамическая картина в основании при быстром повышении давления (а), при разжижении грунта у краев опорной площади (б) и при укладке водоотсасывающей слани (в):

1 — водоотсасывающая слань.

Экспериментально установлено, что максимальное давление может в 6—8 раз превышать среднее удельное и носит динамический характер [1—3]. В условиях водонасыщенных грунтов для обеспечения возможности нормальной работы и передвижения с целью увеличения площади опоры применяется укладка сланей.

Фильтрационные явления, возникающие под всей опорной поверхностью или ее частью сразу за быстрыми повышениями давления, исследованы нами на моделях методом ЭГДА. Гидродинамическая картина фильтрации, возникающая в основании гусеницы или слани при повышении давления, представлена на рис. 1, а. Как видно, под серединой опорной поверхности фильтрационные силы направлены вертикально вниз и оказывают сжатие на скелет грунта. Ближе к краям опорной поверхности их действие уже оказывает сдвигающее и

взвешивающее влияние, а гидравлические градиенты в этих местах имеют наибольшие значения. В связи с этим разупрочнение грунта начинается у краев площади загрузки.

Представим себе, что грунт у краев гусеницы разупрочнился и разжижился, т. е. превратился в тяжелую жидкость. Картина фильтрации изменится (рис. 1, б) и разжижение поверхностного слоя грунта будет распространяться в направлении от краев к середине опорной поверхности и в глубину массива. Фильтрационное разжижение грунта у краев опорной поверхности и связанная с ним потеря несущей способности этой области может привести к перекосу механизма и выпору грунта основания. Таким образом, будет иметь место совместное действие деформаций фильтрационного разжижения или выпора со сдвигом части грунтовой массы. В грунтах органического происхождения на погружение в массив гусениц оказывает влияние наряду с разупрочнением также и значительная сжимаемость скелета.

В обводненных грунтах весьма эффективно применение водоотсасывающих (вакуумированных) сланей. Гидродинамическая сетка, соответствующая этому случаю, представлена на рис. 1, в. Под сланью фильтрационные силы направлены вертикально вверх и своим действием как бы поддерживают ее. Взвешивания и разжижения грунта при этом не произойдет, так как на скелет оказывает влияние вес самой слани и экскаватора. За пределами опорной площади, особенно в поверхностном слое грунтовой массы, силы фильтрации направлены вертикально вниз, они способствуют устойчивости грунта, поэтому условия для его разупрочнения отсутствуют.

Водоотсасывающий элемент слани может быть изготовлен из различных фильтрующих материалов или пластмассовых дрен. Создание вакуума в полости фильтрующего элемента и, как следствие, в порах соприкасающегося с поверхностью слани грунта обеспечивает действие потока, рассмотренное на рис. 1, в.

С целью осушения маломощных водоносных прослоек Н. С. Митрофановым [3] было предложено и опробовано в производственных условиях использование наклонных вакуумных фильтров, состоящих из каркаса-оболочки и фильтрующего элемента из крупнопористого бетона. С помощью штуцеров и гибких шлангов водоотсасывающий элемент присоединялся к вакуумному агрегату иглофильтровой водопонизительной установки. Этот способ оказался весьма эффективным при местном осушении слоя обводненного разнозернистого песка с включением глинистых частиц. Кроме того, по мнению Н. С. Митрофанова, применение наклонных фильтров целесообразно для обеспечения проходимости землеройных механизмов и транспорта в обводненных грунтах.

На основании проведенных нами исследований на моделях методом ЭГДА и анализа опубликованных литературных данных можно утверждать, что слань с водоотсасывающим элементом будет иметь по сравнению с обычной большую несущую способность по грунту, что позволит повысить проходимость экскаваторов в сложных инженерно-геологических условиях. Такой тип сланей рекомендуется нами к производственной проверке в условиях гидромелиоративного строительства.

Литература

1. Гантман В. Б. Вопросы проходимости гусеничных экскаваторов на слабых грунтах. — «Гидротехника и мелиорация», 1957, № 9.
2. Ковш П. В. Влияние проходимости болот и параметров мелиоративных каналов на эффективность использования одноковшовых экскаваторов. Автореф. канд. дис. Минск, 1968.
3. Митрофанов Н. С. Наклонные вакуумные фильтры. — В сб.: Труды совещания по вопросам понижения уровня грунтовых вод. М., 1966.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИКИ ГРУНТОВЫХ ВОД МЕЖДУ ДРЕНАМИ С УЧЕТОМ ОСУШИТЕЛЬНОГО ДЕЙСТВИЯ ВОДOPPOBODЯЩИХ КАНАЛОВ ПРИ ПАРАЛЛЕЛЬНОМ РАСПОЛОЖЕНИИ КАНАЛОВ И ДРЕН

Данная задача решалась на основании результатов исследований [1, 2] по учету влияния водопроводящей сети на режим фильтрации воды к осушительным каналам и дренам. В первом приближении учет влияния водопроводящей сети для случая параллельного расположения каналов и дрен можно осуществлять, определяя расстояния между дренами по формулам А. И. Ивицкого [1]. Эти формулы получены при следующих предпосылках: 1) расстояния между дренами одинаковы; 2) дренаи располагаются на водоупоре, а несовершенство их учитывается

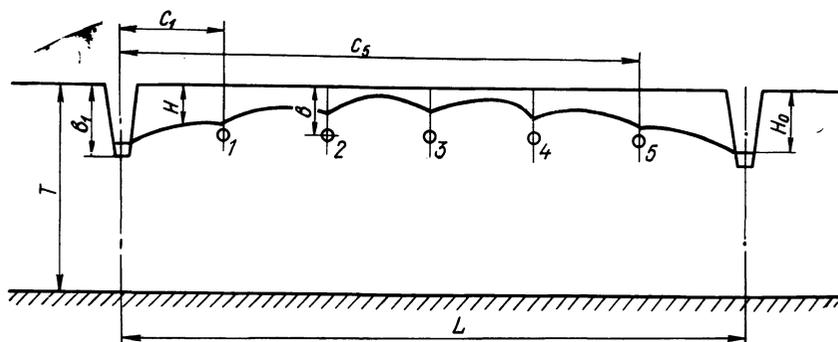


Рис. 1.

введением в конечные формулы коэффициента висячности; 3) над дренами в течение всего процесса фильтрации поддерживается постоянный напор воды.

Следует отметить, что математические выкладки выполнены с целым рядом допущений, правомерность которых в работе [1] не доказывается. Например, переход от стационарного режима к нестационарному осуществляется простым умножением на время t и т. д. Поэтому в настоящей статье приводится решение этой же задачи, где авторы постарались устранить указанные недостатки.

Постановка задачи. Пусть мощность грунтовых вод в однородном грунте в момент времени $t=0$ составляет T . В некоторый момент времени $t>0$ начинает действовать система из двух каналов глубиной b_1 с одинаковым постоянным напором в них H_0 и m дрен, расположенных на глубине b_2 с постоянным во времени расходом их Q_k ($k=1, \dots, m$) (рис. 1). Расстояния между дренами могут быть произвольными. По известным водно-физическим свойствам грунта требуется определить динамику грунтовых вод на осушаемом массиве.

Решение задачи. Заменяя каналы узкими щелями и считая источник моделью дренаи, решение поставленной задачи получаем по методу ис-

точников и стоков. Функция снижения H_1 от действия m дрен с интенсивностями g_k , постоянно действующими во времени, имеет вид [3]

$$H_1 = \frac{1}{4a\pi} \sum_{k=1}^m g_k \int_0^t \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left\{ \frac{\exp \left[-\frac{r_k^2 + (y+b-2nT)^2}{4a(t-\theta)} \right]}{t-\theta} + \dots \right. \\ \left. \rightarrow \dots \frac{\exp \left[-\frac{r_k^2 + (y-b-2nT)^2}{4a(t-\theta)} \right]}{t-\theta} \right\} d\theta, \quad (1)$$

где a — коэффициент пьезопроводности; r_k — расстояние от рассматриваемого сечения до k -й дрены; t — время.

На рис. 1 система координат выбрана таким образом, что начало координат всегда совпадает с рассматриваемым сечением.

Учесть влияние водопроводящих каналов с постоянным снижением воды в них можно следующим образом. На контуре дренажных щелей разместим стоки (источники) такой переменной интенсивности $g(\Theta)$, которая обеспечила бы в любой момент времени постоянство снижений (H_0) в каналах. Тогда общее снижение H от действия каналов и дрен будет выражаться формулой

$$H = H_1 + \frac{1}{4\pi a} \int_{-b_1}^{b_1} \int_0^t g(\theta) \sum_{n=-\infty}^{\infty} \frac{\exp \left[-\frac{r_0^2 + (y+\lambda-2nT)^2}{4a(t-\theta)} \right] + \dots}{t-\theta} \rightarrow \dots \\ \rightarrow \dots \frac{\exp \left[-\frac{r_{m+1}^2 + (y-\lambda-2nT)^2}{4a(t-\theta)} \right]}{t-\theta} d\theta d\lambda, \quad (2)$$

где H_1 определяется согласно (1); r_0 , r_{m+1} — расстояния от рассматриваемого сечения до каналов.

Воспользовавшись соотношением [3]

$$\sum_{n=-\infty}^{\infty} \exp \left[-\frac{(y \pm \lambda - 2nT)^2}{4at} \right] = \frac{\sqrt{\pi at}}{T} \times \\ \times \left[1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{n\pi(y \pm \lambda)}{T} \exp \left(-\frac{n^2\pi^2 at}{T^2} \right) \right] \quad (3)$$

и предположив, что каналы совершенны, после интегрирования полученных зависимостей по λ найдем следующую формулу для определения снижения поверхности грунтовых вод:

$$H = \frac{1}{2T\sqrt{a\pi}} \sum_{k=1}^m \int_0^t g_k \frac{e^{-\frac{r_k^2}{4a(t-\theta)}}}{\sqrt{t-\theta}} \left(1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{\pi nb}{T} e^{-\frac{\pi^2 n^2 a(t-\theta)}{T^2}} \right) \times \\ \times d\theta + \frac{1}{2\sqrt{a\pi}} \int_0^t g(\theta) \frac{e^{-\frac{r_0^2}{4a(t-\theta)}} + e^{-\frac{r_{m+1}^2}{4a(t-\theta)}}}{\sqrt{t-\theta}} d\theta. \quad (4)$$

Несовершенство каналов учтем в дальнейшем путем введения дополнительных сопротивлений.

В выражении (4) функция $g(\theta)$ неизвестная. Однако ее можно определить, если воспользоваться условием постоянства снижений воды в каналах (H_0)

$$H_0 = \frac{1}{2T\sqrt{a\pi}} \sum_{k=1}^m \int_0^t g_k \frac{e^{-\frac{c_k^2}{4a(t-\theta)}}}{\sqrt{t-\theta}} \left(1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{\pi nb}{T} e^{-\frac{\pi^2 n^2 a(t-\theta)}{T^2}} \right) \times \\ \times d\theta + \frac{1}{2\sqrt{a\pi}} \int_0^t g(\theta) \frac{(1 + e^{-\frac{L^2}{4a(t-\theta)}})}{\sqrt{t-\theta}} d\theta, \quad (5)$$

где L — расстояние между каналами; c_k — расстояние между каналом и k -й дренажной ($k=1, 2, \dots, m$).

Полученное уравнение сохраняет смысл в силу непрерывной зависимости правой части (4) от r_k ($k=0, 1, \dots, m+1$).

Таким образом, для отыскания функции $g(\theta)$ необходимо решить интегральное уравнение первого рода типа Вольтерра. Так как интегралы, входящие в это уравнение, представляют собой свертку, то преобразование Лапласа переводит ее в алгебраическое произведение изображений [4].

Применив преобразование Лапласа к уравнению (5), согласно таблице изображений [5], получим

$$\frac{2\sqrt{a}H_0}{s} = \frac{1}{T} \sum_{k=1}^m \left[g_k \frac{e^{-c_k\sqrt{\frac{s}{a}}}}{s\sqrt{s}} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{\pi nb}{T} \times \right. \\ \left. \times \frac{e^{-\frac{c_k}{\sqrt{a}}\sqrt{s+\frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}}}{s\sqrt{s+\frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}} \right] + \frac{\Phi(s)}{\sqrt{s}} (1 + e^{-L\sqrt{\frac{s}{a}}}), \quad (6)$$

где $\Phi(s)$ — изображение функции $g(\theta)$.

Разложив в ряд функцию

$$\frac{1}{1 + e^{-L\sqrt{\frac{s}{a}}}} = 1 - e^{-L\sqrt{\frac{s}{a}}} + e^{-2L\sqrt{\frac{s}{a}}} - \dots \quad (7)$$

и ограничившись первыми двумя членами, найдем из уравнения (6) искомую функцию в области изображений

$$\Phi(s) = (1 - e^{-L\sqrt{\frac{s}{a}}}) \left\{ \frac{2\sqrt{a}H_0}{\sqrt{s}} - \sum_{k=1}^m \frac{g_k}{T} \left[\frac{e^{-c_k\sqrt{\frac{s}{a}}}}{s} + \right. \right.$$

$$+ 2 \left[\sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{\pi n b}{T} \frac{e^{-c_k \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}}}{\sqrt{s} \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}} \right]. \quad (8)$$

Нетрудно убедиться, осуществив обратный переход уравнения (8) к оригиналу, что при изменении времени t в промежутке $\left(0 < t \leq \frac{L}{\sqrt{a}}\right)$ указанное ограничение вполне допустимо. Для решения же поставленной задачи осуществлять переход к оригиналу нет необходимости, так как, воспользовавшись теоремой о свертке, можно записать изображение уравнения (4) с учетом (8) в таком виде:

$$U(s) = \frac{1}{2\sqrt{a}T} \sum_{k=1}^m g_k \left(\frac{e^{-r_k \sqrt{\frac{s}{a}}}}{s \sqrt{s}} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{\pi n b}{T} \frac{e^{-\frac{r_k}{\sqrt{a}} \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}}}{s \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}} \right) +$$

$$+ \frac{H_0 (e^{-r_0 \sqrt{\frac{s}{a}}} + e^{-r_{m+1} \sqrt{\frac{s}{a}}})}{s} - \frac{1}{2\sqrt{a}T} \sum_{k=1}^m g_k \times$$

$$\times \left[\frac{e^{-c_k \sqrt{\frac{s}{a}}} (e^{-r_0 \sqrt{\frac{s}{a}}} + e^{-r_{m+1} \sqrt{\frac{s}{a}}})}{s \sqrt{s}} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{\pi n b}{T} \frac{e^{-\frac{c_k}{\sqrt{a}} \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}}}{s \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}} \times \right.$$

$$\left. (e^{-r_0 \sqrt{\frac{s}{a}}} + e^{-r_{m+1} \sqrt{\frac{s}{a}}}) \right] - \frac{H_0 e^{-L \sqrt{\frac{s}{a}}} (e^{-r_0 \sqrt{\frac{s}{a}}} + e^{-r_{m+1} \sqrt{\frac{s}{a}}})}{s} +$$

$$+ \frac{1}{2\sqrt{a}T} \sum_{k=1}^m g_k e^{-L \sqrt{\frac{s}{a}}} (e^{-r_0 \sqrt{\frac{s}{a}}} + e^{-r_{m+1} \sqrt{\frac{s}{a}}}) \left[\frac{e^{-c_k \sqrt{\frac{s}{a}}}}{s \sqrt{s}} + \right.$$

$$\left. + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{\pi n b}{T} \frac{e^{-\frac{c_k}{\sqrt{a}} \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}}}{s \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}} \right], \quad (9)$$

где $U(s)$ — изображение $H(t)$.

Воспользовавшись таблицей обратных преобразований Лапласа [6], найдем оригиналы всех членов уравнения (9) за исключением слагаемых вида

$$F(s) = \frac{e^{-\frac{c_k}{\sqrt{a}} \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}} e^{-r_0 \sqrt{\frac{s}{a}}}}{s \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}}.$$

Оригинал этой функции найдем по теореме умножения изображений. Введем обозначения

$$F_1(s) = \frac{e^{-r_0} \sqrt{\frac{s}{a}}}{s}, \quad F_2(s) = \frac{e^{-\frac{c_k}{\sqrt{a}} \sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}}}{\sqrt{s + \frac{\pi^2 n^2 a}{T^2}}} \quad (10)$$

и воспользуемся таблицей, приведенной в работе [6]. Получим

$$L^{-1} [F_1(s) \cdot F_2(s)] = \int_0^t \operatorname{erfc} \left(\frac{r_0}{2\sqrt{a\theta}} \right) \frac{e^{-\frac{c_k^2}{4a(t-\theta)} - \frac{\pi^2 n^2 a(t-\theta)}{T^2}}}{\sqrt{\pi(t-\theta)}} d\theta. \quad (11)$$

Вычислить интеграл правой части этого соотношения, который обозначим через $f(t)$, не представляется возможным. Поэтому поступим следующим образом. Так как функция $\operatorname{erfc} \left(\frac{r_0}{2\sqrt{a\theta}} \right)$ неотрицательна и монотонно возрастающая, то имеет место формула Бонне о среднем значении [5]. Поэтому можно записать

$$f(t) = \operatorname{erfc} \left(\frac{r_0}{2\sqrt{at}} \right) \int_\rho^t \frac{e^{-\frac{c_k^2}{4a(t-\theta)} - \frac{\pi^2 n^2 a(t-\theta)}{T^2}}}{\sqrt{\pi(t-\theta)}} d\theta, \quad (12)$$

где ρ — некоторая точка из интервала $[0, t]$, вообще говоря, неизвестная. Если положить $\rho=0$ и обозначить правую часть формулы (12) через $f_1(t)$, то будет, очевидно, выполняться соотношение

$$f(t) \leq f_1(t). \quad (13)$$

Так как при $\rho=0$ получается известный интеграл вычисленный, например в работе [7], то

$$f_1(t) = \operatorname{erfc} \left(\frac{r_0}{2\sqrt{at}} \right) \frac{T}{2\sqrt{a\pi n}} \left[e^{-\frac{c_k \pi n}{T}} \operatorname{erfc} \left(\frac{c_k}{2\sqrt{at}} - \frac{\sqrt{at} \pi n}{T} \right) - e^{-\frac{c_k \pi n}{T}} \operatorname{erfc} \left(\frac{c_k}{2\sqrt{at}} + \frac{\sqrt{at} \pi n}{T} \right) \right]. \quad (14)$$

В окончательную формулу эти слагаемые войдут в виде следующего ряда N :

$$N = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos \pi n \bar{b}}{n} \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{r}_0}{2\sqrt{\bar{\tau}}} \right) \left[e^{-\bar{c}_k \pi n} \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{c}_k}{2\sqrt{\bar{\tau}}} - \pi n \sqrt{\bar{\tau}} \right) - e^{-\bar{c}_k \pi n} \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{c}_k}{2\sqrt{\bar{\tau}}} + \pi n \sqrt{\bar{\tau}} \right) \right], \quad (15)$$

где

$$\frac{c_k}{T} = \bar{c}_k, \quad \frac{r_k}{T} = \bar{r}_k, \quad \frac{b}{T} = \bar{b}, \quad \frac{at}{T^2} = \bar{\tau}. \quad (16)$$

Результаты расчетов по формуле (15), часть которых приведена в сокращенном виде в табл. 1, показывают, что при $\bar{c}_k > 1$ величиной N практически можно пренебречь.

Таблица 1

\bar{b}	\bar{c}_k	$\sqrt{\tau}$					
		0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,26
0,07	1	0,0012	0,0298	0,0632	0,0728	0,0742	0,0742
	2	0	0,0001	0,0019	0,0034	0,0036	0,0036
	3	0	0	0	0,0001	0,0001	0,0001
0,10	1	0,0009	0,0260	0,0589	0,0672	0,691	0,691
	2	0	0,0001	0,0018	0,0033	0,0035	0,0035
	3	0	0	0	0,0001	0,0001	0,0001
0,15	1	0,0005	0,0215	0,0548	0,0623	0,0635	0,0635
	2	0	0,0001	0,0017	0,0031	0,0033	0,0033
	3	0	0	0	0,0001	0,0001	0,0001
0,20	1	0,0001	0,0171	0,0513	0,0572	0,0582	0,0582
	2	0	0	0,0016	0,0029	0,0030	0,0030
	3	0	0	0	0,0001	0,0001	0,0001

Учитывая сказанное и пользуясь тем, что интенсивность источника связана с расходом дрены зависимостью [3]

$$g_k = \frac{a}{k} Q_k, \quad (17)$$

можем решение нашей задачи записать в виде

$$\begin{aligned}
 H = H_0 & \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{r}_0}{2\sqrt{\tau}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{L} - \bar{r}_0}{2\sqrt{\tau}} \right) - \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{L} + \bar{r}_0}{2\sqrt{\tau}} \right) - \right. \\
 & \left. - \operatorname{erfc} \left(\frac{2\bar{L} - \bar{r}_0}{2\sqrt{\tau}} \right) \right] + \frac{\tau}{k} \sum_{k=1}^m Q_k \left[i \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{r}_k}{2\sqrt{\tau}} \right) - i \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{r}_0 + \bar{c}_k}{2\sqrt{\tau}} \right) - \right. \\
 & \left. - i \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{L} - \bar{r}_0 + \bar{c}_k}{2\sqrt{\tau}} \right) + i \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{r}_0 + \bar{c}_k + \bar{L}}{2\sqrt{\tau}} \right) + i \operatorname{erfc} \left(\frac{2\bar{L} + \bar{c}_k - \bar{r}_0}{2\sqrt{\tau}} \right) \right] + \\
 & + \frac{1}{2k\pi} \sum_{k=1}^m Q_k F(\bar{r}_k, \bar{b}, \tau), \quad (18)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{где } F(\bar{r}_k, \bar{b}, \tau) = & \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos \pi n \bar{b}}{n} \left[e^{-\bar{r}_k \pi n} \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{r}_k}{2\sqrt{\tau}} - \pi n \sqrt{\tau} \right) - \right. \\
 & \left. - e^{-\bar{r}_k \pi n} \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{r}_k}{2\sqrt{\tau}} + \pi n \sqrt{\tau} \right) \right], \quad \bar{L} = \frac{L}{T}.
 \end{aligned}$$

Остальные обозначения введены согласно (16) с учетом замены $\bar{r}_{m+1} = \bar{L} - \bar{r}_0$.

В полученном решении несовершенство каналов может быть учтено исправлением характеристик r_0 и L путем введения дополнительного сопротивления ξ , определяемого по формуле [3]

$$\xi = -0,6366 \ln \sin 05 \pi \bar{b}_1, \quad (19)$$

где $\bar{b}_1 = \frac{b_1}{T}$.

Тогда в решение (18) вместо \bar{r}_0 и \bar{L} следует ввести \bar{r}_0^* и \bar{L}^* , которые определяются по формулам

$$\bar{r}_0^* = \bar{r}_0 (1 + \xi), \quad \bar{L}^* = \bar{L} (1 + \xi). \quad (20)$$

Из формулы (18) как частный случай получается ряд зависимостей. Так, при отсутствии каналов ($L = \infty, r_0 = \infty$) получаем функцию снижения от действия системы m дрен

$$H = \frac{\tau}{k} \sum_{k=1}^m Q_k i \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{r}_k}{2 \sqrt{\tau}} \right) + \frac{1}{2\pi k} \sum_{k=1}^m Q_k F(\bar{r}_k, \bar{b}, \tau). \quad (21)$$

Если дрен нет, то, положив в формуле (18) $Q_k = 0$ ($k=1, 2, \dots, m$), получим функцию снижения для двух каналов

$$H = H_0 \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{r}_0}{2 \sqrt{\tau}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{L} - \bar{r}_0}{2 \sqrt{\tau}} \right) - \operatorname{erfc} \left(\frac{\bar{L} + \bar{r}_0}{2 \sqrt{\tau}} \right) - \operatorname{erfc} \left(\frac{2\bar{L} - \bar{r}_0}{2 \sqrt{\tau}} \right) \right]. \quad (22)$$

Расчеты по формуле (22) и по известной формуле С. Ф. Аверьянова [8] полностью совпадают при выполнении соответствующих ограничений на ее применение по времени, на что указывалось вначале.

При выполнении расчетов по формуле (18) значения функций $i \operatorname{erfc}(x)$ могут быть взяты из таблиц, приведенных в работе А. В. Лыкова [9]. Для определения значений функций $F(\bar{r}_k, \bar{b}, \tau)$ нами составлены таблицы для различных значений входящих в функции параметров. Часть этих результатов приведена в сокращенном виде в табл. 2.

Значения $F(\bar{r}_k, \bar{b}, \tau)$ при $\bar{b}=0,2$

Таблица 2

\bar{r}_k	τ									
	0,01	0,04	0,09	0,16	0,25	0,36	0,49	0,64	0,81	1,00
0,1	0,0210	0,4369	0,7524	0,9241	1,0028	1,0327	1,0420	1,0444	1,0449	1,0450
0,2	0,0173	0,3089	0,5862	0,7471	0,8229	0,8520	0,8612	0,8635	0,8640	0,8641
0,3	0,0041	0,1719	0,3960	0,5406	0,6116	0,6395	0,6484	0,6507	0,6512	0,6513
0,4	0,0005	0,0833	0,2502	0,3747	0,4396	0,4659	0,4744	0,4766	0,4771	0,4772
0,5	0	0,0361	0,1512	0,2540	0,3118	0,3361	0,3442	0,3463	0,3468	0,3469
0,6	0	0,0141	0,0879	0,1693	0,2196	0,2417	0,2492	0,2513	0,2517	0,2518
0,7	0	0,0049	0,0492	0,1112	0,1537	0,1735	0,1804	0,1824	0,1828	0,1829
0,8	0	0,0015	0,0265	0,0718	0,1069	0,1243	0,1307	0,1325	0,1329	0,1329
0,9	0	0,0004	0,0129	0,0422	0,0786	0,0918	0,0989	0,1006	0,1010	0,1010
1,0	0	0	0,0063	0,0271	0,0487	0,0613	0,0663	0,0678	0,0682	0,0682

Литература

1. *Ивицкий А. И.* Теория расчета расстояний между дренами с учетом осушительного действия водопроводящей сети — ДАН БССР, 1968, т. XII, № 11.
2. *Брусиловский Ш. И., Писецкий Г. А.* Определение динамики грунтовых вод при взаимно-перпендикулярном расположении водопроводящей и регулирующей сети. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 3. Минск, 1973.
3. *Васильев С. В.* и др. Методы фильтрационных расчетов гидромелиоративных систем. М., 1970.
4. *Деч Г.* Руководство к практическому применению преобразований Лапласа и z -преобразования. М., 1971.
5. *Фихтенгольц Г. М.* Курс дифференциального и интегрального исчисления. Т. 2. М., 1966.
6. *Бейтмен Г., Эрдейи А.* Таблицы интегральных преобразований. Т. 1. М., 1969.
7. *Полубаринова-Кочина П. Я.* Теория движения грунтовых вод. М., 1952.
8. *Аверьянов С. Ф.* Расчет понижения и подъема грунтовых вод при осушении системой каналов (дрен). — «Гидротехника и мелиорация», 1957, № 12.
9. *Лыков А. В.* Теория теплопроводности. М., 1952.

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕУСТАНОВИВШЕЙСЯ ФИЛЬТРАЦИИ К СКВАЖИНАМ

Анализ развития радиуса влияния скважин показывает, что неустановившаяся фильтрация в водоносных горизонтах носит весьма сложный характер и даже в условиях однородных по проницаемости пластов часто не согласуется с известными представлениями теории линейной фильтрации. Особенно неясными остаются характер распространения и восстановления неустановившейся депрессионной воронки, ее форма и размеры при различных дебитах скважины. Можно полагать, что такое явление имеет место из-за нестабильности режима водного питания пластов (или граничных условий в общем случае), а также из-за воздействия на неустановившееся движение воды силы тяжести и начального градиента напора (или начального градиента фильтрации) I_0 . Влияние этих факторов на поведение неустановившейся (и особенно свободной) депрессионной поверхности только начинает изучаться.

Существование начального градиента напора I_0 и вытекающего из него обобщенного закона Дарси приводит к тому, что скорости перераспределения пластового давления и роста неустановившегося радиуса влияния носят затухающий характер. По этой причине радиус влияния скважин всегда имеет конечную величину (практически весьма небольшую) и является функцией дебита скважины [1, 2]. Аналогично параметры пласта, определяемые по формулам теории линейной фильтрации (например, по формулам Дюпюи и Тейса), при наличии I_0 также являются функциями интенсивности возмущения [2, 3]. В связи с этим и возникает вопрос о том, в каких средах движение воды подчиняется закону Дарси и теории линейной фильтрации, а в каких возникает I_0 , и движение подземных вод характеризуется теорией нелинейной или квазилинейной фильтрации.

Для изучения этого вопроса были проведены лабораторные опыты на фильтрационной трубке длиной 1 м и сечением 100 см² [3]. Пьезометрическая поверхность замерялась по многочисленным пьезометрам, расположенным вдоль трубки. За градиент напорного установившегося потока принимался уклон прямолинейного участка пьезометрической поверхности, находящегося в центральной части трубки (вблизи торцов трубки пьезометрическая поверхность резко изгибается, поэтому показания торцевых пьезометров в расчет не принимались). Пористой средой служили фракции песка диаметром 0,5—1,0 мм ($k_d = 80$ м/сутки) и 2—3 мм ($k_d = 393$ м/сутки).

Установлено, что движение воды в средне- и крупнозернистых песках происходит также при наличии I_0 . Причем в одной и той же пористой среде величина I_0 может быть различной в зависимости от интенсивности и характера потока. Отсюда следует, что практически во всех водоносных горизонтах движение подземных вод будет происходить с возникновением начального градиента фильтрации [3].

Для проверки этого вывода в натуральных условиях обобщим результаты определения коэффициента пьезопроводности (уровнепроводности) a и водоотдачи (упругоёмкости или запаса) пласта μ , полученные при проведении опытных откачек в однородных по проницаемости средах. Такой анализ позволит оценить достоверность различных гипотез о физической сущности параметров a и μ и создаст предпосылки для построения более совершенных моделей неустановившейся напорной и безнапорной фильтрации.

Для расчета a и μ воспользуемся формулой Ч. В. Тейса [4]

$$S_{rt} = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25 at}{r^2} = i \ln \frac{2,25 at}{r^2} = i^* \lg \frac{2,25 at}{r^2}, \quad (1)$$

где $Q = \text{const}$ — дебит скважины; S_{rt} — понижение уровня в точке r на момент времени t при данном Q ; $T = km = Q/4\pi i$ — проводимость пласта по Тейсу, определяемая с учетом времени t ; $i = Q/4\pi T$ — тангенс угла наклона графика прослеживания уровня $S_{rt} = f(\ln t)$ к оси $\ln t$ в наблюдательной скважине r ; $i^* = 2,3 i = 0,183 Q/T$ — то же для графика $S_{rt} = f(\lg t)$; a — коэффициент пьезопроводности пласта по Тейсу, определяемый по фиксированным значениям Q , S_{rt} , i из формулы (1)

$$\ln a = \frac{S_{rt}}{i} - \ln \frac{2,25 t}{r^2}. \quad (2)$$

Для расчета коэффициента упругоёмкости пласта μ имеется множество формул, вытекающих из соответствующих гипотез Буссинеска, В. Херста — М. Маскета, С. Е. Джейкоба — Ч. В. Тейса, В. Н. Щелкачева, Г. И. Баренблатта — А. П. Крылова, В. Н. Николаевского, В. М. Шестакова, Р. Де Уиста, Н. Н. Веригина и других исследователей [4—7]. Однако все они независимо от физического толкования параметра μ (а следовательно, и a) в конечном итоге приходят к линейному уравнению параболического типа [4, 5, 6]

$$\frac{\partial^2 S}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial S}{\partial r} = \frac{1}{a} \frac{\partial S}{\partial t}, \quad (3)$$

где

$$a = T/\mu = \text{const} \neq f(Q). \quad (4)$$

На этом основании значение a из (2) можем подставить в формулу (4). Тогда получим выражение для определения коэффициента упругоёмкости пласта μ по фиксированным значениям Q , S_{rt} , i

$$\ln \mu = \ln \frac{T}{a} = \ln \frac{Q}{4\pi ia} = \ln \frac{2,25 Tt}{r^2} - \frac{S_{rt}}{i}. \quad (5)$$

Формула (1) справедлива для квазистационарного периода неустановившейся фильтрации, когда графики $S_{rt} = f(\ln t)$ (в различных точках пласта r) и $S_{rt} = f(\ln r)$ (на различные моменты времени t) прямолинейны и подчиняются уравнениям:

$$S_{rt} = A_r + i \ln t = A_r + i^* \lg t \quad (r = \text{const}), \quad (6)$$

$$S_{rt} = A_t - i_D \ln r = A_t - i_D^* \lg r \quad (t = \text{const}), \quad (7)$$

где A_r — величина S_{rt} на момент времени $t=1$ в точке r ; A_t — величина S_{rt} в точке $r=1$ на момент времени t ; $i_D = Q/2\pi T_D$ — тан-

генс угла наклона графика $S_{rt} = f(\ln r)$ к оси $\ln r$ на момент времени t ; $i_D^* = 2,3$ $i_D = 0,366$ Q/T_D ; $T_D = Q/2\pi i_D = 0,366$ Q/i_D^* — проводимость пласта по Дююи, определяемая без учета фактора времени из формулы Дююи (7).

Функции (6) и (7) представляют собой фундаментальные решения уравнения Лапласа в пространстве понижение — время

$$\frac{\partial^2 S}{\partial t^2} + \frac{1}{t} \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (8)$$

и в пространстве понижение — расстояние

$$\frac{\partial^2 S}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial S}{\partial r} = 0. \quad (9)$$

Уравнения Лапласа (8) и (9) показывают, что в задаче Ч. В. Тейса квазистационарное поле в пространстве времени также является потенциальным и, следовательно, может быть смоделировано на интеграторах, применяемых для моделирования стационарных потенциальных полей.

Из уравнений (6) и (7) следует, что если опытные значения S_{rt} в координатах $S_{rt} - \ln t$ и $S_{rt} - \ln r$ образуют семейства параллельных прямых с угловыми коэффициентами соответственно i и i_D , то испытуемый пласт является однородным по проводимости и характеризуется параметрами $T = \text{const}$ и $T_D = \text{const}$.

Приведем результаты опытных откачек, удовлетворяющие условиям (6) и (7). Во всех опытах расчет a и μ произведен по формулам (2) и (5).

В опытах Л. К. Венцеля [7] приведены фактические понижения уровня S_{rt}' . Отсчет S_{rt}' производился от абсолютной отметки статического уровня ∇_{cr} в данной точке r . Поскольку в данных опытах $\nabla_{cr} = f(r)$, для анализа использованы приведенные (или расчетные) понижения уровня S_{rt} . Перевод S_{rt}' в S_{rt} произведен по формуле [8]

$$S_{rt} = S_{rt}' + \nabla_r = S_{rt}' + \nabla_n - \nabla_{cr}, \quad (10)$$

где ∇_n — абсолютная отметка приведенного статического уровня, от которого отсчитываются понижения S_{rt} ; $\nabla_r = \nabla_n - \nabla_{cr}$ — поправка на приведение фактического понижения S_{rt}' к расчетному S_{rt} в точке r .

Результаты опытов Л. К. Венцеля и рассчитанные по ним значения a и μ приведены в табл. 1, 2. Построенные по опытным значениям a и μ графики $\ln a = f(\ln r)$ и $\ln \mu = f(\ln r)$ показывают (рис. 1), что в однородных по проницаемости неограниченных пластах имеют место весьма важные соотношения:

$$\ln a = \ln a_r = \ln a_r^0 + \lambda \ln r, \quad a_r = a_r^0 r^\lambda, \quad (11)$$

$$\ln \mu = \ln \mu_r = \ln \mu_r^0 - \lambda \ln r, \quad \mu_r = \mu_r^0 r^{-\lambda}, \quad (12)$$

где

$$\lambda = \frac{\ln(a_{r_2}/a_{r_1})}{\ln(r_2/r_1)} = - \frac{\ln(\mu_{r_2}/\mu_{r_1})}{\ln(r_2/r_1)} \quad (13)$$

есть тангенс угла наклона графиков $\ln a = f(\ln r)$ и $\ln \mu = f(\ln r)$ к оси $\ln r$ при данном $Q = \text{const}$; a_r и $\mu_r = T/a_r$ — величины параметров a и μ в

Таблица 1

Результаты опытной откачки вблизи Скоттсблафа при
 $Q=1270$ галл/мин $=168,91$ фут³/мин ($\lambda=-2,65$; $n=0,43$; $T_D=12,1$ фут²/мин;
 $T=28,1$ фут²/мин)

lg t, мин	Понижение $S_{r,r}$, фут, по скважинам							
	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 5	№ 6	№ 7	№ 8
2,0	5,61	3,74	2,81	2,26	1,41	0,76	0,26	-0,24
2,1	5,72	3,85	2,92	2,37	1,52	0,87	0,37	-0,13
2,2	5,83	3,96	3,03	2,48	1,63	0,98	0,48	-0,02
2,3	5,94	4,07	3,14	2,59	1,74	1,09	0,59	0,09
2,4	6,05	4,18	3,25	2,70	1,85	1,20	0,70	0,20
2,5	6,16	4,29	3,36	2,81	1,96	1,31	0,81	0,31
2,6	6,27	4,40	3,47	2,92	2,07	1,42	0,92	0,42
2,7	6,38	4,51	3,58	3,03	2,18	1,53	1,03	0,53
∇_r , фут	-0,08	-0,16	-0,24	-0,32	-0,47	-0,63	-0,79	-0,94
r , фут	49,84	99,69	149,5	199,9	299,5	399,4	498,4	598,6
lg r	1,70	2,00	2,175	2,30	2,476	2,60	2,70	2,777
i^* , фут	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
T , фут ² /мин	28,1	28,1	28,1	28,1	28,1	28,1	28,1	28,1
lg a, фут ² /мин	6,15	5,05	4,55	4,30	3,88	3,54	3,29	2,98
lg $\mu = \lg(T/a)$	-4,70	-3,60	-3,10	-2,85	-2,43	-2,09	-1,84	-1,53

Примечание. Поправка ∇_r определялась по формуле $\nabla_r = 36,85 - \nabla_{cr}$.

Таблица 2

Результаты опытной откачки вблизи Грандайсленда при
 $Q=540$ галл/мин $=71,82$ фут³/мин ($\lambda=-0,75$; $n=0,727$; $T_D=7,35$ фут²/мин;
 $T=10,11$ фут²/мин)

lg t, мин	Понижение $S_{r,r}$, фут, по скважинам						
	№ 72	№ 13	№ 56	№ 2	№ 14	№ 58	№ 15
2,5	4,27	2,95	2,13	1,82	1,56	1,10	0,75
2,6	4,40	3,08	2,26	1,95	1,69	1,23	0,88
2,7	4,53	3,21	2,39	2,08	1,82	1,36	1,01
2,8	4,66	3,34	2,52	2,21	1,95	1,49	1,14
2,9	4,79	3,47	2,65	2,34	2,08	1,62	1,27
∇_r , фут	0	-0,03	-0,02	0,01	-0,08	-0,10	-0,14
r , фут	12,3	29,9	46,7	59,9	70,0	93,6	120,0
lg r	1,090	1,476	1,669	1,777	1,845	1,971	2,079
i^* , фут	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
T , фут ² /мин	10,11	10,11	10,11	10,11	10,11	10,11	10,11
lg a, фут ² /мин	2,61	2,37	2,13	2,10	2,04	1,94	1,89
lg $\mu = \lg(T/a)$	-1,61	-1,37	-1,13	-1,10	-1,04	-0,94	-0,89

Примечание. Поправка ∇_r определялась по формуле $\nabla_r = 1810,28 - \nabla_{cr}$.

точке r ; $\ln a^0_r$, $\ln \mu^0_r = \ln(T/a^0_r)$ — соответственно отрезки осей $\ln a_r$ и $\ln \mu_r$, отсекаемые графиками $\ln a_r = f(\ln r)$ и $\ln \mu_r = f(\ln r)$.

Поскольку в теории линейной неустановившейся фильтрации $T_D = T$, для каждого опыта наряду с параметрами λ определялся и другой критерий линейности неустановившейся фильтрации [1, 2]

$$n = T_D/T = 2i/i_D = 2/(2 - \lambda). \quad (14)$$

В работах [1, 2] доказано, что если возмущать скважину различными по величине постоянными дебитами Q_1, Q_2, \dots, Q_n , то величины критерия λ будут изменяться по определенному закону и принимать значения $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n$, соответствующие указанным величинам Q . При этом в данном пласте график функции $\lambda = f(Q)$ пересекает ось Q только один раз,

т. е. только при некотором одном значении $Q = Q_0$, когда $\lambda = 0$, неустановившаяся фильтрация протекает согласно теории линейной фильтрации.

За пределами полосы $Q = Q_0$, т. е. при $Q < Q_0$ (здесь $\lambda > 0, n > 1$) и $Q > Q_0$ (здесь $\lambda < 0, n < 1$), имеют место квазилинейные разновидности неустановившейся фильтрации. Насколько часто встречаются на практике эти разновидности неустановившейся фильтрации, можно судить по следующим опытам.

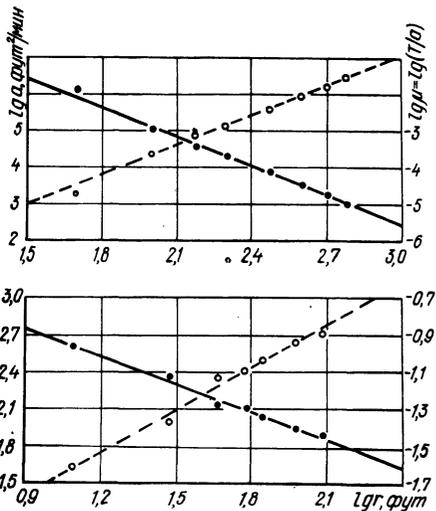


Рис. 1. Характер функций $lga = f(lgr)$ (сплошные линии) и соответствующих им зависимостей $l\mu = \lg(T/a) = f(lgr)$ (пунктирные), построенных по данным опытных откачек Л. К. Венцеля: 1 — откачка вблизи Скоттсблafa, 2 — откачка вблизи Грандайсленда (см. табл. 1, 2).

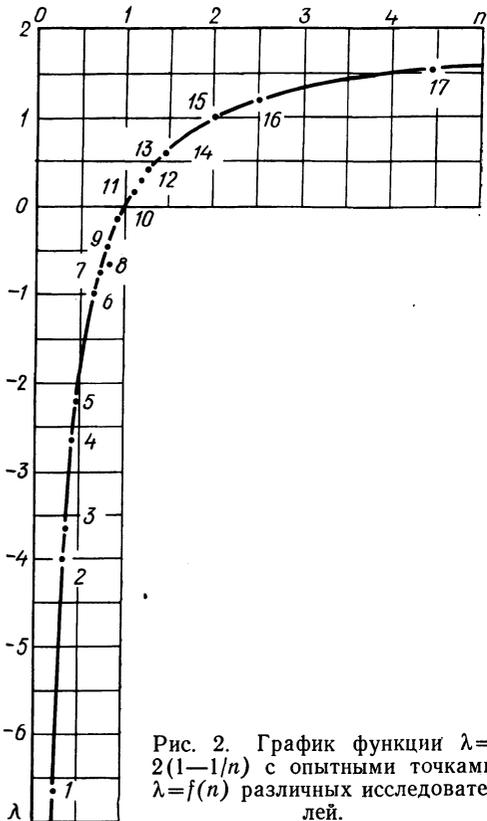


Рис. 2. График функции $\lambda = 2(1-1/n)$ с опытными точками $\lambda = f(n)$ различных исследователей.

Например, откачка вблизи Скоттсблafa (табл. 1) показывает, что при данном дебите критерии неустойчивости фильтрационного потока $\lambda = -2,65, n = 0,43$ и функции (11) и (12) имеют вид (рис. 1):

$$lga_r = 10,39 - 2,65 \cdot lgr, \quad a_r = 10^{10,39} r^{-2,65}, \quad \text{фут}^3/\text{мин};$$

$$\ln \mu_r = -8,94 + 2,65 \cdot lgr, \quad \mu_r = 10^{-8,94} r^{2,65}.$$

Аналогичным методом обработано множество других опытных откачек, результаты которых удовлетворяют уравнениям (6) и (7). Опытные значения λ и n приведены на графике функции (14) (рис. 2). Номера точек $\lambda = f(n)$ соответствуют опытам: 1 — откачка на ферме Вортман, $Q = 72 \text{ фут}^3/\text{мин}$ [9]; 2 — откачка в долине реки Арканзас, $Q = 93 \text{ фут}^3/\text{мин}$ [10]; 3 — см. [11], узел скважин 21 г при $Q = 2600 \text{ м}^3/\text{сут}$; 4 — табл. 1; 5 — откачка вблизи Брэдфорда в марте 1962 г., $Q = 55 \text{ фут}^3/\text{мин}$ [12]; 6 — откачка из скважины 3 ц, $Q = 288 \text{ м}^3/\text{сут}$ [13]; 7 — табл. 2; 8 — см [14, табл. 19]; 9 — см. [15], скважины 13, 26 и др.; 10 — см. [14, табл. 13]; 11 — см. [16]; 12 — табл. 3, $Q = 240 \text{ м}^3/\text{сут}$; 13 —

Результаты опытной откачки из скважины 2ц радиуса $r_0=0,08$ м при $m=20$ м ($r_1=3$ м; $r_2=50,2$ м; $r_3=102$ м; длина фильтра 13,26 м; глубина скважины 110 м [8])

Q , м ³ /сутки	t , сутки	Понижение $S_{r,t}$, м, по скважинам				T_D	$\frac{\lambda}{n}$
		2ц	r_1	r_2	r_3		
134	1	9,92	0,63	0,35	0,29	220,8	$\frac{0,42}{1,27}$
	2	11,47	0,67	0,39	0,33		
	3	12,22	0,70	0,42	0,36		
	4	12,97	0,72	0,44	0,38		
	5	13,34	0,73	0,45	0,39		
	6	13,86	0,74	0,46	0,40		
	i^* , м	5,051	0,141	0,141	0,141		
	T	4,855	173,9	173,9	173,9		
	$\lg a$	-0,585	5,078	5,532	5,727		
	$\lg \mu = \lg(T/a)$	1,272	-2,838	-3,292	-3,487		
180	1	14,59	1,74	1,34	1,25	205,3	$\frac{0,61}{1,44}$
	2	16,10	1,81	1,41	1,32		
	3	16,97	1,85	1,45	1,36		
	4	17,59	1,88	1,48	1,39		
	5	18,40	1,90	1,50	1,41		
	6	18,62	1,92	1,02	1,43		
	i^* , м	5,167	0,231	0,231	0,231		
	T	6,375	142,6	142,6	142,6		
	$\lg a$	0,274	8,142	8,851	9,081		
	$\lg \mu = \lg(T/a)$	0,530	-5,988	-6,697	-6,93		
240	1	20,50	2,11	1,54	1,40	188,7	$\frac{0,28}{1,16}$
	2	22,22	2,19	1,62	1,48		
	3	23,32	2,24	1,67	1,52		
	4	23,97	2,27	1,70	1,55		
	5	24,59	2,30	1,73	1,59		
	6	25,00	2,32	1,75	1,61		
	i^* , м	5,77	0,27	0,27	0,27		
	T	7,613	162,7	162,7	162,7		
	$\lg a$	1,003	8,425	8,754	8,860		
	$\lg \mu = \lg(T/a)$	-0,12	-6,21	-6,54	-6,64		

табл. 3, $Q=134$ м³/сут; 14 — табл. 3, $Q=180$ м³/сут; 15 — см. [17], $Q=2000$ м³/сут; 16 — откачка вблизи Элмвейла в июне 1960 г., $Q=48,2$ фут³/мин [12]; 17 — см. [18], скважины 1854, 2101.

Из рис. 2 видно, что критерий (или признак) неустойчивости фильтрационного потока λ во всех рассмотренных опытах принимает ненулевые значения, изменяясь от $-6,66$ до $+1,55$. Это говорит о том, что при изменении интенсивности возмущения в водоносных пластах возникают две квазилинейные разновидности неустойчивейшей фильтрации, характеризующиеся квазилинейными уравнениями параболического типа

$$\operatorname{div}(\operatorname{grad} S) = f(\lambda) \frac{1}{a} \frac{\partial S}{\partial t}, \quad (15)$$

в которых роль критерия неустойчивости потока играет коэффициент $f(\lambda) = \varphi(Q)$ при скорости изменения уровня (пластового давления).

Очевидно, только в некоторой узкой полосе значений расхода потока $Q=Q_0$, когда $f(\lambda)=1$, квазилинейные разновидности неустойчивейшей фильтрации автоматически переходят в линейную разновидность неустойчивейшей фильтрации, а характеризующие их неустойчивые парамет-

рические уравнения (15) — в линейное уравнение (3), которое также неустойчиво и за пределами полосы $Q=Q_0$ взаимно переходит в уравнения (15). Отсюда следует, что рассматриваемый эффект неустойчивости фильтрационного потока распространяется на все три разновидности неустановившейся фильтрации, а линейная неустановившаяся фильтрация является частным и весьма редким случаем квазилинейных разновидностей неустановившейся фильтрации. Это значит, что в одном и том же водоносном пласте при изменении интенсивности возмущения могут возникать как линейная (в полосе $Q=Q_0$), так и квазилинейные (за полосой $Q=Q_0$) разновидности неустановившейся фильтрации.

В работах [1, 2] доказано, что при соблюдении условий (6) и (7) функции (11) и (12) имеют место, если предположить, что величины неустановившегося радиуса влияния скважины R_f и параметров T_D, T, a , определенные по формулам теории линейной фильтрации, являются функциями дебита скважины Q . С другой стороны, зависимость величин R_f, T_D, T, a от Q имеет место, если движение подземных вод подчиняется обобщенному закону Дарси ($I_0 \neq 0$), а характеризуется по формулам линейной фильтрации ($I_0=0$) [3]. Отсюда можно заключить, что при условии $\lambda \neq 0$, имевшем место в рассмотренных опытах (рис. 2), движение подземных вод подчинялось обобщенному закону Дарси и вытекающей из него теории квазилинейной фильтрации.

Таким образом, анализ результатов опытных откачек позволяет предположить, что в каждом пласте начальный градиент фильтрации I_0 принимает нулевое значение только в некоторой узкой полосе значений расхода потока, лежащих по обе стороны от точки Q_0 .

Возникновение I_0 вносит существенные изменения в методы решения обратных задач теории квазилинейной и нелинейной фильтрации. Например, в законе Дарси коэффициент фильтрации k_f равен угловому коэффициенту прямой $v=k_f I$, проходящей через начало координат (v — установившаяся скорость фильтрации при установившемся градиенте напорного потока I), т. е. при наличии закона Дарси коэффициент фильтрации определяется по одному значению расхода потока $k_f=v_1/I_1=v_2/I_2=\dots=v_n/I_n=\text{const}$.

Совершенно иная методика определения параметров пластов должна применяться при других законах фильтрации. Например, при обобщенном законе Дарси коэффициент фильтрации k_d равен угловому коэффициенту прямой $v=k_d(I \pm I_0)$, отсекающей на оси градиентов отрезок $\pm I_0$ [3]. Поэтому величина k_d определяется уже по двум значениям расхода потока: $k_d=(v_2-v_1)/(I_2-I_1)=\text{const}$. Это значит, что при опытных откачках в случае обобщенного закона Дарси возмущающая скважина должна включаться в работу с различными дебитами не менее двух раз. Только в этом случае в каждой точке пласта мы будем иметь не менее двух градиентов депрессионной поверхности (I_1, I_2, \dots) при соответствующих расходах потока (v_1, v_2, \dots). Отмеченные особенности практического использования обобщенного закона Дарси необходимо учитывать при проведении опытно-фильтрационных работ.

Таким образом, обобщение натуральных исследований неустановившейся фильтрации к скважинам показывает (рис. 1, 2), что расчет неустановившейся депрессионной поверхности при работе вертикального дренажа необходимо вести с учетом уравнений (11) и (12), т. е. по обобщенной формуле [2]

$$S_{r,t} = \frac{Q}{4\pi T} \left[-\text{Ei} \left(-\frac{r^{2-\lambda}}{4a_r^0 t} \right) \right] = \frac{Q}{4\pi T} \left[-\text{Ei} \left(-\frac{r^2}{4a_r t} \right) \right]. \quad (16)$$

При $\lambda=0$, т. е. в некоторой узкой полосе значений Q , из (16) получаем формулу Ч. В. Тейса (1). Отметим, что обобщенная формула (16) пред-

ставляет собой автомодельное решение квазилинейного уравнения параболического типа

$$\frac{\partial^2 S}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial S}{\partial r} = \frac{(2-\lambda)^2}{4a_0^2 r^\lambda} \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \quad (17)$$

для краевых условий задачи Тейса [1, 2].

Существование уравнения (11) свидетельствует о том, что неустановившееся движение подземных вод в одном и том же водоносном горизонте носит весьма сложный характер и лишь в некоторых случаях, когда $\lambda=0$, согласуется с теорией линейной фильтрации. Можно полагать, что закономерность (11) возникает в результате воздействия на распространение депрессионной воронки таких мало изученных явлений, как начальный градиент напора I_0 и режим водного питания пласта. При изменении интенсивности возмущения эти явления влияют на граничные условия пласта, иначе режим питания пласта становится неустойчивым. В частности, с изменением интенсивности отбора жидкости из пласта начинает перемещаться контур питания или приведенный радиус влияния R_t [4]. Обобщенная формула (16) указывает на зависимость величины R_t от дебита скважины Q

$$R_t = (2,25 a_0^2 t)^{1/(2-\lambda)}, \quad (18)$$

поскольку $\lambda=f(Q)$ [2].

В заключение отметим, что обнаруженные зависимости получены из анализа многочисленных натуральных опытов и, следовательно, отражают определенные закономерности перераспределения напора в неустановившемся фильтрационном потоке. На этом основании уравнение (11) и вытекающие из него положения могут быть использованы для построения более реальных моделей неустановившегося движения подземных вод.

Литература

1. Костюкович П. Н. Исследование неустановившейся фильтрации в неограниченном пласте. — В сб.: Использование водных ресурсов. Минск, 1969.
2. Костюкович П. Н. Некоторые обобщения основной формулы теории упругого режима. — «Труды БСХА. Мелиорация и гидротехника», 1971, т. 81.
3. Костюкович П. Н. К определению обобщенного сопротивления водопроницающих скважин. — В сб.: Вопросы водохозяйственного строительства. Минск, 1969.
4. Шелкачев В. Н. Разработка нефтеводоносных пластов при упругом режиме. М., 1959.
5. Бочеввер Ф. М. и др. Основы гидрогеологических расчетов. М., 1965.
6. Методы фильтрационных расчетов гидромелиоративных систем. Под ред. Н. Н. Веригина. М., 1970.
7. Wenzel L. K. Methods for determining permeability of water-bearing materials.—In: U. S. Geological Survey water-Supply Paper 887. Washington, 1942.
8. Костюкович П. Н. Гидрогеологические расчеты дрен и параметров водоносных горизонтов. Канд. дис. Л., 1965.
9. Hantuch M. S. Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers.—„Transactions American Geophysical Union“, 1956, v. 37, № 6.
10. Hantuch M. S. Analysis of data from pumping wells near a river.—„Journal of Geophysical Research“, 1959, V. 64, № 11.
11. Бочеввер Ф. М., Орфаниди К. Ф. Опыт определения исходных гидрогеологических параметров для оценки эксплуатационных запасов подземных вод. — «Труды лаборатории инженерной гидрогеологии», 1962, вып. 4.
12. Watt A. K. An assessment of the non-equilibrium equations in various aquifers.—In: Proc edings of Hydrology Symposium Held at the University of Alberta. Ground Water“, Ottawa, 1963.
13. Костюкович П. Н. Об исходных предпосылках при определении промежутка высачивания и параметров пластов. — «Изв. вузов. Геология и разведка», 1966, № 3.
14. Биндеман Н. Н. Оценка эксплуатационных запасов подземных вод. М., 1963.
15. Самсонов Б. Г., Бурдакова О. Л., Кривошеева Л. И. Сравнительная оценка способов определения расчетных гидрогеологических параметров. — «Разведка и охрана недр», 1970, № 9.
16. Плотников Н. И. Поиски и разведка пресных подземных вод для целей крупного водоснабжения. М., 1968.
17. Боревский Л. В., Язвин Л. С. К методике определения гидрогеологических параметров в неоднородных в плане пластах. — «Труды ВНИИ гидрогеологии и инженерной геологии», 1970, вып. 32.
18. Лагышев П. П. Определение гидрогеологических параметров по данным режимных наблюдений. — «Труды ВНИИ гидрогеологии и инженерной геологии», 1969, вып. 23.

ДИНАМИКА ПОРОВОГО ДАВЛЕНИЯ ПРИ УПЛОТНЕНИИ ОБРАЗЦОВ СИЛЬНО СЖИМАЕМЫХ ГРУНТОВ

В соответствии с теорией фильтрационной консолидации [1] уплотняющая нагрузка в момент ее приложения к полностью водонасыщенному грунту передается на поровую воду. При этом возникает поровое давление, способствующее отжатию из пор грунта в зоне уплотнения некоторого количества свободной воды. В результате поровое давление снижается, часть уплотняющей нагрузки передается на скелет грунта и деформирует его. Если скелет относительно жесткий и хорошо проводит воду, то процесс его уплотнения и отжатия воды из пор деформированного грунта завершается с момента приложения нагрузки. В случае податливого скелета грунт сильно деформируется, отжимается большое количество воды. При малой водопроницаемости поровое давление снижается медленно, процесс уплотнения грунта может продолжаться очень долго.

При решении инженерных задач по строительству на слабых основаниях, т. е. при расчетах сроков консолидации, устойчивости оснований в момент загрузки, роль порового давления немаловажна. Тем не менее учесть его влияние в расчетах трудно, поскольку нормативные данные отсутствуют, а исследования в этом направлении весьма трудоемки. Экспериментальное изучение динамики порового давления проводилось прежде всего для водонасыщенных глинистых грунтов, имеющих малую водопроницаемость и относительно малую сжимаемость скелета. Даже под большими нагрузками из образца отжималось очень немного свободной воды. Поэтому приборы, показания которых зависели от количества потребляемой поровой воды, не могли фиксировать достаточно высоких значений порового давления.

В связи с этим сложилось представление, что поровое давление не всегда достигает максимальной величины сразу после приложения нагрузки, а может нарастать постепенно. Кроме того, считается, что на последующих ступенях уплотнения с возрастающей уплотняющей нагрузкой максимальная величина порового давления значительно снижается. Это относят и к исследованию сильно сжимаемых грунтов [2, 3].

В настоящей работе приводятся результаты экспериментального изучения динамики порового давления в образцах сильно сжимаемых грунтов, все поровое пространство которых заполнено свободной водой. Даже под весьма малыми уплотняющими нагрузками эти грунты сильно деформируются, отжимается большое количество воды. Величина и длительность рассеивания возникшего порового давления зависит не только от приращения уплотняющей нагрузки, но и от размеров и водопроницаемости образцов грунта.

Для изучения поровых процессов выбраны три вида грунта, основные характеристики которых приведены в табл. 1. Грунты эти совершенно различны по происхождению и структурному строению, по вели-

Грунт	Абсолютная влажность, %	Плотность, t/m^3	Коэффициент пористости	Коэффициент фильтрации, $m/сек$
Сапрпель тонкодетритовый	880—1090	1,43—1,47	13,1—15,7	(1,3—5,2) 10^{-8}
Торф гипновый, $R=25\%$	650—800	1,57—1,71	11,4—13,9	(5,2—17,2) 10^{-6}
Ил заторфованный	140—160	2,40—2,45	3,38—3,87	(1,8—7,2) 10^{-7}

чине сжимаемости и водопроницаемости. Как показали опыты, процессы консолидации в них оказались схожими. Различными были в ряде случаев сроки консолидации, зависящие от совокупности присущих им факторов.

Для изучения процессов нарастания и рассеивания порового давления использовались малые компрессионные приборы. Образцы грунтов естественной структуры набирали в металлические обоймы цилиндрической формы высотой 0,02 м, диаметром 0,0565 м. Уплотняющую нагрузку (рис. 1) прикладывали к штоку верхней решетке при помощи рычажного пресса. Степень уплотнения определяли по величине опускания верхней решетки, фиксируемой мессуром. Верхняя камера прибора имела свободный слив отжатой воды, нижнюю (под нижней неподвижной решеткой) соединяли с прибором для измерения порового давления.

Процедура загрузки образца в опыте занимает считанные секунды. За этот короткий промежуток времени прибор, чтобы зарегистрировать поровое давление, должен потребить необходимое количество воды, забираемой из образца в месте его подключения. Надежность показаний в таких случаях зависит от выбора места подключения. Часто в образец внедряют медицинскую иглу, которая соединяет зону воды грунта вокруг конца иглы с измерительным прибором. В результате частичного обезвоживания этой зоны, когда прибор потребляет воду, поровое давление в ней снижается. Показания прибора не отражают действительного характера изменения порового давления во времени и распределения его по высоте образца. Кроме того, в случае сильно сжимаемых грунтов высота образца под уплотняющей нагрузкой непрерывно уменьшается, положение конца иглы, т. е. зоны измерения порового давления, изменяется.

При подключении прибора к нижней камере надежность измерений порового давления повышается в связи с тем, что его показания соответствуют давлению в нижней части образца независимо от высоты, что для питания прибора забирается вода со всего образца, что имеется полная уверенность в монолитности естественной структуры грунта, которая в данном случае не нарушается даже иглой.

В момент приложения уплотняющей нагрузки свободная поровая вода отжимается в верхнюю камеру прибора. Часть воды попадает в нижнюю камеру, а оттуда — в прибор. Давление воды в приборе и в нижней камере одинаково. В то время, когда вода из образца попадает в ниж-

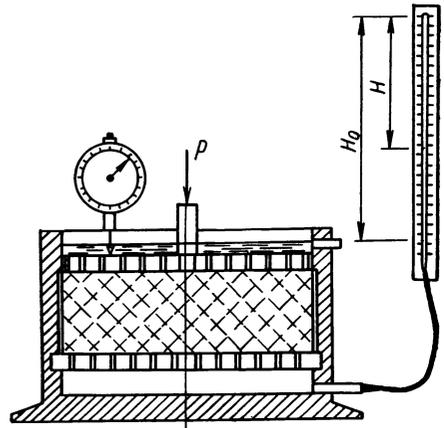


Рис. 1. Схема компрессионного прибора с трубкой-капилляром.

нюю камеру, давление в нем должно быть выше, чем в камере. В период снижения порового давления вода из прибора уходит обратно в нижнюю камеру, а оттуда фильтруется в верхнюю. Указанные явления несколько сглаживают пик порового давления, смещая его по времени. Отметим, что эти смещения в наших опытах несущественны.

Для измерения порового давления в наших опытах был использован гидроаэростатический метод. К размеченной миллиметровой шкале крепили стеклянную трубку-капилляр (рис. 1). Верхний запаянный конец трубки совмещали с началом шкалы. Нижний заполняли водой и при помощи тонкой хлорвиниловой трубки соединяли с нижней камерой прибора.

Перед началом опыта уровни воды в трубке-капилляре и в верхней камере прибора совмещали, для того чтобы начальное давление в трубке было равно атмосферному. Таким образом, атмосферному давлению p_a в трубке-капилляре соответствует высота замкнутого воздушного столбика H_0 . При появлении порового давления в образце вода через нижнюю камеру прибора поступает в трубку-капилляр. Уровень воды в трубке повышается, воздушный столбик сжимается до высоты H . Избыточное давление в трубке соответствует поровому давлению в нижней части образца.

На основании постоянства произведений объема на давление при изотермическом процессе для замкнутой массы газа получаем зависимость для определения порового давления в следующем виде:

$$p = p_a \frac{H_0 - H}{H}. \quad (1)$$

Все опыты выполнялись в лаборатории без заметных изменений температуры. Кроме того, поровое давление в образцах удерживалось в течение лишь нескольких часов. Это давало возможность при расчетах принимать атмосферное давление и температуру на время опыта постоянными. Расчеты показывают, что при изменении температуры в период опыта даже на 10° ошибка не могла бы превысить 3%.

В опытах использовались трубки-капилляры сечением $2 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2$, что в 1250 раз меньше площади сечения образцов, и рабочей длиной H_0 до 0,35 м. Чтобы давление в трубке-капилляре оказалось в 2,5 раза выше атмосферного, уровень воды в ней должен подняться на 0,25 м. Необходимое количество воды, которое изменит этот уровень, может отжаться из половины образца при относительной начальной деформации 0,02. Для сапропеля, например, эта деформация достигалась при уплотняющих давлениях, в 10 раз меньших.

При испытании образцов из малосжимаемых грунтов начальную высоту воздушного столбика в трубке-капилляре следует уменьшать. Это достигается заполнением трубки водой на большую высоту. При меньшем значении H_0 для измерения порового давления даже больших величин понадобится очень малый приток отжатой из образца воды. В таких случаях только заметно снижается точность измерений, так как цена деления шкалы возрастает.

Был также опробован электротензометрический способ измерения порового давления. С этой целью в закрытую нижнюю камеру помещали индуктивный датчик, который обладал достаточно высокой чувствительностью к изменениям порового давления и не требовал дополнительного объема воды при деформациях мембраны. Для выполнения замеров порового давления в момент приложения уплотняющей нагрузки приходилось делать настройку электроизмерительной аппара-

туры, которая при непрерывном изменении показаний оказалась весьма удобной. Наиболее подходящей, очевидно, могла быть осциллографическая запись процесса, если не принимать во внимание точность результатов после расшифровки осциллограммы по сравнению с точностью непосредственного замера при помощи трубки-капилляра.

В проведенных экспериментах нагружение образцов производили по двум схемам. По первой каждую уплотняющую нагрузку определенной величины прикладывали к образцу грунта в естественном состоянии. Для этого была заготовлена серия образцов-близнецов. По второй один образец загружали всеми последовательно возрастающими нагрузками. Приращение нагрузки на каждой следующей ступени было не меньше общей нагрузки на предшествующей ступени. В качестве вариантов второй схемы проводили дополнительные уплотнения образцов, предварительно частично разуплотнившихся после снятия с них нагрузки предшествующей ступени. Догрузку образцов производили после 6—8 суток действия уплотняющей нагрузки, хотя поровое давление снижалось до нуля уже в течение нескольких часов. Даже в самых исключительных случаях основная часть его не удерживалась свыше одних суток. Если порового давления после нагружения не оказывалось (т. е. оно рассеивалось, едва появившись в процессе нагружения), образцы догружали через 3—5 суток.

В опытах первой схемы загрузки поровое давление достигало максимального значения еще в процессе приложения уплотняющей нагрузки. После завершения нагружения оно постепенно снижалось. В некоторых образцах торфа при малых нагрузках оно вообще не появлялось. Только при больших уплотняющих нагрузках, когда образец сильно деформировался, водопроницаемость грунта значительно снижалась, приборы отмечали появление порового давления.

Опыты показали, что при непосредственном приложении уплотняющей нагрузки (без предварительного уплотнения) поровое давление возникало в грунтах с малой водопроницаемостью ($k < 1 \cdot 10^{-6}$ м/сек). В грунтах с $k > 1 \cdot 10^{-6}$ м/сек оно появлялось только при большом уплотнении. Следует иметь в виду, что все сказанное относится к образцам определенной высоты. При удлинении путей фильтрации (с ростом высоты образцов) отжатие поровой воды затруднится, сроки консолидации увеличатся. В случае интенсивного нагружения поровое давление в таких образцах может появиться и под малыми уплотняющими нагрузками.

Отжатой из образцов воды в период приложения нагрузки было вполне достаточно, чтобы приборы отметили соответствующее поровое давление. Это показано на рис. 2. Здесь кривая 4 — величина относительной деформации образцов, при которой из них отжимается необходимое количество воды для поднятия уровня в трубке-капилляре, создающего давление, равное уплотняющей нагрузке. Вполне естественно, что в трубку поступает не вся отжатая из образца вода в момент поднятия давления, так что в ряде случаев эту деформацию необходимо почти вдвое увеличить.

Кривые 1—3 (рис. 2) — осредненные действительные значения относительной начальной деформации торфяных (1), илстых (2) и сапропелевых (3) образцов, которые были получены в опытах к моменту завершения нагружения. Приложение нагрузки осуществляли со скоростью относительной деформации примерно 0,1—0,2 1/мин. Большие скорости соответствовали большим уплотняющим нагрузкам, когда необходимо было уловить ощутимый переход от стадии нагружения к начальной стадии консолидации, которая в некоторых случаях протекала с очень высокими скоростями деформации.

Логарифмический масштаб графиков, выбранный с целью компактного размещения кривых, уменьшает различие в положении линий. Тем не менее заметно, что фактическая начальная деформация (линии 1—3) в десятки раз превышает требуемую деформацию (линия 4), которая гарантирует качественную работу трубок-капилляров. Это означает, что за время приложения нагрузки, помимо той части воды, которая проходила через нижнюю камеру прибора и заполняла до необходимой высоты трубку-капилляр, из образца отжималось в верхнюю камеру в десятки раз большее количество воды. В торфяных образцах с высокой водопроницаемостью вся отжимаемая вода уходила в верхнюю камеру при очень малых градиентах, поскольку уровень воды в трубке-капилляре почти не изменялся.

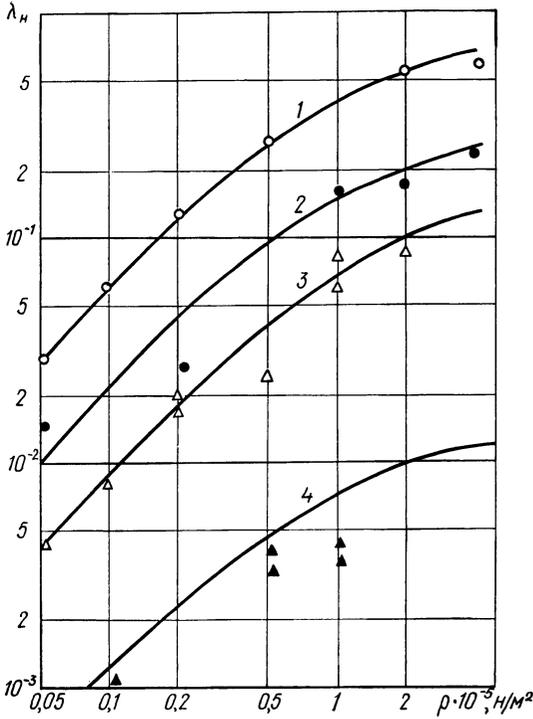


Рис. 2. Начальная деформация образцов торфа (1), ила (2), сфагнола (3) и необходимая деформация (4), обеспечивающая надежную работу прибора порового давления.

та пористости, ниже, чем у сфагнола (линия 3), имеющего почти в 300 раз меньшую водопроницаемость. Коэффициенты пористости образцов ила (линия 2) в 3—4 раза меньше, чем торфа и сфагнола, однако значения начальных деформаций оказались выше, чем у сфагнола, но ниже, чем у торфа. Водопроницаемость его занимает такое же положение среди исследованных грунтов.

При испытании образцов естественного состояния различными по величине нагрузками по первой схеме нагружения установлено, что максимальное поровое давление, возникающее в образце к моменту завершения приложения нагрузки, не достигало величины уплотняющего давления. К тому же оно было не одинаковым в различных грунтах. Как видно из рис. 3, а, наиболее высокими оказались значения порового давления в сфагноле, имеющем самую низкую водопроницаемость. Причем с увеличением нагрузки доля порового давления несколько повышалась. Это означает, что за время приложения нагрузки возникла большая начальная деформация, отчего грунт сильнее уплотнялся, водопроницаемость его значительно снижалась.

Для удаления отжимаемой при уплотнении воды из образцов ила и торфа понадобились не столь высокие градиенты давления. Значения максимального порового давления (рис. 3, в, г) в большинстве случаев

Следует отметить, что линии начальных деформаций для различных грунтов разместились не в соответствии с их физико-механическими свойствами или особенностями строения, а в зависимости от водопроницаемости (рис. 2). Выше всех оказалась линия 1, осредняющая значения начальных деформаций в образцах из хорошо водопроницаемого торфа, хотя сжимаемая последне-

го, характеризующаяся начальным значением коэффициента

не превышали 0,4 от полной уплотняющей нагрузки, хотя грунты совершенно различны по сжимаемости и по водопроницаемости. При одинаковой величине уплотняющей нагрузки торф деформировался сильнее и из торфяных образцов за время ее приложения отжималось большее количество воды, чем из илистых. Водопроницаемость образцов торфа была в 25—30 раз выше, чем ила. При равных скоростях роста нагрузки в период нагружения фильтрация воды в верхнюю камеру через образцы торфа и ила происходила примерно при тех же

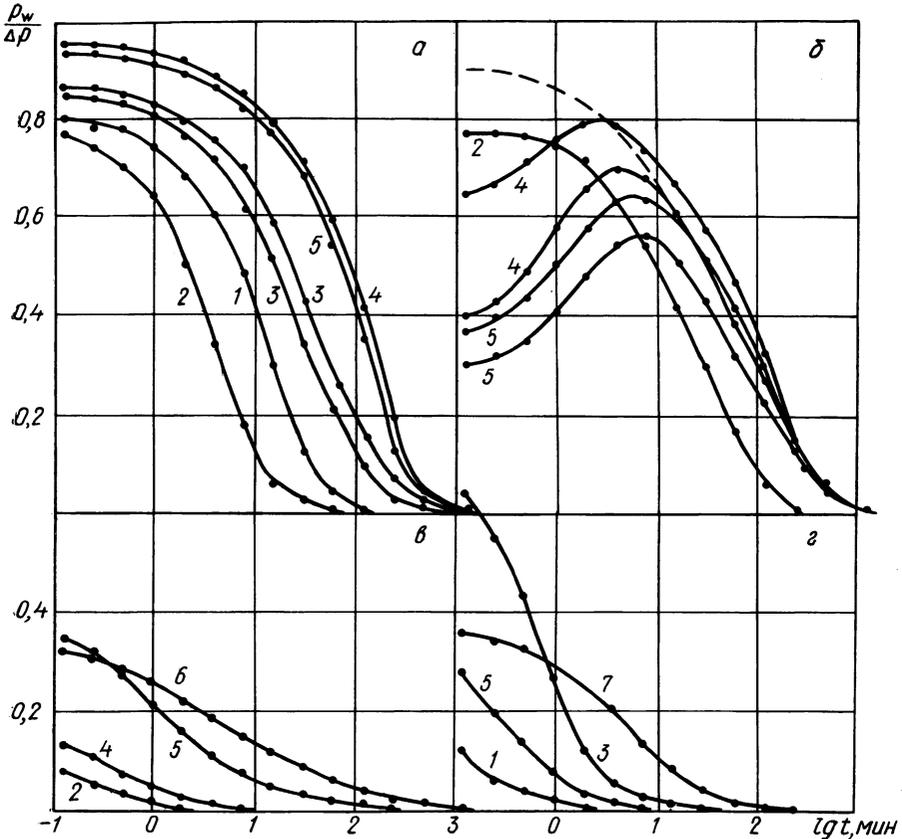


Рис. 3. Доля порового давления от величины догрузки в образцах сапропеля (а, б), торфа (в), ила (г):

1 — $p = 0,05 \cdot 10^5$ н/м²; 2 — 0,10; 3 — 0,21; 4 — 0,50; 5 — 1,01; 6 — 2,01; 7 — 4,01.

градиентах, отчего поровое давление к моменту окончания загрузки было примерно одинаковым.

Перечисленные факты характеризуют деформируемость образцов естественной структуры грунтов под уплотняющими нагрузками, примененными по первой схеме. Во всех случаях к моменту завершения нагружения образцы имели начальную деформацию и поровое давление, которое в большинстве случаев либо еще постепенно (сапропель), либо уже достаточно интенсивно снижалось (торф, ил). По мере снижения порового давления в скелете грунта нарастали эффективные напряжения, под действием которых продолжалась дальнейшая деформация образца. Такая картина взаимного роста эффективных напряжений и уплотнения сапропелевых образцов показана на рис. 4 (линии 3, 4).

Линиями 4 в начале каждого графика отсекаются на осях ординат значения начальных деформаций, а линиями 3 — соответствующие им

эффективные напряжения, которые постепенно увеличиваются и становятся равными приложенным уплотняющим нагрузкам (линия 1). К этому времени линии 4 резко перегибаются, дальнейший рост деформации замедляется. В соответствии с теорией консолидации это означает конец первичной (фильтрационной) и начало вторичной консолидации.

На рис. 4 показаны результаты испытаний одного из образцов сапропеля (линии 2, 5), выполненных по второй схеме загрузки. По-

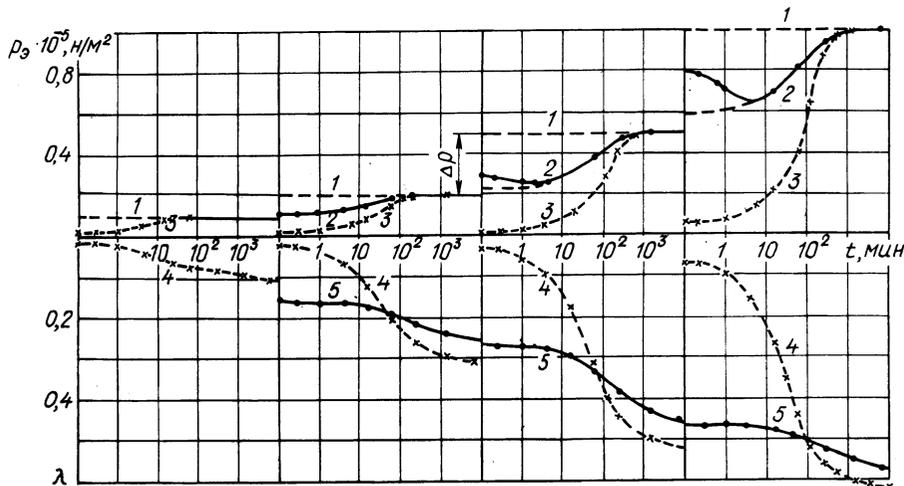


Рис. 4. Характер нарастания эффективного давления (2, 3) до полного (1) и деформации уплотнения (4, 5) сапропеля.

скольку к концу процесса уплотнения на предыдущей ступени наступало равновесие между скелетом грунта и уплотняющим давлением, то приращение нагрузки на последующей ступени вызвало только дополнительное уплотнение. Все процессы, происходящие в грунте, были продиктованы приращением нагрузки. Поровое давление составляло примерно ту же долю от полного давления (рис. 3, б), что и в опытах по первой схеме нагружения. Характер развития эффективных напряжений и относительных деформаций заметно не изменился.

В связи с тем, что при догрузке образцов грунта были уже частично уплотненными, значения начальных деформаций оказывались заметно сниженными по сравнению с деформациями грунтов естественного состояния. На рис. 4 видно, как линии уплотнения 5 продолжают на последующих участках с очень малыми смещениями после догрузок. На рис. 2 значения начальных деформаций таких опытов оказались ниже линии 4. Это означает, что к концу нагружения отжалось из образца недостаточное количество воды, чтобы обеспечить нормальную работу трубки-капилляра длиной 0,35 м. Если в таких опытах длину воздушного столбика в трубке-капилляре не снизить, то к концу нагружения давление в трубке остается меньшим, чем в нижней камере, и уровень жидкости продолжает подниматься еще и после того, как уплотняющее давление приложено. Создается впечатление, что максимум порового давления смещается во времени.

На рис. 3, б дана характеристика порового давления по показаниям трубки-капилляра с завышенной высотой воздушного столбика. Величины показаний отнесены к значениям приращений уплотняющих нагрузок на соответствующих ступенях. Кривые 4 и 5 имеют участки подъема, так как показания трубки-капилляра зависели от степени деформации образца. Участки спада кривых характеризовали действи-

тельные значения порового давления в образцах. Эти участки ничем не отличаются от таких же участков кривых, построенных для образцов естественной структуры после испытаний по первой схеме нагружения.

Кривые на рис. 3, б получены из опытов, в которых величина догрузки на очередной ступени была равна нагрузке на предшествующей ступени. Если величину догрузки принимали меньшей, чем предшествующая нагрузка уплотнения, то кривые порового давления располагались несколько ниже. Если догрузка намного превышала предшествующую нагрузку, значения порового давления в опытах оказывались самыми высокими. Рассеивание порового давления было более замедленным, поскольку образцы грунтов уже частично уплотнились, отчего водопроницаемость их понизилась. Это самые нежелательные случаи уплотнения, когда большие значения порового давления могут создавать опасные гидродинамические явления в грунтах.

Таким образом, выполненные исследования уплотнения трех разновидностей грунтов с замерами порового давления позволили выявить ряд особенностей консолидации. Наиболее высокие значения порового давления возникают в сильно сжимаемых грунтах с малой водопроницаемостью. Уплотнение таких грунтов следует выполнять путем последовательного догружения. Догрузки на последующих ступенях не должны превышать величины нагрузки на предыдущих ступенях. Догрузку производить после завершения фильтрационной консолидации от предшествующей нагрузки. Для понижения времени рассеивания порового давления желательно предусматривать инженерные мероприятия, сокращающие пути фильтрации отжимаемой воды.

Наиболее доступным и надежным способом измерения порового давления следует считать гидроаэростатический с применением трубок-капилляров. Размеры замкнутого воздушного столбика необходимо обязательно увязывать с количеством отжимаемой воды из зоны подключения трубки-капилляра за период приложения нагрузки. При недостаточном количестве отжимаемой воды прибор показывает заниженные значения порового давления до момента снижения, определяемого появлением максимума на графике.

Значения порового давления в грунтах при уплотнении составляют определенную долю не от полного уплотняющего давления, а от величины догрузки, т. е. приращения нагрузки на каждой ступени уплотнения. В слабо водопроницаемых сапропелях максимум порового давления возникал к концу загрузки и составлял 0,85—0,95 от величины приращения уплотняющего давления. В торфяных и илистых грунтах, имеющих более высокую водопроницаемость, максимум не превышал 0,4 от давления уплотнения.

Литература

1. *Флорин В. А.* Основы механики грунтов. Т. 2. М. — Л., 1961.
2. *Амарян Л. С.* Методы расчета прочности и сжимаемости торфяных грунтов. — В сб.: Строительство на торфяных грунтах. Ч. 1. Калинин, 1972.
3. *Соколов В. Д.* Изучение процесса изменения порового давления при уплотнении водонасыщенного торфа в компрессионном приборе. — В сб.: Строительство на торфяных грунтах. Ч. 1. Калинин, 1972.

К ВЫВОДУ ФОРМУЛЫ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ОСРЕДНЕННОЙ СКОРОСТИ В ПЛОСКОМ ТУРБУЛЕНТНОМ РАВНОМЕРНОМ ПОТОКЕ

Рассмотрим движение вихря, образовавшегося в пристеночной области толщиной 2δ , и его диффузию при плоском движении вязкой жидкости.

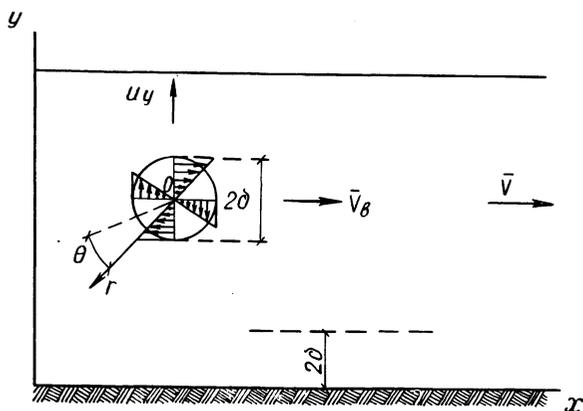


Рис. 1.

В момент времени $t=0$ проекции скорости v (рис. 1) на оси цилиндрических координат r, θ, z будут следующими:

$$v_r = v_z = 0, \quad v_\theta = v_H. \quad (1)$$

В качестве допущения будем считать

$$v_\theta = ar, \quad (2)$$

где $a = \text{const}$.

Уравнение движения в рассматриваемом случае [1] имеет вид

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -\nu \frac{2}{r} \frac{\partial v}{\partial r}, \quad (3)$$

где ν — кинематический коэффициент вязкости.

Учитывая (2), уравнение (3) запишется так:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -2\nu \frac{v}{r^2}. \quad (4)$$

Отсюда

$$\ln v = -\frac{2\nu}{r^2} t + C.$$

Принимая во внимание (1), получим

$$\ln \frac{v}{v_H} = -\frac{2\nu}{r^2} t. \quad (5)$$

Для вязкого потока

$$\frac{dv}{dy} = -g(H-y)i, \quad (6)$$

где i — уклон; y — расстояние рассматриваемой точки от дна плоского потока; H — глубина; g — ускорение силы тяжести.

Известно, что

$$\frac{dy}{dt} = u_y, \quad (7)$$

где u_y — осредненная по поперечному сечению составляющая скорости движения вихря, направленная перпендикулярно поверхности равномерного плоского потока.

Учитывая, что в (4) $\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{dv}{dt}$ и $\frac{dv}{dy} = \frac{v}{r}$ (рис. 1), подставим в (4)

значение $v \frac{dv}{dy}$ из (6) и dt из (7). В результате находим

$$\frac{dv}{dy} u_y = \frac{2g(H-y)i}{r}. \quad (8)$$

Составляющую скорости u_y можно описать соотношением, учитывая [1]:

$$u_y = b(\bar{v} - \bar{v}_B) \frac{dv}{dy}, \quad (9)$$

где \bar{v} — местная скорость потока; \bar{v}_B — продольная составляющая скорости движения вихря; b — коэффициент приведения.

Подставив значение u_y из (9) в (8), получим

$$\bar{v} - \bar{v}_B = \frac{2g(H-y)i}{rb \left(\frac{dv}{dy} \right)^2}. \quad (10)$$

Подставив значение u_y из (7) и $\bar{v} - \bar{v}_B$ из (10) в (9), находим

$$\frac{dy}{H-y} = \frac{2gi}{r} \frac{dt}{\frac{dv}{dy}}. \quad (11)$$

Значение $\frac{dv}{dy}$, полученное из (5), подставим в (11). Тогда

$$\frac{dy}{H-y} = \frac{2gi}{v_H e^{-\frac{2\nu}{r^2}t}} dt. \quad (12)$$

Проинтегрировав (12), получим

$$-\ln(H-y) = \frac{gir^2}{v v_H} e^{\frac{2v}{r^2} t} + C.$$

При $r = \delta$ и $t = 0$

$$-\ln(H-\delta) = \frac{gi\delta^2}{v v_H} + C.$$

Отсюда, полагая, что вихрь сохраняет свои линейные размеры, т. е. $r = \delta$, находим

$$-\ln\left(\frac{H-y}{H-\delta}\right) = \frac{gi\delta^2}{v v_H} (e^{\frac{2v}{\delta^2} t} - 1). \quad (13)$$

При $\frac{H-y}{H-\delta} \approx 1$ левую часть выражения (13) разложим в ряд по $\frac{H-y}{H-\delta}$ и, ограничиваясь первым членом разложения, получим

$$1 - \frac{y-H}{\delta-H} = \frac{gi\delta^2}{v v_H} (e^{\frac{2v}{\delta^2} t} - 1).$$

Зная [2, 3], что

$$\frac{v_H}{u_*} = \frac{u_*\delta}{v} = \text{const},$$

где $u_* = \sqrt{gHi}$, находим

$$\frac{\delta-y}{\delta-H} = -\frac{\delta}{H} (e^{\frac{2v}{\delta^2} t} - 1),$$

но при $\frac{H-\delta}{H} \approx 1$

$$-1 + \frac{y}{\delta} = e^{\frac{2v}{\delta^2} t} - 1. \quad (14)$$

Подставив из (5) в (14) значение $e^{\frac{2v}{\delta^2} t}$, получим

$$\frac{y}{\delta} = \frac{v_H}{v}.$$

но $\frac{v}{\delta} = \frac{dv}{dy}$.

Отсюда

$$\frac{dv}{dy} = \frac{v_H}{y}. \quad (15)$$

Ранее было показано [2], что $v_H = 2,8 u$.

Учитывая это и (15), можно записать

$$\frac{dv}{dy} = 2,8 \frac{u_*}{y} . \quad (16)$$

Полученное соотношение (16) хорошо согласуется с известным уравнением Прандтля для турбулентной зоны режима.

Литература

1. *Кочин Н. Е., Кибель И. А., Розе Н. В.* Теоретическая гидромеханика. Ч. 2. М., 1963.
2. *Коваленко Э. П.* К определению толщины вязкого подслоя в равномерном плоском потоке. — В сб.: Вопросы водохозяйственного строительства. Минск, 1970.
3. *Хинце И. О.* Турбулентность. М., 1963.

ОДИН МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЯ ДВИЖЕНИЯ ТЯЖЕЛОЙ ЖИДКОСТИ

При исследовании движения тела под свободной поверхностью тяжелой жидкости, при глиссировании на поверхности жидкости, а также при движении жидкости в канале в основном применялась линеаризированная теория. Считалось, что свободная поверхность бесконечно мало отклоняется от невозмущенного уровня и условия на границе сложились на этот уровень.

К фундаментальным работам по линеаризированной теории относятся работы Н. Е. Кочина, М. В. Келдыша и М. А. Лаврентьева. С помощью методов, предложенных в этих работах, выполнено большое количество исследований как в нашей стране, так и за рубежом. В основе всех этих работ лежит функция

$$\Phi = i \frac{d^2 w}{dz^2} - v \frac{dw}{dz},$$

введенная М. В. Келдышем [1]. Известны решения задач в нелинейной постановке. На основе аппроксимации Леви-Чивита введем одну функцию, с помощью которой можно будет решить ряд задач о течении тяжелой жидкости.

Метод решения. Рассмотрим некоторое установившееся потенциальное движение тяжелой жидкости. Причем на бесконечности вверх по течению это движение плоскопараллельное.

Пусть на свободной поверхности выполняется условие Леви-Чивита, записанное в безразмерном виде

$$\frac{dr}{d\varphi} + \alpha\theta = 0, \quad (1)$$

где θ , $r = \ln v$ — вещественная и мнимая части функции Н. Е. Жуковско-го $F = i \ln \frac{dw}{dz} = \theta + ir$; $\alpha = \frac{1}{Fr}$ — величина, обратная числу Фруда.

Это условие Леви-Чивита получено при предположениях, что r и θ малы.

Введем в рассмотрение регулярную на бесконечности функцию

$$\Phi = i \frac{dF}{dw} - \alpha F, \quad (2)$$

причем

$$\operatorname{Re} \Phi = - \frac{\partial r}{\partial \varphi} - \alpha \theta,$$

$$\operatorname{Im} \Phi = \frac{\partial \theta}{\partial \varphi} - \alpha r.$$

Оказывается, что на свободной поверхности

$$\operatorname{Re} \Phi = 0. \quad (3)$$

На других границах области течения могут быть различные условия. Например, если отыскивается граница по заданному распределению давления, скорости или угла наклона θ как функции потенциала скорости φ , то на ней будут соответственно условия

$$\operatorname{Re} \Phi = f_1(\varphi), \quad \frac{d \operatorname{Re} \Phi}{d \varphi} + \alpha \operatorname{Im} \Phi = f_2(\varphi), \quad \frac{d \operatorname{Im} \Phi}{d \varphi} - \alpha \operatorname{Re} \Phi = f_3(\varphi),$$

где f_1, f_2, f_3 — известные функции.

Предположим, что по условиям на свободной поверхности и на других границах области течения определена функция Φ в области изменения комплексного потенциала w . Тогда, решая линейное неоднородное уравнение

$$i \frac{dF}{dw} - \alpha F = \Phi(w),$$

найдем функцию $F(w)$.

Общим решением однородного уравнения

$$i \frac{dF}{dw} - \alpha F = 0$$

является $F = Ae^{-\alpha w}$.

Применяя для решения неоднородного уравнения обычный метод вариации произвольных постоянных, приходим к уравнению

$$i \frac{dA}{dw} e^{-i\alpha w} = \Phi(w),$$

откуда

$$A = -i \int_{-\infty}^w e^{i\alpha w} \Phi(w) dw + B.$$

Общим решением неоднородного уравнения будет

$$F = e^{-i\alpha w} \left[B - i \int_{-\infty}^w e^{i\alpha w} \cdot \Phi(w) dw \right].$$

Постоянная B определяется из условия $F=0$ при $w \rightarrow -\infty$. Тогда $B=0$ и для функции F получаем окончательное выражение

$$F = -ie^{-i\alpha w} \int_{-\infty}^w e^{i\alpha w} \cdot \Phi(w) dw. \quad (4)$$

Так как $F = i \ln \frac{dw}{dz} = \theta + ir$, то $dz = e^{-r+i\theta} dw$.

Пусть на свободной поверхности $\psi=0$, тогда, так как r и θ малы, для определения вида свободной поверхности получим формулы:

$$\left. \begin{aligned} dx &= (1-r) d\varphi, \\ dy &= \theta d\varphi. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Для нахождения r и θ на свободной поверхности нужно воспользоваться формулой (4).

На свободной поверхности функция F имеет вид

$$F = -ie^{-i\alpha\varphi} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\alpha t} \operatorname{Im} \Phi(t) dt.$$

Исследуем поведение этой функции на бесконечности.

Ясно, что при $\varphi = -\infty$ $F = 0$ ($\theta = r = 0$), т. е. свободная поверхность при $x \rightarrow -\infty$ имеет асимптоту $y = \text{const}$.

При $\varphi \rightarrow +\infty$ имеем

$$\theta + ir = -ie^{-i\alpha\varphi} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{i\alpha t} \operatorname{Im} \Phi(t) dt.$$

Пусть

$$\int_{-\infty}^{+\infty} e^{i\alpha t} \operatorname{Im} \Phi(t) dt = H(\alpha).$$

Тогда

$$\left. \begin{aligned} \theta &= |H(\alpha)| \cdot \sin(\alpha\varphi + \omega), \\ r &= -|H(\alpha)| \cdot \cos(\alpha\varphi + \omega), \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

где $\operatorname{tg} \omega = -\frac{\operatorname{Im} H(\alpha)}{\operatorname{Re} H(\alpha)}$.

Теперь, воспользовавшись формулами (5), (6) и интегрируя, получим вид свободной поверхности на бесконечности вниз по течению

$$y = -\frac{1}{\alpha} |H(\alpha)| \cos(\alpha x + \omega). \quad (7)$$

Амплитуда волн на бесконечности вниз по течению равна

$$a = \frac{1}{\alpha} |H(\alpha)|.$$

Свободные волновые движения жидкости. Рассмотрим установившиеся свободные волновые движения тяжелой жидкости бесконечной глубины. Область изменения комплексного потенциала, соответствующая физической области течения, представляет собой нижнюю полуплоскость. Функция $\Phi = i \frac{dF}{d\omega} - \alpha F$ равна нулю. Тогда

$$F = Ae^{-i\alpha\omega}, \quad (8)$$

где $(A = A_1 + iA_2)$.

Выделим вещественную и мнимую части:

$$\left. \begin{aligned} \theta &= A_1 e^{\alpha\psi} \cos \alpha\varphi + A_2 e^{\alpha\psi} \sin \alpha\varphi, \\ r &= -A_1 e^{\alpha\psi} \sin \alpha\varphi + A_2 e^{\alpha\psi} \cos \alpha\varphi. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

На свободной поверхности имеем:

$$\left. \begin{aligned} \theta &= A_1 \cos \alpha\varphi + A_2 \sin \alpha\varphi, \\ r &= -A_1 \sin \alpha\varphi + A_2 \cos \alpha\varphi. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Пусть при $\varphi=0$ $r=0$. Тогда $A_2=0$. Из (10) находим:

$$\left. \begin{aligned} \theta &= A_1 \cos \alpha \varphi, \\ r &= -A_2 \sin \alpha \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Переходя к физической области течения по формулам (5) и интегрируя, имеем:

$$\left. \begin{aligned} x &= \varphi - \frac{A_1}{\alpha} \cos \alpha \varphi, \\ y &= \frac{A_1}{\alpha} \sin \alpha \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Считая амплитуду волн $a = \frac{A_1}{\alpha}$ малой, получим значение свободной поверхности в форме волн Эри

$$y = a \sin \alpha x. \quad (13)$$

Движение жидкости в канале. Рассмотрим задачу в плоском движении тяжелой несжимаемой жидкости в открытом канале с криволинейным дном. Область изменения комплексного потенциала будет представлять бесконечную полосу, ширина которой пусть равна 1.

Определим форму дна канала по некоторым заданным на нем характеристикам, а также вид свободной поверхности.

1. На поверхности дна канала известно распределение давления как однозначная, непрерывная функция потенциала скорости φ :

$$P = P(\varphi) (-\infty < \varphi < +\infty). \quad (14)$$

Причем считаем, что допущения Леви-Чивита о малости r и θ верны для всего потока жидкости.

Регулярную функцию $\Phi(w)$ в бесконечной полосе будем определять по граничным условиям

$$\operatorname{Re} \Phi(w) = \begin{cases} 0, & (\psi = 0, -\infty < \varphi < +\infty), \\ f(\varphi), & (\psi = -1, -\infty < \varphi < +\infty), \end{cases}$$

где $f(\varphi) = \frac{1}{\rho} \frac{dP}{d\varphi}$.

По формуле Вудса для полосы находим

$$\Phi(w) = -\frac{i}{2} \int_{-\infty}^{+\infty} f(\varphi) \operatorname{th} \frac{\pi(t-w)}{2} dt. \quad (15)$$

2. На поверхности дна задано распределение скорости как функция дуговой абсциссы s :

$$v = v(s) (-\infty < s < +\infty). \quad (16)$$

Из (16) и соотношения $d\varphi = v ds$ видно, что можно считать известным $r = \ln v$ как функцию потенциала скорости φ :

$$r = r(\varphi) (-\infty < \varphi < +\infty). \quad (17)$$

Тогда для нахождения функции $\Phi(\omega)$ будем иметь следующие граничные условия: -

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{Re} \Phi(\omega) = 0 \quad (\psi = 0, -\infty < \varphi < +\infty), \\ \frac{d}{d\varphi} (\operatorname{Re} \Phi) + \alpha \operatorname{Im} \Phi = f_1(\varphi) \quad (\psi = -1, -\infty < \varphi < +\infty), \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

где $f_1(\varphi) = -\frac{d^2 r}{d\varphi^2} - \alpha^2 r$.

Представим регулярную в бесконечной полосе функцию в виде

$$\Phi(\omega) = -\frac{i}{2} \int_{-\infty}^{+\infty} \gamma(t) \operatorname{th} \frac{\pi(t-\omega)}{2} dt, \quad (19)$$

где $\gamma = \operatorname{Re} \Phi(\varphi - i)$.

Воспользовавшись второй формулой из (18), приходим к интегро-дифференциальному уравнению для определения γ

$$\frac{d\gamma}{d\varphi} - \frac{\alpha}{2} \int_{-\infty}^{+\infty} \gamma(t) \operatorname{cth} \frac{\pi(t-\varphi)}{2} dt = f_1(\varphi). \quad (20)$$

Применяя к этому уравнению двустороннее преобразование Лапласа, получим

$$\pi r \Gamma(p) + \alpha \Gamma(p) \operatorname{cth} \pi r = F(p), \quad \operatorname{Re} p = 0, \quad (21)$$

где $\Gamma(p) \doteq \gamma(\pi\varphi)$, $F(p) \doteq f_1(\pi\varphi)$.

Отсюда

$$\Gamma(p) = \frac{F(p)}{\pi r + \alpha \operatorname{ctg} \pi r}. \quad (22)$$

Искомое решение $\gamma(\pi\varphi)$ получается из (22) определением оригинала по данному изображению

$$\gamma(\pi\varphi) = \frac{1}{2\pi i} \int_{-i\infty}^{+i\infty} \frac{e^{p\pi\varphi} F(p) dp}{p(\pi r + \alpha \operatorname{ctg} \pi r)}. \quad (23)$$

3. Если на поверхности дна задано распределение угла наклона θ как функции потенциала скорости φ :

$$\theta = \theta(\varphi) \quad (-\infty < \varphi < +\infty), \quad (24)$$

то для нахождения регулярной функции $\Phi(\omega)$ в области комплексного потенциала имеем следующие граничные условия:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{Re} \Phi = 0 \quad (\psi = 0, -\infty < \varphi < +\infty), \\ \frac{d}{d\varphi} (\operatorname{Im} \Phi) - \alpha \operatorname{Re} \Phi = f_2(\varphi), \quad (\psi = -1, -\infty < \varphi < +\infty), \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

где $f_2(\varphi) = \alpha^2 \theta + \frac{d^2 \theta}{d\varphi^2}$.

В области изменения комплексного потенциала функцию $\Phi(\omega)$ будем искать в виде (19).

Для нахождения функции $\gamma(\pi\varphi)$ из (25) имеем

$$\alpha\gamma + \frac{1}{2} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{d\gamma}{dt} \operatorname{cth} \frac{\pi(t-\varphi)}{2} dt = -f_2. \quad (26)$$

Применяя двустороннее преобразование Лапласа, получаем

$$\Gamma(p) = \frac{F(p)}{\alpha - \pi p \operatorname{ctg} \pi p}, \quad \operatorname{Re} p = 0, \quad (27)$$

где $\Gamma(p) \doteq \gamma(\pi\varphi)$, $F(p) \doteq -f_2(\pi\varphi)$.

Переходя к оригиналу, находим искомую функцию γ

$$\gamma(\pi\varphi) = \frac{1}{2\pi i} \int_{-i\infty}^{+i\infty} \frac{e^{p\pi\varphi} \cdot F(p) \cdot dp}{p(\alpha - \pi p \operatorname{ctg} \pi p)}. \quad (28)$$

В рассмотренных задачах форма дна и вид свободной поверхности определяются по формулам $dx = \exp(-r) \cos\varphi d\theta$; $dy = \exp(-r) \sin\theta$. При этом r и θ , входящие в формулы, надо взять из (4) при $\psi=0$ для нахождения свободной поверхности и при $\psi=-1$ для дна канала.

Нахождение формы подводного крыла по заданному распределению скорости. Рассмотрим обратную краевую задачу о движении подводного крыла под свободной поверхностью тяжелой несжимаемой жидкости бесконечной глубины. Форма профиля находится по заданному на нем распределению величины скорости как функции дуговой абсциссы s

$$v = v(s) \quad 0 \leq s \leq l, \quad (29)$$

где l — длина контура профиля.

Решение задачи ищем во вспомогательной области кругового кольца $D_u, u = \operatorname{Re} i\gamma$. Пусть $\omega = \omega(u)$ — известная функция, отображающая область изменения комплексного потенциала ω на D_u . На одной границе кольца — окружности единичного радиуса, соответствующей свободной поверхности, $\operatorname{Re} \Phi(e^{i\gamma}) = 0$. На окружности радиуса H , соответствующей контуру профиля, представим

$$\operatorname{Im} \Phi(He^{i\gamma}) = \frac{a_0}{2} + \sum_{k=1}^{\infty} (a_k \cos k\gamma + b_k \sin k\gamma). \quad (30)$$

Коэффициенты a_k и b_k пока неизвестны.

Решая смешанную краевую задачу в области D_u , получим:

$$\operatorname{Re} \Phi(u) = \sum_{k=1}^{\infty} \frac{H^{-k} (R^k - R^{-k})}{1 + H^{-2k}} (b_k \cos k\gamma - a_k \sin k\gamma),$$

$$\operatorname{Im} \Phi(u) = \frac{a_0}{2} + \sum_{k=1}^{\infty} \frac{H^{-k} (R^k + R^{-k})}{1 + H^{-2k}} (a_k \cos k\gamma + b_k \sin k\gamma). \quad (31)$$

При $R=H$ находим значение $\operatorname{Re} \Phi$ на окружности, соответствующей контуру профиля

$$\operatorname{Re} \Phi(He^{i\gamma}) = \sum_{k=1}^{\infty} \frac{1 - H^{-2k}}{1 + H^{-2k}} (b_k \cos k\gamma - a_k \sin k\gamma). \quad (32)$$

Таким образом, на окружности радиуса H имеем следующие два представления:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\theta}{d\varphi} - \alpha r &= \frac{a_0}{2} + \sum_{k=1}^{\infty} (a_k \cos k\gamma + b_k \sin k\gamma) = f_1, \\ \frac{dr}{d\varphi} + \alpha\theta &= \sum_{k=1}^{\infty} \frac{1 - H^{-2k}}{1 + H^{-2k}} (b_k \cos k\gamma - a_k \sin k\gamma) = f_2. \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

Исключая из этих выражений функцию θ , получим

$$\frac{d^2 r}{d\varphi^2} + \alpha^2 r = \frac{df_2}{d\varphi} - \alpha f_1. \quad (34)$$

Видно, что левая часть равенства (34) является известной функцией угла γ . Раскладывая левую и правую части равенства (34) в ряды Фурье и затем приравнивая коэффициенты при синусах и косинусах дуг одинаковой кратности, получим бесконечную систему линейных алгебраических уравнений для нахождения неизвестных a_k, b_k . Таким образом, функция $\Phi = \Phi(w)$ будет найдена. По формулам перехода к физической плоскости определяем форму профиля и вид свободной поверхности жидкости.

Аналогично могут быть решены обратные краевые задачи о нахождении формы подводного крыла по условию на его контуре:

$$P = P(\varphi) \text{ или } v = v(\varphi), \text{ или } \theta = \theta(\varphi).$$

Литература

1. Келдыш М. В. Замечания о некоторых движениях тяжелой жидкости. — «Технические заметки ЦАГИ», 1935, № 52.

И. Г. Лазаревич, В. И. Кузменков, И. П. Вопнярский

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РЕЖИМА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ ОДНОПРОЛЕТНОГО ШЛЮЗА-РЕГУЛЯТОРА С ПЕРЕПАДОМ

Гидравлические исследования шлюзов-регуляторов проводились в лаборатории кафедры гидравлики БПИ.

Шлюз-регулятор с перепадом $p=1$ м и размером отверстия $B=5,5$ м устанавливается на канале трапецидального сечения шириной по дну $b=3$ м, коэффициент откоса $m=2,5$ (рис. 1). Строительная глубина h подводящего канала составляла 2,7 м, а отводящего — 3,7 м. Участки

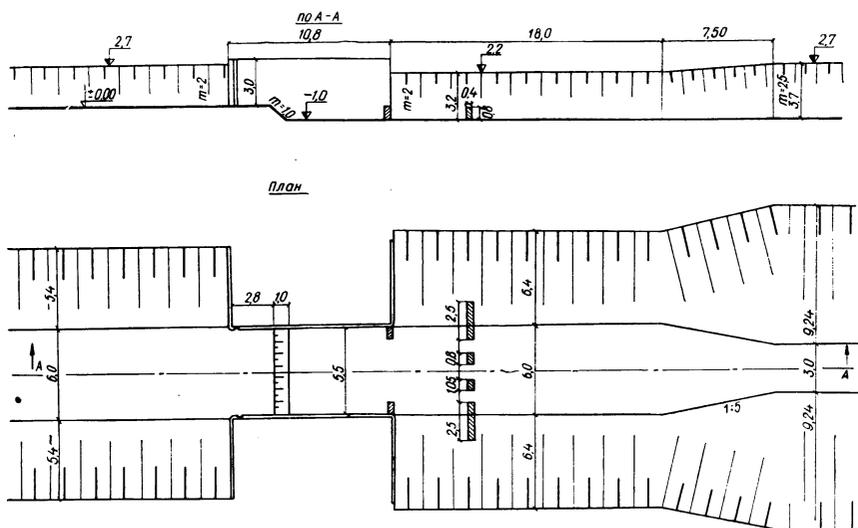


Рис. 1. Однопролетный шлюз-регулятор с отверстием $B=5,5$ м и перепадом $p=1,0$ м.

каналов, примыкающие к шлюзу, имели ширину по дну $b=6,0$ м, коэффициент откоса $m=2,0$. Строительная глубина h отводящего участка длиной $l=18$ м равнялась 3,2 м. Этот участок далее с помощью воронок длиной $l=7,5$ м и заложением (в плане) 1:5 сопрягается с каналом.

Модель шлюза, изготовленная из бетона в масштабе 1:15, была установлена в гидравлическом лотке шириной 1,55 м и длиной 9 м. Длина моделируемого участка подводящего канала составила 25 м, а отводящего канала 75 м.

Расход, поступающий на модель, измерялся посредством двух мерных водосливов Томсона, установленных в оголовке лотка.

Отметки уровня верхнего бьефа фиксировались закрепленной мерной иглой и пьезометрами, а в нижнем бьефе — передвижной мерной иглой и пьезометрами. Исследования проводились при различных глу-

бинах потока перед шлюзом $H_{ВВ}$ и перепадах свободной поверхности на шлюзе z .

Осредненные скорости измерялись при помощи скоростной трубки на вертикалях различных поперечников в отводящем канале в четырех точках (дно, 0,2 h ; 0,4 h ; 0,8 h , считая от дна). Во всех опытах проводились наблюдения за характером движения потока на подходе к шлюзу, в пределах его и в отводящем канале.

Гидравлический режим в нижнем бьефе исследовался при отсутствии и наличии гасителей трех типов.

Гаситель типа I, принятый в проекте, представлял собой конструкцию, состоящую из двух боковых стенок, устанавливаемых в конце водобоя, и ряда пирсов высотой 0,8 m (рис. 1).

Гаситель типа II отличался от гасителя типа I тем, что были сняты боковые стенки в конце шлюза.

Гаситель типа III представлял водобойную стенку трапецеидального сечения высотой 0,45 m , шириной поверху 0,45 m со следующим заложением откосов: верхового 3:1 и низового 2:1. Гаситель типа III был установлен на расстоянии 10 m от шлюза.

Пересчет количественных результатов исследования проводился по критерию подобия Фруда.

Исследования гидравлического режима в нижнем бьефе шлюза и подбор гасителей энергии производились в опытах при различных перепадах и глубине наполнения подводящего канала $H_{ВВ}$ —2,5 m . Перепад на шлюзе изменялся от 0,82 до 0,13 m .

Изучение гидравлического режима в пределах исследуемого участка отводящего канала сводилось к визуальным наблюдениям за характером движения потока на этом участке, измерению размеров водоворотных зон и определению глубин и осредненных скоростей на вертикалях различных поперечников.

Для выяснения эффективности проектного варианта гасителей (гасители типа I) был проведен опыт 8 без гасителей и опыт 6 с гасителями. В этих опытах перепад на шлюзе составлял $z=0,82$ m . В табл. 1 приведены опытные значения донных и средних скоростей по вертикалям. Измерение скоростей производилось на четырех поперечниках в трех вертикалях на каждом поперечнике, расположенных по оси и бровкам дна канала. Наименование поперечников соответствует их расстоянию от шлюза. Первый поперечник совмещался с концом воронки, а последующие — в отводящем канале на расстоянии l от шлюза.

Анализ данных опытов 8 и 6 показывает, что установка гасителей полностью не устраняет сбойности течения и не обеспечивает переформирования скоростей в потоке в пределах рисбермы.

Для получения более благоприятного гидравлического режима в нижнем бьефе была проведена проверка работы других типов гасителей. Опыт 10 был проведен с гасителем типа III, а опыт 7 — с гасителями типа II. В этих опытах перепады на шлюзе были практически одинаковыми. Результаты этих опытов также представлены в табл. 1. Характеристика изменения донных и средних скоростей по осевым вертикалям в отводящем канале дана на рис. 2, 3.

Как видно, постановка гасителей типа II приводит к существенному снижению как донных, так и средних по вертикали скоростей, при этом сбойность течения в отводящем канале практически отсутствует. Переформирование скоростей в потоке практически завершается на расстоянии 30—35 m от шлюза.

Для оценки эффективности работы гасителей типа II при меньших перепадах на шлюзе были проведены опыты без гасителей и с гасителями. Глубина наполнения подводящего канала была постоянной и

Таблица 1

Номер опыта	Расход Q , $м^3/сек$	Глубина пе- ред шлюзом $H_{ВБ}$, м	Перепад на шлюзе z , м	Наименова- ние вертикали	Значение донных и средних скоростей, $м/сек$, на расстоянии, м												Примечание
					25,5			30			36			42			
					$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	
6	38,4	2,5	0,82	Л 1,5м Ось	0,90	1,83	2,66	0,77	1,63	2,67	1,02	1,64	2,68	0,99	1,58	2,68	Гасители типа I
					1,22	2,11		0,90	1,74		0,97	1,69		0,82	1,63		
7	38,4	2,5	0,80	Л 1,5м Ось	1,07	1,69	2,66	0,94	1,62	2,68	1,05	1,57	2,70	1,06	1,62	2,70	Гасители типа II
					1,00	1,56		0,78	1,47		0,99	1,47		0,88	1,41		
8	38,4	2,5	0,82	Л 1,5м Ось	1,23	1,96	2,58	1,06	1,83	2,61	1,15	1,96	2,67	1,06	1,85	2,68	Без гасителей
					1,69	2,58		1,32	2,30		1,13	2,02		0,95	1,86		
10	38,4	2,5	0,79	Л 1,5м Ось	1,26	1,84	2,67	1,15	1,71	2,68	1,10	1,72	2,71	1,11	1,70	2,71	Гасители типа III
					1,65	2,27		1,50	2,10		1,26	1,95		1,10	1,80		
				П 1,5м	1,52	2,43		1,20	2,21		1,27	2,03		1,11	1,93		

Таблица 2

Номер опыта	Расход Q , $м^3/сек$	Глубина пе- ред шлюзом $H_{ВБ}$, м	Перепад на шлюзе z , м	Наименование вертикалей	Значение донных и средних скоростей по вертикали, $м/сек$, на расстоянии, м																		Примечание
					18,0			25,5			30			36			42			60			
					$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	$v_{дон}$	$v_{ср}$	h_m	
2	31,4	2,5	0,13	Ось	1,01	1,47	3,31	1,07	1,46	3,32	0,77	1,35	3,37	0,73	1,34	3,37	0,73	1,33	3,37	0,62	1,06	3,38	без гасителей
11	37,6	2,5	0,50	Ось	0,96	1,95	2,94	0,94	1,65	2,96	0,87	1,54	2,97	0,86	1,59	2,98	0,79	1,48	2,98	0,91	1,37	3,00	гасители типа II
12	35,8	2,5	0,34	Ось	1,19	2,11	3,09	1,18	1,76	3,14	0,81	1,56	3,14	0,81	1,58	3,15	0,86	1,48	3,15	0,84	1,36	3,16	гасители типа II
13	34,5	2,5	0,22	Ось	0,73	1,98	3,21	0,98	1,72	3,27	0,80	1,61	3,27	0,86	1,48	3,27	0,73	1,45	3,28	0,73	1,28	3,28	гасители типа II
14	31,0	2,5	0,13	Ось	—	1,79	3,31	0,98	1,52	3,32	0,73	1,43	3,37	0,73	1,43	3,37	0,73	1,27	3,37	0,69	1,06	3,37	гасители типа II
15	35,8	2,5	0,34	Ось	1,35	1,83	3,08	1,15	1,83	3,14	0,98	1,84	3,14	1,01	1,87	3,15	1,08	1,68	3,15	0,84	1,43	3,16	без гасителей
16	49,4	3,0	0,94	Ось	0,98	2,45	2,93	1,13	2,07	3,00	1,00	1,87	3,00	1,00	1,78	3,03	1,02	1,71	3,04	1,06	1,68	3,06	гасители типа II
17	39,4	3,0	0,13	Ось	1,15	2,04	3,80	0,97	1,66	3,82	0,76	1,52	2,82	0,75	1,45	3,84	0,62	1,30	3,86	0,64	1,21	3,87	гасители типа II

равнялась $H_{вв} = 2,5$ м. В этих опытах скорости замерялись по осевым вертикалям на различных поперечниках отводящего канала. Опытные значения донных и средних по вертикали скоростей приведены в табл. 2.

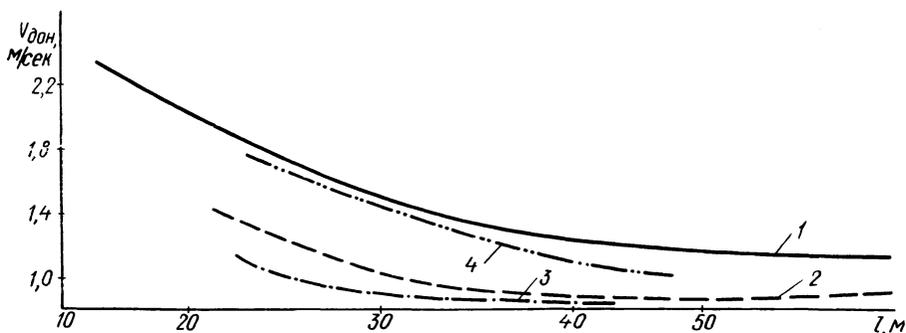


Рис. 2. Изменение донных скоростей по осевым вертикалям в отводящем канале: 1 — без гасителей (опыт 1); 2 — гаситель типа I (опыт 6); 3 — гаситель типа II (опыт 7); 4 — гаситель типа III (опыт 10).

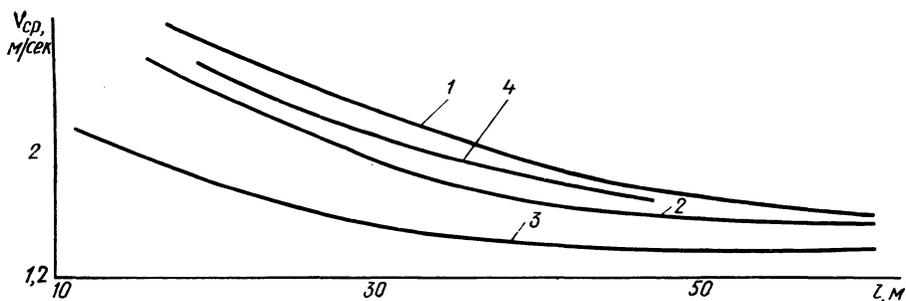


Рис. 3. Изменение средних скоростей по осевым вертикалям в отводящем канале: 1 — без гасителей (опыт 8); остальные обозначения такие же, как на рис. 2.

Анализ данных этих опытов показывает, что при уменьшении перепада на начальном участке отводящего канала не наблюдается заметного снижения как донных, так и средних скоростей на соответственных вертикалях, что можно объяснить сжатием потока, вызванным постановкой гасителей.

В опытах 11, 12 и 13 переформирование скоростей в нижнем бьефе практически заканчивается на участке канала, непосредственно примыкающем к рисберме. Длина этого участка составляет в среднем 5—10 м, за его пределами скорости снижаются с уменьшением перепада.

При перепаде $z = 0,13$ м (опыты 2 и 14) установка гасителей не приводит к уменьшению скоростей. Однако наблюдения показали, что гасители практически устраняют сбойность течения на участке отводящего канала, примыкающего к рисберме.

Для проверки эффективности работы гасителей при глубине перед шлюзом $H_{вв}$ более 2,5 м были проведены опыты 16 и 17 при $H_{вв} = 3,0$ м и перепадах $z = 0,94$ м и $z = 0,13$ м, результаты которых представлены в табл. 2. В этих опытах сбойность практически отсутствовала. Боковые водоворотные области заканчивались в пределах сопрягающей воронки. Длина участка переформирования скоростей практически такая же, как и в опытах при $H_{вв} = 2,5$ м.

Изучение гидравлического режима в нижнем бьефе производилось также и при маневрировании затвором. В этом случае глубина нижнего бьефа устанавливалась в соответствии с пропускаемым расходом

и уклоном отводящего канала $i=0,0007—0,001$. Опыты с маневрированием затвора проводились при подъеме сдвоенного затвора на высоту 0,3, 0,6 и 0,9 м и глубине перед шлюзом $H_{ВБ} = 2,5$ м. В этих опытах в нижнем бьефе перед гасителем образовывались две симметричные водоворотные области. За гасителем наблюдалось относительно спокойное движение с практически выравненными скоростями по сечению канала.

Таким образом, установка гасителей типа II во всем исследованном диапазоне перепадов на шлюзе, включая и маневрирование затвором, является целесообразной.

Приведенные в работе данные позволяют определить необходимую длину крепления русла отводящего канала.

М. В. Кравцов, В. В. Суворов

СОПРОТИВЛЕНИЕ ДВИЖЕНИЮ ШАРОВ В ЖИДКОСТЯХ ПРИ ЧИСЛАХ Re ДО 10^6

В работе [1] нами экспериментально исследовано движение шаров в жидкостях при числах Re примерно до 7000. Здесь оказывается справедливым так называемый трехчленный закон сопротивления

$$\psi = \frac{A}{Re} + \frac{B}{\sqrt{Re}} + c_g, \quad (1)$$

где $Re = \frac{vd\rho}{\mu}$ — число Рейнольдса; v , d , μ , ρ — соответственно скорость, диаметр шара, вязкость и плотность среды; A , B , c_g — постоянные коэффициенты.

Скорость движения шаров при числах Re до 5000—7000 с достаточной для практики точностью может быть определена по формуле

$$v = - \frac{c_b \mu}{\pi(k + c_g d/4)\rho} + \sqrt{\left[\frac{c_b \mu}{\pi(k + c_g d/4)\rho} \right]^2 + \frac{d^2 \Delta \rho g}{3(k + c_g d/4)\rho}}, \quad (2)$$

где $c_b = \frac{A}{8} \pi$; $k = \frac{b}{3 \sqrt{\frac{\Delta \rho g}{\mu^2}}}$; b — постоянный коэффициент.

До настоящего времени свободное падение шаров при числах Re больше 10^4 изучалось мало. Для исследования равномерного движения шаров при значительных числах Рейнольдса следует изучать движение крупных шаров,двигающихся с большими скоростями. В этом случае опыты необходимо проводить в сосудах значительной ширины и высоты для того, чтобы избежать стеснения движения стенками сосуда и исключить участок ускоренного первичного движения. Кроме того, возникают трудности в фиксации скоростей движения. Для этого необходимо применять электрическую аппаратуру, включающую фотоэлементы, или киносъемку. Как показали наши дальнейшие исследования, возникают также значительные трудности, заключающиеся в том, что шары при больших числах Рейнольдса могут отклоняться от прямолинейного пути. Сбрасывание стальных шаров нами производилось с помощью электромагнита, включенного в сеть через выпрямитель и стабилизатор тока, имеющего сердечник конической, сферической, плоской форм.

Отклонения от вертикали фиксировались с помощью мишени, помещенной на дне сосуда. При этом характерно, что шары, падая в воздухе, ложатся в центр мишени, а при наличии более вязкой среды отклоняются от вертикали. При движении стальных шаров диаметром до 1,5 см отклонения от вертикали при движении начинаются по результатам киносъемки при числах $Re = 100—150$ и составляют 3—4 см. Ско-

рость падения в этих случаях изменяется до 10%. Можно было бы предположить, что отклонения падающих шаров в вязкой среде от вертикали являются свойством свободного падения. Однако при одних и тех же условиях шар может отклоняться от вертикали очень значительно и падать по вертикали.

Опыты показали, что хотя движение шаров происходило при строгом термостатировании и постоянных условиях, редко случалось, чтобы шары двигались прямолинейно. Все эти трудности, видимо, были причиной того, что опытных данных о скоростях свободного равномерного падения шаров при больших числах Рейнольдса недостаточно.

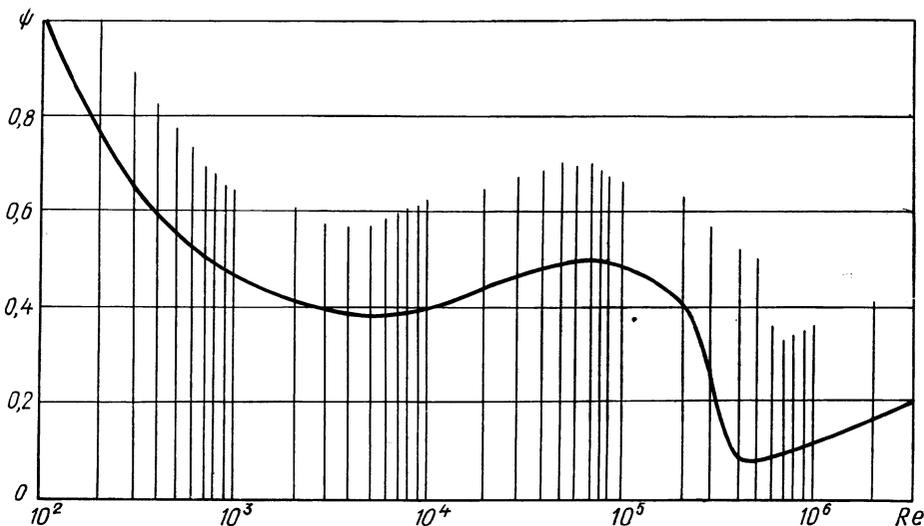


Рис. 1. Опытный график зависимости $\psi=f(Re)$ по осредненным данным при про-
дукке шаров в аэродинамической трубе.

Опытные значения коэффициента сопротивления ψ при больших числах Рейнольдса для построения классического графика зависимости $\psi=f(Re)$ были получены при изучении обтекания шаров потоком воздуха в аэродинамической трубе. При этом в силу принципа относительности Галилея считалось, что существует аналогия между обтеканием тел и свободным падением, а это неоднократно подвергалось сомнению. Еще Д. И. Менделеев [2] указывал на то, что по наблюдениям Дю-Бюа и Дюшемена, а также согласно высказываниям Понселе, необходимо отличать случаи, когда тело движется в неподвижной среде и когда движется среда, так как сопротивление в этих условиях будет различным. На примере опытов Рейда и Люнона для $10^4 < Re < 10^7$ установлено отличие как в численных значениях коэффициента сопротивления, так и в характере зависимости [3]. Кризис сопротивления свободно падающих шаров выражен значительно слабее. Проведенные исследования [4] показывают, что закономерности падения тела в неподвижной жидкости отличаются от закономерностей обтекания жидкостью неподвижного тела даже в случае совершенно симметричного тела — шара.

Отмечается однако, что аналогия между обтеканием шара в аэродинамической трубе и при свободном падении существует при $Re \leq 10^3$. Отметим также, что опытные данные о коэффициентах сопротивления при обтекании потоком воздуха шара при больших числах Re , полученные различными авторами, значительно расходятся. В работе [5] приводятся осредненные значения коэффициентов (рис. 1) по многочисленным опытным данным.

Для выявления зависимости $\psi = f(\text{Re})$ при падении шаров в вязкой среде при больших числах Рейнольдса нами были проведены опытные измерения скоростей падения стальных шаров диаметром до 7,622 см в трубе (диаметром 120 и длиной 340 см), заполненной водой.

Для фиксирования скоростей движения шаров была разработана электрическая схема (рис. 2), с помощью которой измерение скоростей движения шаров на определенном участке производилось двумя фото-

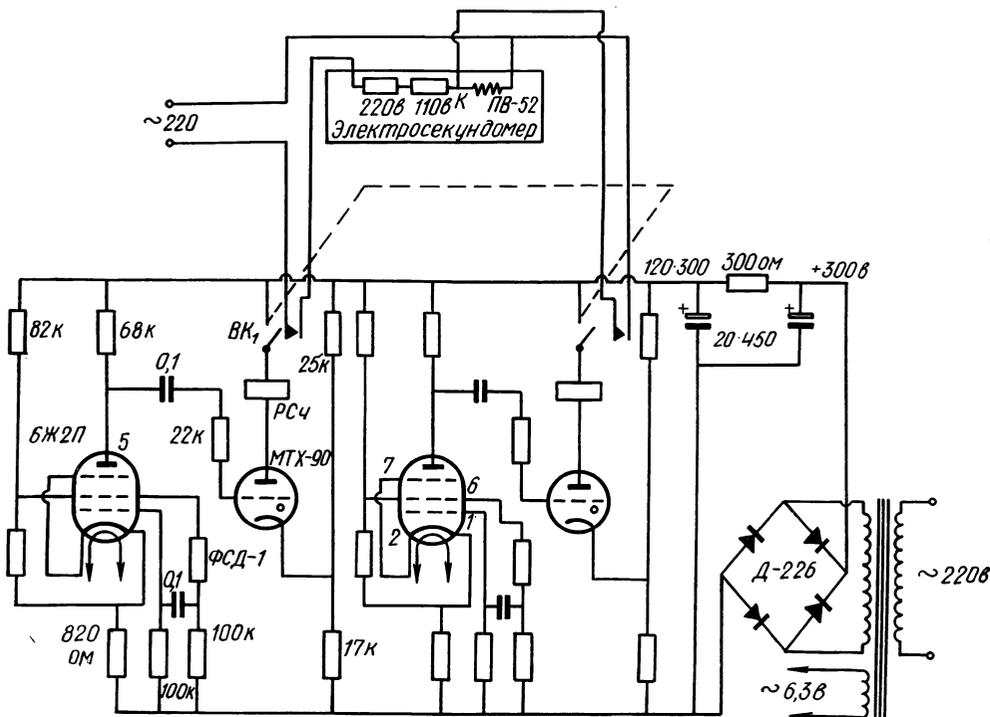


Рис. 2. Электрическая схема экспериментальной установки для изучения скоростей падения тел в жидкостях.

элементами и электрическим секундомером. В качестве источника света использовался фильмоскоп, в рамку которого вставлялась шторка с тонкой прорезью. В результате этого на фотоэлементы падали плоские пучки света. При пересечении луча первого источника света движущимся шаром с помощью первого фотоэлемента и электрической схемы включался электрический секундомер. При пересечении шаром луча второго источника света секундомер с помощью второго фотоэлемента выключался.

Для того чтобы движение шара в вязкой среде было свободным и равномерным, опыты проводились в сосуде с поперечным сечением таких размеров, когда влияние стенок на скорость движения шара отсутствует (по литературным источникам при $d/D < 0,05$; d — диаметр шара, D — диаметр сосуда), а первый фотоэлемент располагается на таком удалении от места пуска шара, что участок первоначального ускоренного движения исключается. Необходимое расстояние от места пуска шара до первого фотоэлемента при измерении равномерного движения выбиралось методом пробных попыток при увеличении расстояния до тех пор, пока скорость шаров не изменялась. Для этого при размещении источников света и фотоэлементов в горизонтальной плоскости к боковой поверхности сосуда были приварены восемь патрубков диаметром 10 см, закрытых органическим стеклом (по четыре с каждой

стороны). Вся длина трубы делилась патрубками на четыре участка: один — от поверхности жидкости в сосуде до первой пары патрубков — составлял 25 см, остальные три — по 100 см.

Размер окошка фотоэлемента был равен 8 мм. Таким образом, при установке фотоэлементов строго по вертикали они срабатывали только тогда, когда шар уклонялся от вертикали не более чем на 4—5 мм в ту или другую сторону.

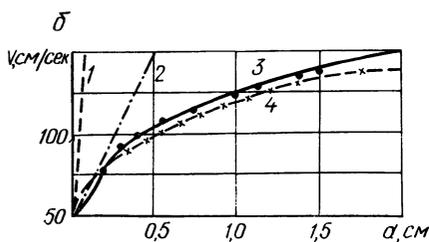
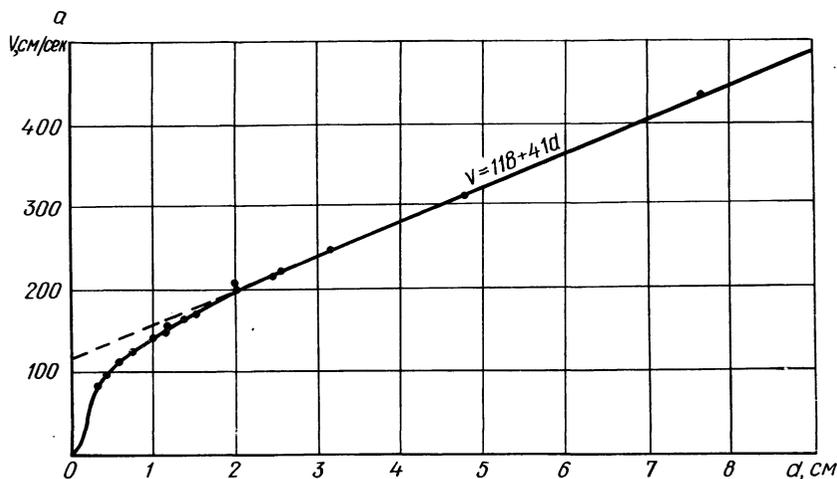


Рис. 3. Сопоставление опытных данных о скоростях падения шаров в воде (а) при 10°C с расчетными по формулам (б):

1 — Стокса, 2 — Осена; 3 — опыт; 4 — Ньютона.

Размеры шаров измерялись микрометром или штангенциркулем с точностью до 0,01 мм. Для определения удельного веса шары взвешивались. Температура среды измерялась с точностью до 0,1°C. Время падения фиксировалось электросекундомером с точностью до 0,01 сек. Таким образом, погрешности измерения в опытах не могли превышать 1—2%.

Общий вид кривых зависимостей $\psi = f(\text{Re})$ и $v = f(d)$ по результатам измерений представлен на рис. 3 и 4. Для построения кривых были использованы данные о скоростях, полученные в условиях, когда отклонения шаров от вертикали были незначительны. Измерение скоростей падения шаров производилось на участке длиной 100 см при расположении первого фотоэлемента на расстояниях 20, 120 и 220 см от места пуска шаров. В последних двух случаях скорости падения шаров были равны. На рис. 5 дается сравнение скоростей равномерного падения шаров при расположении первого фотоэлемента на расстоянии 20 см от места пуска.

Из рис. 3, а видно что опытная кривая $v = f(d)$ имеет вначале форму, близкую к параболической (закон Стокса), далее можно выделить примерно прямолинейный участок (закон Аллена — Прандтля — Блязуса), затем участок кривой, соответствующий приближенно расчету

по формуле Ньютона, и, наконец, при значениях чисел $Re > 30000$ скорость движения линейно зависит от диаметра шара ($v = ad + b$).

Опытную кривую $\psi = f(Re)$ (рис. 4) можно условно разделить на четыре участка.

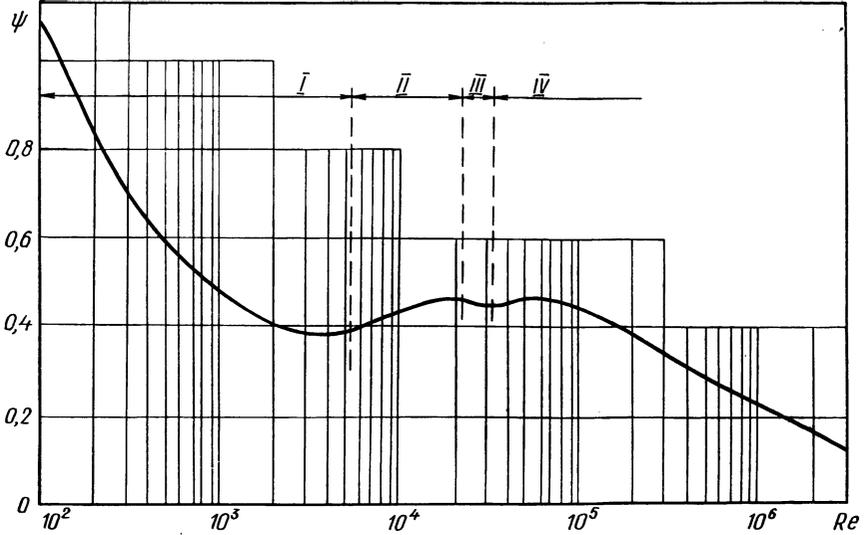


Рис. 4. Зависимость $\psi = f(Re)$ при свободном падении шаров в жидкостях.

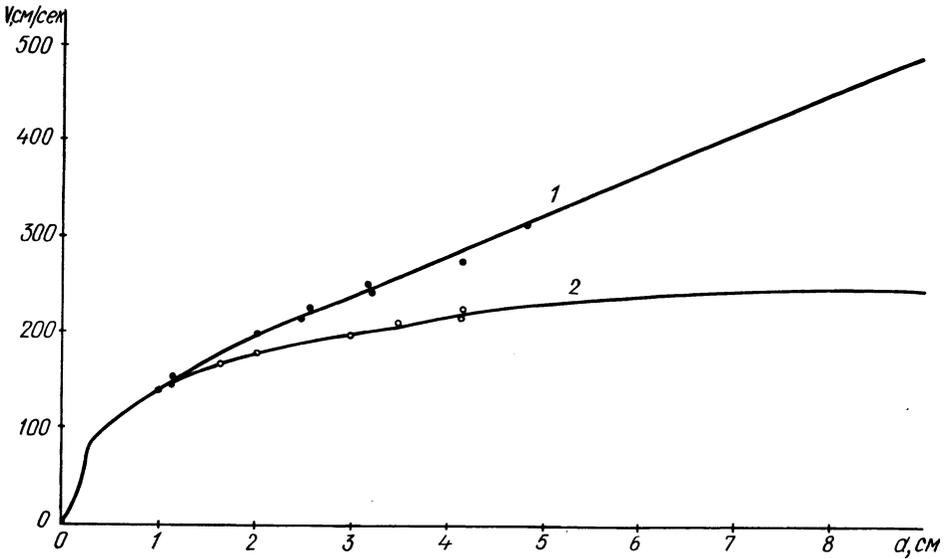


Рис. 5. Сопоставление скоростей падения стальных шаров в воде при 10°C : 1 — конечные скорости падения шаров; 2 — скорости падения шаров при наличии первоначального ускоренного участка.

На участке I $Re = 0 - 5000 - 7000$. Здесь движение шаров подчиняется трехчленному закону сопротивлений $\psi = \frac{A}{Re} + \frac{B}{\sqrt{Re}} + c_g$, а коэффициент сопротивления ψ снижается до 0,38. На участке II $Re = 5000 - 17000$ опытная кривая плавно поднимается вверх до значения $\psi = 0,46$. Таким образом, на этом участке сила сопротивления пропорциональна скорости в степени больше двух. На участке III $Re = 17000 -$

—30000 опытная кривая плавно снижается до значения $\psi=0,445$. На участке $IV Re>30000$. Этот участок соответствует линейной зависимости скорости от диаметра шаров ($v=ad+b$).

Следует отметить, что опытная кривая зависимости $\psi=f(Re)$, полученная в результате точных измерений скоростей свободного установившегося падения шаров (рис. 4), значительно отличается от стандартных диаграмм (рис. 1) в той части, где опыты проводились в аэродинамической трубе при обтекании шаров воздухом.

Литература

1. *Кравцов М. В., Суворов В. В.* К вопросу седиментации частиц сферической формы. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 1. Минск, 1971.
2. *Менделеев Д. И.* О сопротивлении жидкостей. Соч., т. 7. М.—Л., 1946.
3. *Coldstein S.* The steady Flow of viscous Fluids Past a Fixed Spherical Oestacle at Small. Reynolds numbers,— „Proc. Roy. Soc“, 1929, Y. 123.
4. *Климентоз А. А.* О скорости падения твердых частиц в неподвижной и неограниченной жидкостях. — В сб.: Гидромеханизация земляных и открытых горных работ. М., 1968.
5. *Lappe C. E., Sheperd C. B.* Calculation of particle trajectories.—„Jnd Eng Chem.“ 1940. v. 32.

СТЕСНЕННОЕ ОСАЖДЕНИЕ ТВЕРДЫХ СФЕРИЧЕСКИХ ЧАСТИЦ

Известен ряд работ по исследованию влияния стенок сосудов на движение шара. Обстоятельный обзор по исследованию влияния стенок сосуда на движение шара дан в работах [1—4]. Имеющаяся литература в хронологическом порядке располагается следующим образом [4]: Ньютон — 1687 г., Монро — 1888 г., Ладенбург — 1907 г., Шепард — 1917 г., Факсен — 1921 г., Луннон — 1928 г., Шмидель — 1928 г., Барр — 1931 г., Френсис — 1933 г., Фульмер и Вильямс — 1936 г., Гуреев — 1951 г., Мот — 1951 г. Некоторые данные о стесненном

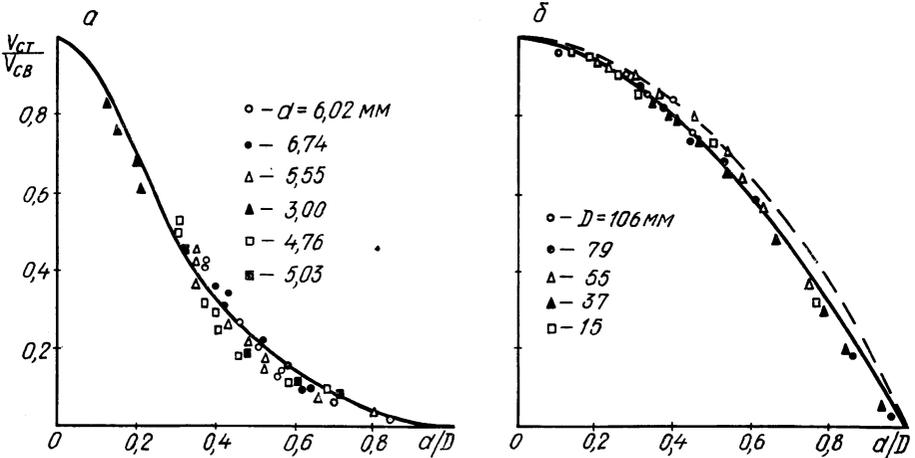


Рис. 1. Стесненное падение стальных ($\rho_1=7,8 \text{ г/см}^3$) шаров: а — в глицерине ($\mu=14,99 \text{ пуаз}$; $\rho=1,258 \text{ г/см}^3$); б — в воде ($\mu=0,01 \text{ пуаз}$; $\rho=1,0 \text{ г/см}^3$) на а сплошная кривая — теоретическая при $n=11,3$; на б сплошная кривая — теоретическая при $n=1,225$, пунктирная — то же при $n=1,0$; $v_{ст}$ — скорость стесненного осаждения; $v_{св}$ — то же свободного.

стенками сосуда осаждению отдельных твердых и жидких частиц приводятся в работах [5—7]. В работе [4] дается обзор большинства предлагаемых формул, из которого следует, что общей зависимости для определения поправки на влияние стенок сосуда для всего диапазона чисел Рейнольдса не установлено. В общем при $d/D \leq 0,05$ влияние стенок сосудов на скорость движения шара незначительно.

В известных эмпирических формулах замедляющий эффект стенок учитывается введением в формулу безразмерного отношения d/D (d — диаметр шара, D — диаметр сосуда). В работе [6], где приведены данные довольно точных измерений скорости стесненного осаждения ($v_{ст}$ металлических шаров и природных частиц в воде, предлагается производить расчет скорости по формуле Монро, которая учитывает влияние стенок сосуда лишь соотношением d/D . Вместе с тем установлено [7],

что влияние стеснения нельзя оценивать только безразмерным соотношением d/D . Это особенно становится очевидным, если сопоставить опытные графики зависимости $\frac{v_{ст}}{v_{св}} = f(d/D)$ для случаев движения шаров в воде и глицерине (рис. 1).

Общую зависимость $\frac{v_{ст}}{v_{св}} = f(d/D)$ можно получить исходя из следующих соображений [8]: предположим, что шар за элементарный про-

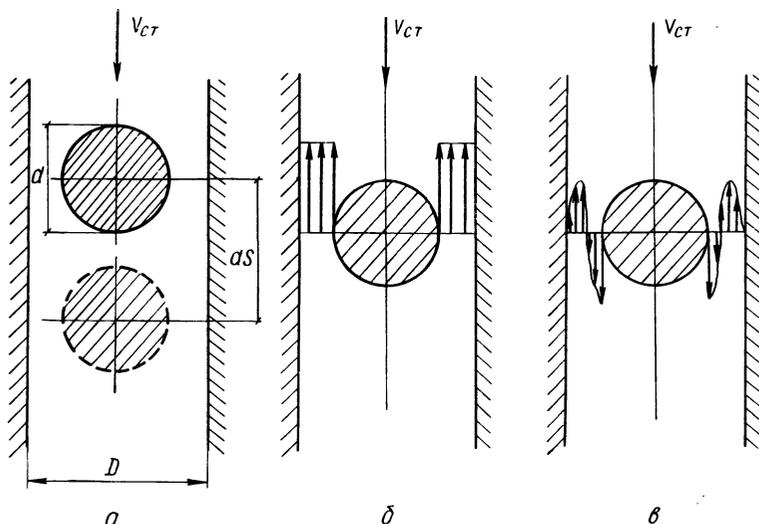


Рис. 2. Схема стесненного осаждения шаров (а) в идеальной жидкости (б) и в вязкой (в).

межуток времени dt проходит отрезок пути ds . Объем вытесненной шаром жидкости за время перемещения dt будет равен объему жидкости, перетекающей в кольцевом пространстве за тот же промежуток времени (рис. 2, а), т. е.

$$\frac{\pi d^2}{4} ds = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) dt \bar{v}_n, \quad (1)$$

где v_n — средняя скорость перетекания жидкости в кольцевом пространстве площадью $\frac{\pi D^2 - \pi d^2}{4}$.

Если вообразить движение шара в идеальной (лишенной сил трения) жидкости, то в этом случае величина скорости перетекания в любой точке кольцевого пространства будет одинаковой (рис. 2, б) и равной

$$v'_n = v_{св} - v_{ст}. \quad (2)$$

В случае движения шара в вязкой среде при наличии прилипания частиц жидкости к поверхности шара и стенкам сосуда эпюра распределения скоростей становится сложной (рис. 2, в), а средняя скорость перетекания жидкости в кольцевом пространстве в n раз меньше, чем в случае движения шара в идеальной жидкости:

$$v_n = \frac{v'_n}{n} = \frac{v_{св} - v_{ст}}{n}. \quad (3)$$

Подставляя (3) в (1), получим

$$\frac{v_{ст}}{v_{св}} = \frac{D^2/d^2 - 1}{n + D^2/d^2 - 1} \quad (4)$$

Для проверки справедливости формулы (4) и выявления значений коэффициента n было проведено три серии опытов. В первой серии опытов было исследовано стесненное движение стальных шаров

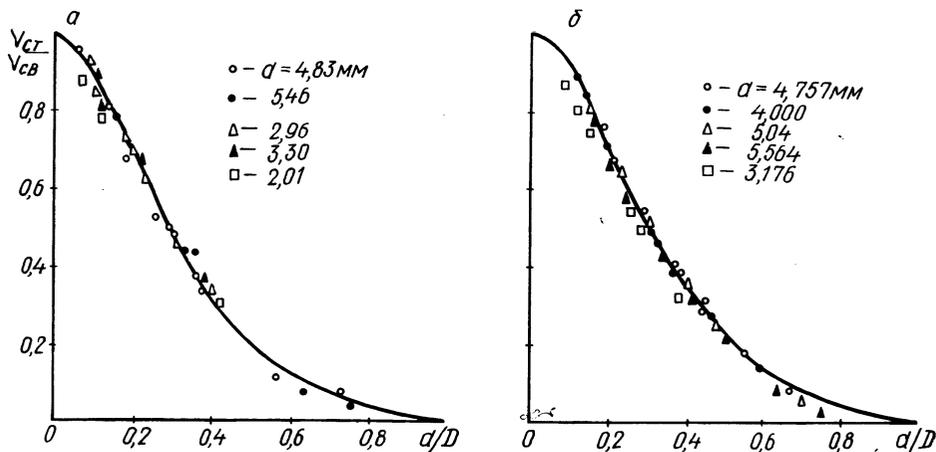


Рис. 3. Стесненное падение шаров в глицерине:

a — стеклянные, $\rho_1 = 2,98 \text{ г/см}^3$ ($\mu = 14,99 \text{ пуаз}$; $\rho = 1,258 \text{ г/см}^3$) при $n = 11,3$; b — стальные, $\rho_1 = 7,8 \text{ г/см}^3$ ($\mu = 9,45 \text{ пуаз}$; $\rho = 1,258 \text{ г/см}^3$) при $n = 10,9$.

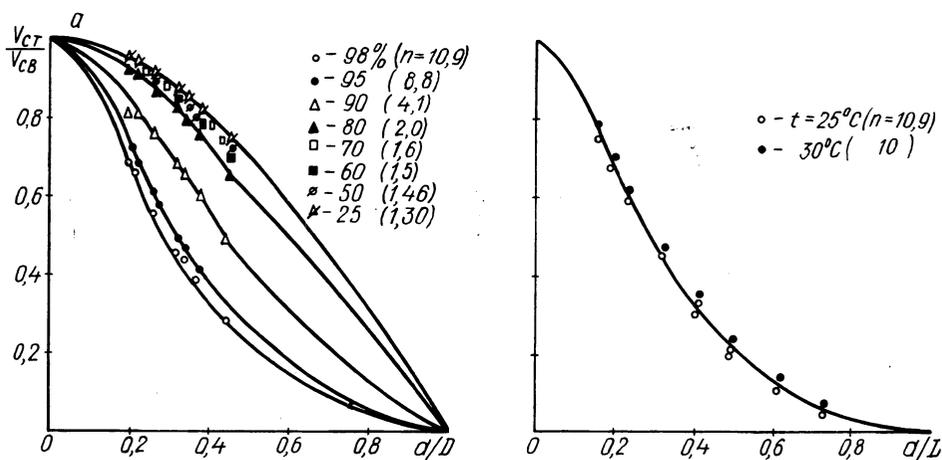


Рис. 4. Стесненное падение стальных ($\rho_1 = 7,8 \text{ г/см}^3$) и стеклянных ($\rho_1 = 2,98 \text{ г/см}^3$) шаров в глицерине и водных растворах глицерина различной концентрации (%): a — стальные шары в трубе 15 мм; b — стеклянный шар диаметром 5,2 мм в глицерине.

диаметром от 2 до 76 мм в стеклянных трубках диаметром от 15 до 106 мм, заполненных водой и глицерином при температуре 20°C ($\mu = 0,01 \text{ пуаз}$, $\rho = 1,0 \text{ г/см}^3$) (рис. 1).

Во второй серии опытов было изучено стесненное движение стальных шаров диаметром от 2 до 6,74 мм и стеклянных ($\rho_1 = 2,98 \text{ г/см}^3$) шаров диаметром от 2 до 4,83 мм в стеклянных трубках диаметром от 8 до 35 мм, заполненных глицерином марки «ЧДА» при температурах 20, 25 и 30°C ($\mu = 14,99$; 9,45 и 6,24 пуаз; $\rho = 1,258 \text{ г/см}^3$) (рис. 3, 4, б).

В третьей серии опытов исследовалось стесненное движение стальных шаров диаметром от 2 до 6,74 мм в стеклянной трубке диаметром 15 мм, заполненной водным раствором глицерина при температуре 20°C и концентрациями 100% ($\mu=14,99$ пуаз, $\rho=1,258$ г/см³), 98% ($\mu=9,71$ пуаз, $\rho=1,253$ г/см³), 95% ($\mu=5,45$ пуаз, $\rho=1,245$ г/см³), 90% ($\mu=2,34$ пуаз, $\rho=1,232$ г/см³), 80% ($\mu=0,62$ пуаз, $\rho=1,206$ г/см³), 70% ($\mu=0,229$ пуаз, $\rho=1,179$ г/см³), 60% ($\mu=0,1096$ пуаз, $\rho=1,151$ г/см³), 50% ($\mu=0,0605$ пуаз, $\rho=1,124$ г/см³), 25% ($\mu=0,02095$ пуаз, $\rho=1,058$ г/см³) (рис. 4, а).

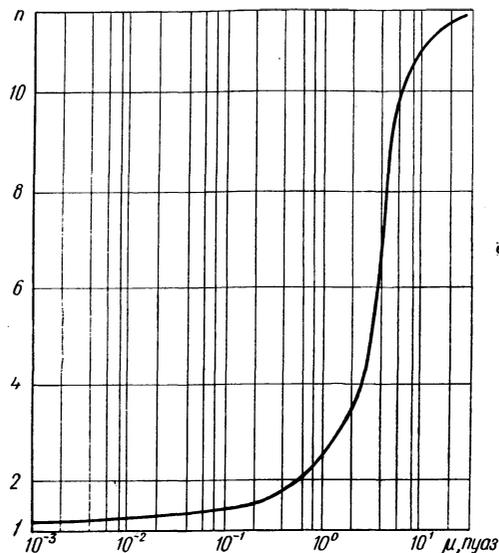


Рис. 5. Зависимость $n=f(\mu)$ при стесненном осаждении шаров.

В опытах время падения измерялось с точностью до 0,01 сек с помощью электрического секундомера, включенного в электрическую сеть фотоэлементами. Скорости свободного падения шаров определялись в трубе диаметром 1200 мм и длиной 3,5 м при изучении движения шаров в воде и в трубе диаметром 100 мм и длиной 1,5 м при движении шаров в глицерине.

Установлено, что формула (4) справедлива при движении шаров любой плотности в средах с различными физическими свойствами. Коэффициент n зависит только от вязкости среды (рис. 5).

Литература

1. Годен А. М. Основы обогащения полезных ископаемых. М., 1946.
2. Финкей И. Научные основы мокрого обогащения руд. Харьков, 1932.
3. Михайлов Т. М., Николаев А. М. Обобщенное уравнение осаждения сферических частиц. — «Химия и технология топлив и масел», 1963, № 6.
4. Fidleris V., Witmore R. Experimental determination of "the wall effect for spheres falling axially in cylindrical vessel, — Brit. Journ of Appl. Phys.", 1961, v. 12.
5. Розенбаум Р. Б., Тодес О. М., Исследование стесненного падения капли в вязкой жидкости. — «Зап. Ленингр. горн. ин-та», 1961, т. 37, № 3.
6. Куприн А. И., Глиняный Ю. В., Клешина Г. В. Исследования конечной скорости падения отдельных частиц угля и породы в вертикальных трубах, заполненных водой. — В сб.: Гидроаэромеханика. Вып. 5. Харьков, 1967.
7. Еркова Л. Н., Полюта Н. И. Свободное осаждение твердых сферических частиц в жидкой среде. — «Журн. прикладной химии», 1956, вып. 5, т. 24.
8. Кутателадзе С. С., Стырикович М. А. Гидравлика газожидкостных систем. М., 1958.

Е. М. Левкевич, В. Н. Юхновец

К РАСЧЕТУ ВЫСОТЫ ВЕТРОВОЙ ВОЛНЫ НА ВОДОХРАНИЛИЩАХ С МАЛОЙ ДЛИНОЙ РАЗГОНА

Для Белорусской ССР характерны сравнительно небольшие мелководные водоемы с малой длиной разгона волн. Но и на таких водоемах ветровые волны, воздействуя на гидротехнические сооружения, часто вызывают повреждения их отдельных элементов, а иногда и сооружений в целом. Естественно, что и на малых водоемах необходимо учитывать волновые воздействия на сооружения, для чего необходимо иметь метод, позволяющий наиболее достоверно определить параметры расчетной ветровой волны.

К настоящему времени для расчета высоты ветровых волн имеется много предложений, рекомендаций, методик [1—11]. Наиболее совершенными могут считаться те, которые содержат надежное обоснование и подтверждаются натурными данными. Это — метод академика В. В. Шулейкина [11], а также методика, базирующаяся на достижениях статистической и спектральной теорий волнения [7].

Из числа полумпирических методов в СН-92-60 [10] предпочтение следует отдать предложениям Г. Ф. Красножона и А. Г. Сидоровой [9]. Распространенными для расчета высоты ветровой волны на водохранилищах являются методы А. П. Браславского [2] и Н. А. Лабзовского [5]. Точностью получаемого расчетного материала отличаются рекомендации В. Г. Андреевича [1].

Анализ критического материала по методам расчета волн на водохранилищах показывает, что метода, который позволил бы получить расчетные параметры волн с одинаковой точностью на любых разгонах, пока не существует. Поэтому и поныне предлагаются новые рекомендации [3, 4]. При этом необходимо отметить, что все методы, отличающиеся универсальностью решений, не гарантируют точность расчетов высоты волны в области малых разгонов.

Вполне естественно, что при проектировании сооружений в таких условиях порой затруднительно сделать правильный выбор расчетного метода.

Нами проводились наблюдения за ветровым волнением в природе на одном малом водоеме (водохранилище Осиповичского гидроузла).

Наблюдения проводились в нижней части водохранилища, у створа гидроузла, где оно имеет наибольшую ширину. Средняя глубина водохранилища 3,3 м; рельеф дна относительно спокойный; длина разгона волн на участке наблюдений составляла 250—1700 м.

Берега нижней части водохранилища открытые, лишь с запада непосредственно к нему подступает густой лес.

Регистрация элементов волн производилась осциллографом Н-700 при помощи электроконтактной вехи конструкции ВНИИ ВОДГЕО с некоторой модернизацией, улучшающей разрешающую возможность записей. Одна веха закреплялась на стойке, забитой в грунт дна пе-

ред откосом земляной плотины на глубине 3 м, другая в 100 м от плотины. Откос земляной плотины закреплен каменной наброской, что почти полностью исключало возможность отражения волн.

Скорость ветра измерялась на высоте 3,3 м над уровнем воды ручным чашечным анемометром в течение 5—10 мин.

Гидрометеорологическая обстановка в период записей характеризовалась следующими данными: анемометрическая скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью воды равнялась 5—13 м/сек; направление действия ветра — в секторе ЮЗ-С.

На осциллограмму записывалось от 100 до 200 подряд идущих волн. Всего было получено 48 осциллограмм, из которых 12 относятся к записям волнения, когда воздушный поток преодолевал на своем пути препятствие в виде лесного массива.

Осциллограммы подвергались обработке по известной методике ГГИ, разработанной Е. М. Селюк [8]. В результате обработки данных были получены высоты волн различных обеспеченностей в группе.

В связи с тем, что в опубликованных работах имеется недостаточно фактических данных о высоте волны в водоемах при малых разгонах, в табл. 1 приведены результаты наших наблюдений для случаев, когда волны возникали под действием ветров, имеющих направление со стороны открытого берега.

Таблица 1

Высота волны однопроцентной обеспеченности на Осиповичском водохранилище

Номер опыта	Длина разгона по направлению ветра D , м	Скорость ветра анемометрическая над водой w_{10} , м/сек	Высота волны 1%-ной обеспеченности в группе $h_{1\%}$, см	Номер опыта	Длина разгона по направлению ветра D , м	Скорость ветра анемометрическая над водой w_{10} , м/сек	Высота волны 1%-ной обеспеченности в группе $h_{1\%}$, см
1м	1600	10,8	46,6	11м	1600	11,5	53,2
1б	1700	10,8	44,2	11б	1700	11,5	50,2
2м	1600	10,8	42,0	12м	1600	8,7	34,1
2б	1700	10,8	44,5	12б	1700	8,7	35,5
3м	1600	10,4	43,8	13м	1600	10,1	41,2
3б	1700	10,4	41,0	13б	1700	10,1	41,2
4м	1600	11,8	47,7	14м	1600	9,0	32,0
4б	1700	11,8	44,0	15м	1600	8,5	31,1
5м	1600	13,1	58,2	17-2	1500	9,1	35,5
5б	1700	13,1	57,2	17-1	1500	9,1	38,2
6м	1600	11,1	48,5	16-2	1500	6,8	26,5
6б	1700	11,1	46,4	16-1	1500	6,8	29,2
7м	1600	11,1	51,0	12-1	1400	9,1	29,0
7б	1700	11,1	49,7	13-1	700	10,7	30,9
8м	1600	11,6	47,0	13-2	700	10,7	31,2
8б	1700	11,6	47,4	14-1	700	13,0	33,1
9м	1600	9,5	37,7	14-2	700	13,0	35,4
9б	1700	9,5	36,2	6	600	10,6	33,1
10м	1600	10,2	41,8	7	600	6	22,3
10б	1700	10,2	39,6				

С целью выявления наиболее пригодной методики для вычисления h на малых разгонах произведено сопоставление наблюдаемых высот волн однопроцентной обеспеченности с рассчитанными для этих же условий по различным методам [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7]. По методике [7] определение $h_{1\%}$ производилось с помощью переходного коэффициента $K_{h 1\%}$, полученного по опытным кривым распределения высот ветровых волн. Метод В. В. Шулейкина [11] невозможно было использовать из-за отсутствия рабочей диаграммы для малых разгонов волн.

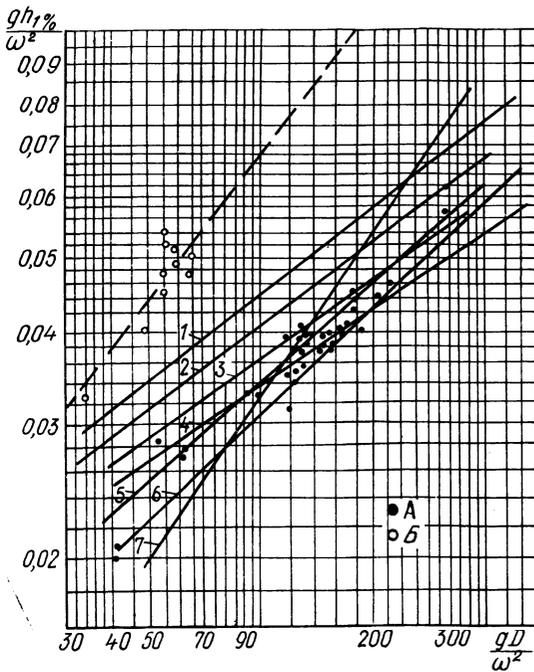


Рис. 1. Сопоставление измеренных высот волн 1%-ной обеспеченности с рассчитанными по различным методикам:

А, Б — волны, возникающие от ветра, действующего соответственно со стороны открытого берега и берега, покрытого лесом; 1 — по методу [4]; 2 — [3]; 3 — [1]; 4 — [7]; 5 — [2]; 6 — [6, 9]; 7 — [5].

при расчетах по методике, предложенной В. Ф. Гуциным [3].

Расчетные высоты волн, определенные по методу Н. А. Лабзовского [5] и по предложению Г. Г. Карасевой [4], имеют завышенные значения по сравнению с наблюдаемыми.

Таблица 2

Средние отклонения расчетных высот волн от наблюдаемых

Метод расчета	[6]	[2]	[7]	[5]	[1]	[3]	[4]
Среднее отклонение, %	-4,40	+2,50	+4,35	+13,4	+8,6	+17	+34

Наблюдениями были охвачены случаи, когда волны возникали под действием ветра, действовавшего со стороны западного берега, покрытого лесом, т. е. под действием воздушного потока, трансформированного препятствием (в более сложных условиях волнообразования). Длины разгона волны при этих условиях были до 350 м. Обработка данных показала, что в этих случаях наблюдаемые высоты волн были больше расчетных.

На рис. 1 результаты наблюдений представлены группой точек Б, расположенных в верхней части графика. Характер расположения опытных точек указывает на существование определенных закономерностей волнообразования в этих условиях. Для них по опытным дан-

Результаты сопоставления представлены в виде графика (рис. 1), построенного в безразмерных координатах

$$\frac{gh_{1\%}}{\omega_{10}^2}, \quad \frac{gD}{\omega_{10}^2}, \quad \text{где } g —$$

ускорение силы тяжести, м/сек²; ω_{10} — скорость ветра, м/сек (измеренная анемометром и приведенная к высоте 10 м над водной поверхностью); D — длина разгона волны, м.

При сопоставлении определялись также отклонения в процентах расчетной высоты волн от наблюдаемой. В табл. 2 приведено среднее отклонение расчетных высот волн от наблюдаемых.

Как видно, наиболее близкое совпадение расчетных данных с наблюдаемыми получено при расчетах высоты волн по методам, вошедшим в работы [6, 7, 10]. Необходимо отметить, что при определении средних высот волн получено достаточно близкое совпадение

ным получена эмпирическая формула для определения высоты волны однопроцентной обеспеченности

$$h_{1\%} = 0,00158 \omega_{10}^{0,70} D^{0,65}, \quad (1)$$

где ω_{10} — скорость ветра над водной поверхностью на высоте 10 м/сек; D — длина разгона волны в зоне трансформации воздушного потока, м.

Коэффициент корреляции между наблюдаемыми высотами волн и подсчитанными по формуле (1) равен 0,90.

В связи с тем, что формула (1) получена на основании сравнительно небольшого количества наблюдений, ее следует считать приближенной и по мере накопления фактического материала, возможно, потребуется некоторое ее уточнение.

Выводы

1. Результаты сравнения высот ветровых волн, наблюдаемых в натуре при малых разгонах, с рассчитанными по методам, предложенным в работах [1—7, 9], показали, что наиболее близкое совпадение наблюдаемых данных с расчетными получено при определении высоты волны по методике [9], вошедшей в СН 92—60 [10], по методам, рассмотренным в работах [6, 7].

Широко используемый в инженерной практике метод А. П. Браславского [2], включенный как один из методов в СН 92—60, не совсем удобен и неточен на малых разгонах из-за большой крутизны кривых на расчетных номограммах.

2. Для условий волнообразования в зоне трансформации воздушного потока преградой при разгоне волны до 350 м для определения высоты волны можно пользоваться формулой (1).

3. Необходимо продолжить накопление опытных данных для дальнейшей проверки возможности применения рекомендованных расчетных методов в области малых разгонов волн и расчетных скоростей ветра.

Литература

1. *Андреев В. Г.* Ветровая волна озеровидных водоемов. «Изв. НИИГ», 1939, вып. 24—25.
2. *Браславский А. П.* Расчет ветровых волн. — «Труды ГИИ», 1952, вып. 35 (89).
3. *Гущин В. Ф.* Расчет высот ветровых волн. — «Сб. работ Рыбинской гидрометеорологической обсерватории», 1970, вып. 5.
4. *Карасева Г. Г.* О расчете ветрового волнения на водохранилищах в связи с их транспортным освоением. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике. Проектирование и эксплуатация водохранилищ», 1970, вып. 59.
5. *Лабзовский Н. А.* Расчет элементов волн на мелководьях. — В сб.: Проблемы регулирования речного стока. Вып. 6. М., 1956.
6. *Ланно Д. Д., Красножон Г. Ф.* Обобщенные предложения по расчету параметров ветровых волн и их воздействий на гидротехнические сооружения. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике. Волны и их воздействия на сооружения», 1969, вып. 50.
7. Руководство по расчету параметров ветровых волн. М., 1969.
8. *Селюк Е. М.* Исследования, расчеты и прогнозы ветрового волнения на водохранилищах. М., 1961.
9. *Сидорова А. Г., Красножон Г. Ф.* Расчет параметров ветровых волн при определении волновых нагрузок на гидротехнические сооружения. — «Труды Океанографической комиссии», 1960, т. 9.
10. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега. СН 92—60. М., 1960.
11. *Шулейкин В. В.* Физика моря. М., 1968.

ДЕФОРМАЦИИ ПЕСЧАНОГО СЛОЯ НА ТОРФЕ ПОД ПОВТОРНОЙ ШТАМПОВОЙ НАГРУЗКОЙ

Ежегодный прирост плодородных площадей в нашей стране, осваиваемых мелиораторами, составляет сотни тысяч гектаров. Немалая доля из них приходится на интенсивно осушенные торфяники. Применение современной осушительной техники позволяет вводить в эксплуатацию огромные болотные массивы. Нормальная эксплуатация их неразрывно связана с наличием разветвленной сети дорог.

Строительство дорог на болотах является весьма трудной проблемой, которая в настоящее время не имеет еще достаточно полного решения. Дороги на осушенных торфяниках, как один из вариантов общей проблемы, представляют собой более легкую задачу, хотя и в этих условиях строительства имеется еще немало невыясненных вопросов. Наиболее сложным является разрешение таких противоречивых требований, как надежность и экономичность.

Уже нет сомнений в том, что осушенная торфяная залежь может служить основанием земляных сооружений. Дорожная насыпь из минерального грунта на таком основании должна иметь достаточную высоту (толщину), чтобы оставаться в процессе эксплуатации устойчивой. К дорожному покрытию предъявляются основные требования прочности и износостойкости. Надежная дорога, построенная с учетом всех технических требований, становится для землепользователей очень дорогой.

Самой дешевой дорогой могла бы быть обычная (в лучшем случае профилированная) трасса на осушенном болоте с дерновым покровом. Удельное давление колеса автотранспорта или сельхозмашины обычно невелико, а поверхность хорошо осушенной торфяной залежи становится довольно плотной и прочной, т. е. способной выдержать нагрузку колеса. По такой дороге возможно нерегулярное движение.

Рельефность поверхностей колес транспорта способствует разрушению корневых сплетений дернового покрова, а неизбежные пробуксовки на неровностях превращают верхний слой монолитной залежи в торфяную крошку. Такие явления усиливаются при пересыхании или переувлажнении поверхности, что делает трассу непригодной для эксплуатации (образуются недопустимых размеров колеи, выбоины).

На рис. 1 дана характеристика результатов испытаний торфа повторными и постоянными статическими нагрузками. Это позволяет проследить развитие деформаций в торфе в зависимости от изменений состояния его. Кривыми 1, 2 представлены результаты осадки цилиндрического штампа диаметром 0,05 м при испытании образцов полностью водонасыщенного торфа естественной структуры, а кривыми 3, 4 — нарушенной структуры. Поверхность монолитного образца не имела дернового покрова, т. е. сплетений корней живой растительности. Сцепление отмерших остатков растительности в монолитном торфяном

образце обычно более низкое, чем в дерновом слое, тем не менее вполне достаточное, чтобы погружение штампа под повторной нагрузкой оказалось во много раз меньшим, чем в образце с нарушенной структурой.

Опыты показали, что после 500—600 кратковременных повторных приложений нагрузки $1 \cdot 10^5 \text{ н/м}^2$ погружение штампа в торф естественной структуры (1) достигает величины 0,005 м. В торфе нарушенной структуры (3) такая осадка наблюдалась при давлении $0,15 \cdot 10^5 \text{ н/м}^2$. Величина осадки штампа практически не изменяется при подсыхании и уплотнении торфа нарушенной структуры. Это следует из результатов опытов 5 и 7, хотя в первом из них торфяная крошка была уплотнена вдвое по сравнению с водонасыщенной (3), а во втором — плотность (выраженная содержанием твердого вещества в единице объема) оказалась втрое большей.

Пружинящие свойства монолитного торфа способствуют значительному снижению деформации от действия повторных нагрузок (1) по сравнению с действием постоянных (2).

Результаты опытов позволили установить, что в торфе нарушенной структуры деформация от постоянной нагрузки меньше, чем от повторной. Заметное снижение деформаций от постоянной нагрузки отмечается при подсыхании (уплотнении) торфяной крошки (6, 8). Сухая крошка ведет себя под нагрузками подобно зернистым минеральным грунтам.

Выполненные опыты свидетельствуют о том, что поверхность торфяной залежи может выдержать определенное количество проходов транспорта при сохранении естественной структуры торфа. При закреплении поверхности проходимость может быть повышена. Нарушение естественной структуры даже на небольшую глубину способствует интенсивному образованию колеи, поскольку такой торф не способен сопротивляться колесной нагрузке.

В состоянии высокой степени водонасыщенности торф нарушенной структуры вообще не выдерживает давления колеса и сразу продавливается. Сухая торфяная крошка, состоящая из довольно плотных и прочных частиц, обладает заметно повышенной несущей способностью. В этом случае колесо не продавливается сразу, оно уплотняет частички грунта. Под действием многократных проходов транспорта происходит постепенная упаковка крошки. При этом возможно частичное выдавливание в стороны. С увеличением числа проходов развитие колеи продолжается с очень слабым затуханием процесса.

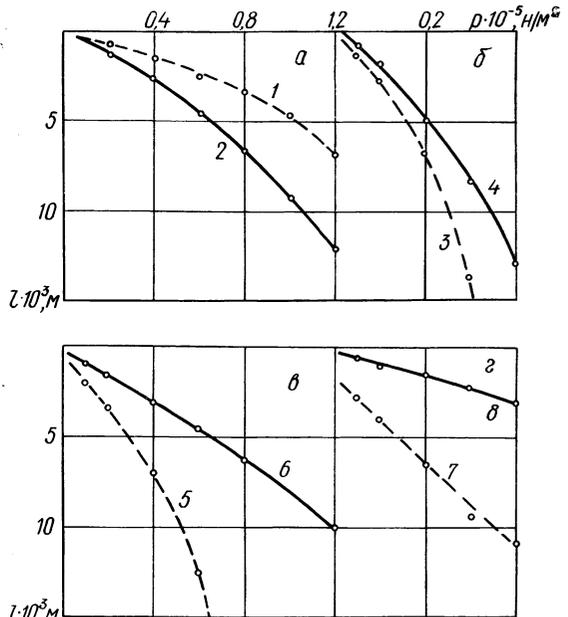


Рис. 1. Деформации торфа естественной (а) и нарушенной (б, г) структуры подштамповой нагрузкой (сплошная линия — постоянной, пунктирная — повторной):

а — $w=570\%$, $\delta=0,144 \text{ т/м}^3$; б — соответственно 372% и $0,115 \text{ т/м}^3$; в — 96% и $0,236 \text{ т/м}^3$, г — 22% и $0,376 \text{ т/м}^3$.

Часто считают дорогой разровненный кавальер из вынутаго при рытье канала грунта. В зависимости от глубины торфяной залежи и размеров выемки такая дорога может оказаться из минерального грунта, торфяного или из торфоминеральной смеси. Незащищенный от внешних воздействий торфяной грунт в насыпи сильно пересыхает и постепенно перетирается транспортом в крошку, поведение которой под нагрузками описано выше. Такой грунт слабо сопротивляется повторным нагрузкам.

Практика показывает, что дорожные насыпи на торфе, имеющие небольшую высоту, не обладают достаточной прочностью и довольно быстро разрушаются при прохождении транспорта. Причиной разрушения является не столько отсутствие защитных покрытий, как иногда полагают, сколько неустойчивая работа слоя песка на торфяном основании, в котором возникают очень большие упругие деформации под колесом транспорта. Только очень жесткий конструктивный слой мог бы снизить давление на основание и уменьшить величину упругих деформаций торфа. Прочность таких малых насыпей при этом может заметно повыситься, но стоимость дороги сильно возрастет.

Чтобы найти оптимальное решение задачи повышения надежности и снижения стоимости дорог с неустойчивой насыпью, необходимы исследования, включающие изучение процессов деформации слоистых систем различной прочности под штамповой нагрузкой. Нами проведена серия таких опытов, при этом давление от штампа на торф передавалось через слой песка без покрытия. Выполнены параллельные испытания под действием постоянных и периодически повторяющихся нагрузок, имитирующих воздействие колеса на дорожную насыпь.

Для выполнения опытов монолиты древесно-осокового торфа со степенью разложения 45% вкладывались в металлические обоймы цилиндрической формы. Высота каждой формы 0,1 м, внутренний диаметр 0,3 м. В таких же формах, только имеющих различную высоту, готовили образцы из мелкозернистого песка, который является наиболее распространенным строительным материалом для дорожных насыпей на полесских болотах. Формование образцов из песка производили с послойным уплотнением. Для каждого вида испытаний готовили по семь вариантов образцов из песка высотой от 0,025 до 0,25 м.

Слоистые системы (рис. 2) составляли из двух образцов: верхнего — песчаного и нижнего — торфяного. Образцы снабжались мессурами для измерения осадки штампа и перемещения контактной плоскости, куда предварительно укладывали маленькую металлическую площадку с выведенным от нее вниз (через торфяной образец) тонким стержнем. На период испытаний образцы защищали от потерь влаги. После испытаний отбирали пробы, анализ которых показал, что образцы из торфа имели влажность 521—572% при степени водонасыщенности 0,89—0,94, а образцы из песка соответственно 7,60—9,05 и 0,35—0,42%.

В исследованиях выбран режим повторных приложений нагрузки, наиболее точно отвечающий условиям работы под колесной нагрузкой песчаной дорожной насыпи на торфяном основании: длительность цикла 5 сек, длительность действия нагрузки в цикле составляла 1 сек. Этот режим соответствует воздействию на основание дорожной насыпи колонны автомашин, движущихся с интервалом в 50 м и со скоростью 10 м/сек. Каждый опыт продолжался 50 мин. За это время делали 8—12 отсчетов по мессурам, а нагрузка на образец составляла 600 повторностей.

Слоистые системы в опытах составляли из грунтов совершенно различных не только по происхождению, но и по своему строению. Верхний слой представлял собой довольно однородный естественно отсортированный мелкозернистый песок. Содержание частиц размером 0,05—0,5 мм составляло более 90%, а размером 0,1—0,3 мм — свыше 60%. Количество пылеватых частиц не превышало 1%. Зерна песка плотно заполняли объем. Коэффициент пористости во всех образцах оставался меньше 0,65. Твердые песчаные частички под сравнительно небольшой штамповой нагрузкой не деформировались. Осадка штампа происходила в результате сближения и лучшей упаковки частиц.

Торфяные монолиты отличались наличием неплотных и непрочных частичек органического происхождения, беспорядочно переплетенных между собой таким образом, что между ними (а также внутри их) оставалось большое пространство, заполненное водой. Количество пустот в 10 раз превышало объем твердого вещества частиц. Деформации таких образцов под штамповой нагрузкой происходили в результате изгиба, смятия и сближения частиц.

В отличие от песчаных зерен, которые после переупаковки занимали новое положение, частицы торфа естественного состояния после снятия кратковременной нагрузки перемещались в обратном направлении. Происходила восстанавливающаяся деформация, которая даже в короткие сроки (в промежутках между приложениями нагрузки) успевала достигнуть величины, составляющей 60—80% от полной осадки штампа, полученной после первого приложения нагрузки. В песке она не превышала 10%.

Некоторые отличительные особенности деформаций песка от деформаций торфа видны из данных, представленных на рис. 3. Верхние графики (рис. 3, а) характеризуют влияние кратковременных повторных нагрузок на деформации песка. Из сравнения этих двух графиков следует, что полная деформация под повторной нагрузкой $0,5 \cdot 10^5$ н/м² после 5 000 приложений нагрузки достигла 1,5 мм, что в шесть раз выше, чем деформация от постоянной нагрузки той же величины. Причем интенсивность возрастания деформации в момент прекращения опыта с повторными нагрузками оставалась также во много раз большей, т. е. видимой стабилизации не наблюдалось.

Постоянная нагрузка $1 \cdot 10^5$ н/м², приложенная к штампу после повторной, равной $0,5 \cdot 10^5$ н/м², не вызвала дополнительной деформации. Только под нагрузкой $1,5 \cdot 10^5$ н/м² осадка штампа несколько увеличилась. Это означает, что повторная штамповая нагрузка производит уплотняющее действие в песке под штампом. Спротивляемость деформированию уплотненной таким образом зоны соответствует более высокой постоянной нагрузке. Дальнейший ход осадки штампа песка при следующих ступенях постоянной нагрузки как в опытах без уплотнения, так и с уплотнением повторной нагрузкой протекал без особых качественных различий. Разрушение образцов произошло в обоих случаях после нагрузки $2,5 \cdot 10^5$ н/м².

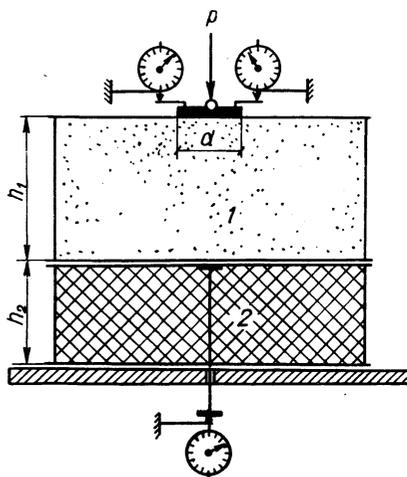


Рис. 2. Схема слоистой системы песок—торф:

1 — песок; 2 — торф.

Для торфа характерна другая картина. Как видно из рис. 3, б, под постоянной нагрузкой $0,8 \cdot 10^5$ н/м² осадка штампа продолжала заметно возрастать после 2400 повторных приложений нагрузки той же величины. Под действием повторной нагрузки несколько не увеличилась сопротивляемость торфяного монолита. Высокая степень восстановления деформаций торфа в промежутках между повторными

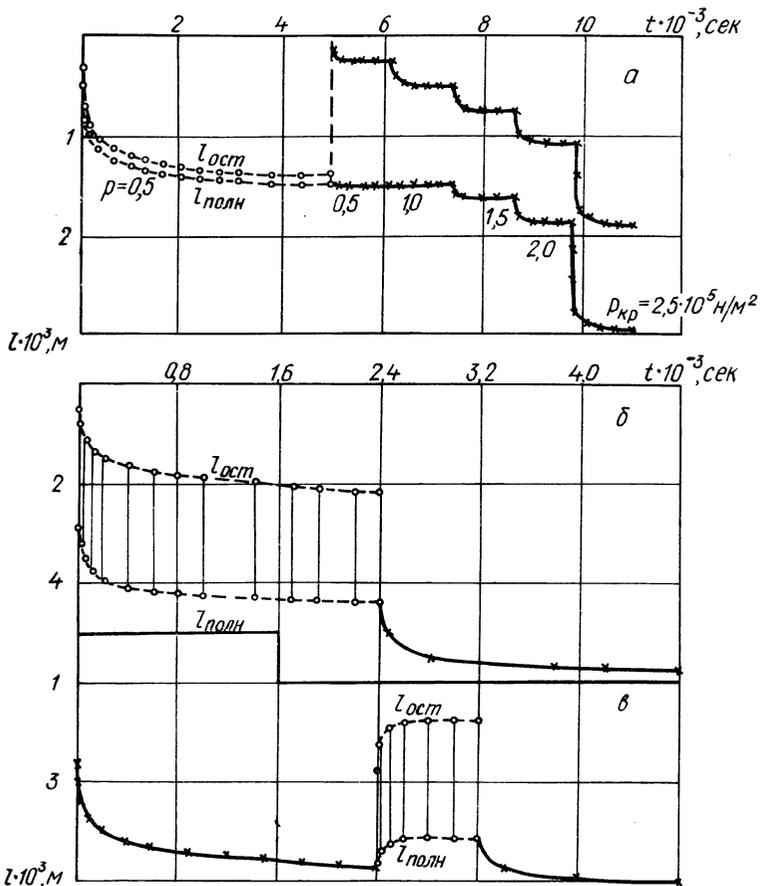


Рис. 3. Деформация песка (а) и торфа (б, в) под штамповой нагрузкой:
 а — $\rho = (0,5 - 2,5) 10^5$; б, в — $0,8 \cdot 10^5$ н/м².

действиями нагрузки способствует повышению сопротивляемости торфа в начальный момент приложения нагрузки, когда развивается в подштамповой зоне гидродинамическое давление. Разгрузка начинается раньше, чем достигается равновесное состояние между давлением штампа и сопротивлением грунтового скелета. Характерно, что при повторных нагрузках, прикладываемых после действия постоянной, вместо роста деформации сначала наблюдается восстановление (рис. 3, в). Только спустя длительное время, после большого количества повторения нагрузки, деформация начинает снова возрастать. Это означает, что каждой величине повторной нагрузки соответствует определенная деформация независимо от предварительных воздействий на образец, если в структуре торфа не произошло никаких изменений.

В этом и заключаются основные отличительные особенности деформации связного торфа естественной структуры под повторными

нагрузками от деформации сыпучего песка. Следует еще добавить, что образцы песка при достижении определенной величины нагрузки разрушались с мгновенным погружением штампа и выпором песка вокруг него. Такого явления в торфе не наблюдали. Под большими нагрузками штамп погружался в монолит, срезая по периметру верхний слой. Торф в напряженной зоне под штампом уплотнялся. С ростом деформации уплотненная зона занимала все большую часть монолита и препятствовала чрезмерному погружению штампа, именуемому мгновенным провалом. На поверхности образца торфа вокруг штампа никаких изменений не отмечалось.

Некоторые результаты опытов со слоистыми системами, составленными из образцов песка и торфа, приведены на рис. 4. Характер кривых на графиках позволяет проследить поведение системы в целом под нагрузками и степень сопротивляемости каждого слоя в отдельности с учетом его особенностей и размеров. Кривые на рис. 4, а построены по результатам испытаний систем под постоянными нагрузками. Каждой кривой соответствует определенное соотношение размеров слоев. Высоту торфяных образцов во всех опытах оставляли одинаковой, равной 0,1 м, а песчаных изменяли от 0,025 до 0,25 м.

При высоте песчаного слоя 0,025 м напряженная зона под штампом $d=0,25$ м охватывала оба слоя системы. Хоть в слое торфа возникали более низкие напряжения, деформации в нем были в десятки раз большими, чем в песчаных (кривая 1 на рис. 4, а). Штамп вместе со слоем песка должен был перемещаться на величину деформации торфа. Поскольку величина перемещений поверхности торфа превышала размеры частиц песка, то штамп прорезал песчаный слой и вместе с отрезанной частью песка опускался вниз по мере деформации торфа. Отрезанная часть песка деформировалась слабо, поскольку нагрузки на штамп были очень малыми для сжатия, хотя, как оказалось, вполне достаточными для среза песчаного слоя по периметру.

При увеличении высоты песчаного слоя напряженная зона в торфяном заметно снижалась. Несмотря на это, деформации торфяного слоя были еще достаточными, чтобы произошел срез песчаного слоя по контуру штампа. Такие системы выдерживали более высокие нагруз-

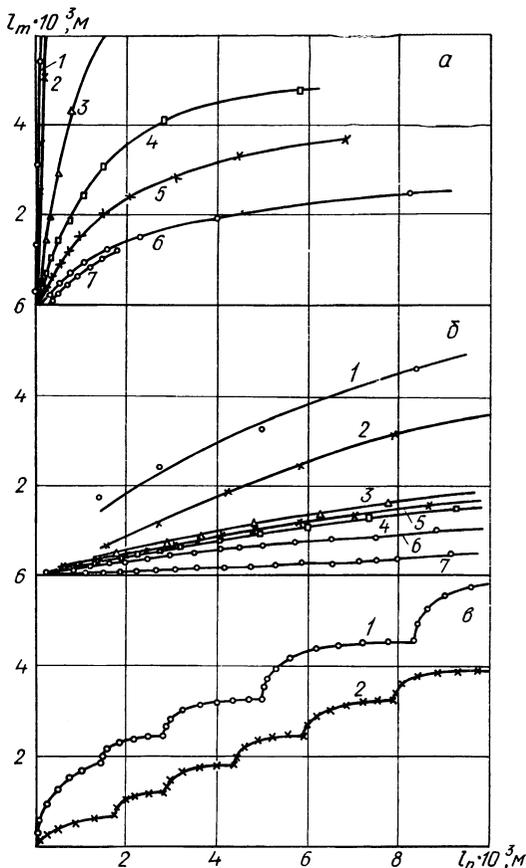


Рис. 4. Сопоставление деформаций в слоях системы под штамповой нагрузкой постоянной (а) и повторной (б, в):

1 — $h_1 = 0,25$; 2 — 0,50; 3 — 0,75; 4 — 1,0; 5 — 1,5; 6 — 2,0; 7 — 2,5.

ки, под действием которых наблюдались ощутимые деформации и в песчаном слое, т. е. в отрезанной его части. Только при высоте слоя песка 0,25 м деформации в торфе стали настолько малыми, что продавливания не произошло, а разрушился образец с выпором песка вокруг штампа, как и в опытах с однослойными образцами из песка.

Отметим, что исследованию работы двухслойных систем под постоянной штамповой нагрузкой и необходимых условий их устойчивости посвящены статьи [1, 2]. Известны [3] рекомендации по определению упругих деформаций устойчивой системы под воздействием кратковременных повторных нагрузок.

Более сложной оказалась работа неустойчивых двухслойных систем под повторными нагрузками. Результаты опытов представлены на рис. 4, б. В этом случае песчаный слой деформировался в большей степени. Даже при очень малой толщине слоя песка (кривые 1, 2) деформации его были большими, чем торфяного слоя. Причем первые циклы повторных нагрузок способствовали интенсивному накоплению полной деформации в торфе (рис. 4, в). Затем преобладающей становилась упругая деформация, которая в промежутках между нагрузками стремилась разуплотнить лежащий выше песчаный слой. Последующие приложения повторной нагрузки на частично разуплотненный песок вызвали дополнительные деформации в нем. Отмеченный характер поочередного роста деформаций в слоях не изменялся с увеличением нагрузки (в опытах принимали $\Delta p = 0,1 \cdot 10^5 \text{ н/м}^2$).

С увеличением высоты песчаного слоя характер сопротивляемости системы не изменялся. Снижалась интенсивность роста деформаций в связи с уменьшением упругого восстановления в торфе. Повышалась несущая способность системы. Те же деформации могли быть вызваны только намного большими нагрузками. Но особенность, присущая поведению систем под повторными нагрузками, оставалась во всех опытах. Заключалась она в том, что рост полной деформации торфа быстро затухал, в то время как процесс деформирования песчаного слоя был практически незатухаем. Это вызвано тем, что упругая деформация в торфе оставалась постоянной. Величина ее соответствовала величине действующей нагрузки.

Таким образом, при проходах колесного транспорта по низким (неустойчивым) песчаным насыпям на торфяном основании возникают большие упругие деформации, песок в насыпи под действием упругого восстановления основания разуплотняется, колеса легко погружаются в ослабленную насыпь. Проезд по таким насыпям затрудняется. Защитные покрытия на насыпях не выдерживают больших упругих деформаций и ломаются. Более высокие устойчивые насыпи уплотняют своим весом торфяную залежь в основании и способствуют передаче более низких давлений от колеса на основание. Оба фактора приводят к снижению упругих деформаций торфяного основания и улучшают условия проезда. Тем не менее образование колеи на незащищенной поверхности насыпи в этих случаях происходит достаточно интенсивно.

Отсюда следует, что при устройстве дорог на торфяном основании инженерные мероприятия следует направлять на снижение упругих деформаций и защиту поверхности. При выполнении насыпи достаточной толщины, когда она становится вполне устойчивой, требуются защитные покрытия, предохраняющие от разрушения верхнюю часть песчаной насыпи. Работа насыпи малой толщины, когда она недостаточно прочна, возможна только при наличии на ее поверхности конструктивного слоя, снижающего упругие деформации основания. Такую роль могут выполнять армированные колеиные плиты.

Для решения задачи о роли и степени эффективности таких плиг, уложенных непосредственно на поверхности осушенной торфяной залежи, а также на поверхности песчаной или торфяной подсыпки, необходимы дальнейшие экспериментальные и теоретические исследования.

Литература

1. Дрозд П. А. Оптимальная толщина песчаных насыпей для сельскохозяйственных дорог. — В сб.: Мелиорация и использование осушенных земель. Т. 14. Минск, 1966.
2. Сельченко В. П. Песчаные насыпи на торфяном основании. В сб.: Мелиорация и использование осушенных земель. Т. 14. Минск, 1966.
3. Заяц В. Н. Дорожные насыпи на торфяном основании. — В сб.: Мелиорация и использование осушенных земель. Т. 14. Минск, 1966.

МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ (РАСПОЗНАВАНИЯ) ВИДА ЭМПИРИЧЕСКОЙ ФОРМУЛЫ

Известно, что подбор эмпирических формул к данным эксперимента включает две основные операции: 1) определение вида функциональной зависимости (параболическая, гиперболическая, логарифмическая, тригонометрическая и т. д.) и 2) вычисление параметров формулы. В работе [1] приводится один способ вычисления коэффициентов для параболической зависимости, в основу которого положено использование конечных разностей.

Разделенные (на произвольных узлах интерполяции) или конечные (на равноотстоящих узлах интерполяции) разности могут служить для определения (распознавания) вида эмпирической формулы. Действительно, для примера параболической функции, приведенной в

Т а б л и ц а 1

x_i	y_i	$\Delta^{(1)}=y_{i+1}-y_i$	$\Delta^{(2)}$	$\Delta^{(3)}$	$\Delta^{(4)}$
0,1	0,216	0,183			
0,2	0,399	0,241	0,058		
0,3	0,640	0,305	0,064	0,006	
0,4	0,945	0,375	0,070	0,006	0
0,5	1,320	0,451	0,076	0,006	0
0,6	1,771	0,533	0,082	0,006	0
0,7	2,304	0,621	0,088	0,006	0
0,8	2,925	0,715	0,094	0,006	0
0,9	3,640				

работе [1], таблица обрывается на четвертой разности, поскольку эта разность равна нулю (табл. 1). Подставляя в $\Delta^{(i)}$ разности ординат y_i для четвертой разности, найдем

$$\Delta^{(4)}=y_1-4y_2+6y_3-6y_4+4y_5-y_6=0, \quad (1)$$

т. е. получена нулевая комбинация ординат для параболы третьей степени. Возьмем эмпирическую зависимость (рис. 1) и попытаемся найти конечные разности для ординат кривой, снятой с графика на узлах интерполяции (N_i) в промежутке $[0,1-0,9]$ с шагом 0,1 (табл. 2). Вид функции позволяет надеяться, что, как и в предыдущем случае, эмпирической формулой может быть многочлен не слишком высокой степени.

Данные табл. 2 показывают, что аппроксимация кривой с помощью достаточно простой зависимости параболического вида невозможна, поскольку пятая конечная (и более высокого порядка) разность не равна нулю. Тем не менее график зависимости, приведенной на рис. 1,

x_i	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
y_i	0,75600	0,95111	1,19500	1,50857	1,92667	2,51200	3,39000	4,85333	7,78000
$\frac{1}{y_i}$	1,32275	1,05140	0,83682	0,66288	0,51903	0,39809	0,29498	0,20643	0,12853

где $t_1=1,5$ — начальная величина переменной (t_i) на рассматриваемом отрезке; $t_{\text{ш}}=0,5$ — шаг измерения переменной той же размерности, что и t_i (i — номер узла интерполяции).

Покажем далее, что нулевая комбинация ординат соответствует дробно-рациональной функции, найдем эту функцию и ее коэффициенты. Используем примененный в работе [2] метод нахождения нулевой комбинации ординат для функции вида

$$\beta = A \frac{(a_{+1} + x)}{(a_{-1} - x)}, \quad (3)$$

де a_{+1} , a_{-1} — коэффициенты, подлежащие определению.

Рассмотрим функцию вида

$$\beta = \frac{A_1}{(a_{-1} - x)}, \quad (4)$$

где A_1 , a_{-1} — коэффициенты; x — переменная, принимающая значения на отрезке $[0,1-0,9]$ с шагом 0,1.

Выберем два участка (рис. 1) с узлами интерполяции: на первом участке $[0,1]$, на втором $[0,1; 0,2]$. Определим коэффициент A_1 по методу равных сумм [3]:

$$z_1 = y_1 = A_1 \alpha_1 = A_1 \frac{1}{(a_{-1} + 0,1)}, \quad (5)$$

$$z_2 = (y_1 + y_2) = A_1^* \alpha_2 = A_1^* \left(\frac{1}{a_{-1} + 0,1} + \frac{1}{a_{-1} + 0,2} \right). \quad (6)$$

Отсюда находим

$$A_1 = \frac{z_1}{\alpha_1}; \quad A_1^* = \frac{z_2}{\alpha_2}.$$

Поскольку имеется в виду одна и та же функция (рис. 1), то $A_1 = A_1^*$. Получаем

$$\alpha_1 = \alpha_2 \frac{z_1}{z_2}. \quad (7)$$

Раскрыв α_1 и α_2 в равенстве (7), выразим a_{-1}

$$\frac{1}{a_{-1} + 0,2} \left(1 - \frac{z_1}{z_2} \right) \frac{z_2}{z_1} = \frac{1}{a_{-1} + 0,2},$$

$$(a_{-1} + 0,1) \frac{y_2}{y_1} = (a_{-1} + 0,1),$$

$$a_{-1}(y_2 - y_1) - 0,1(y_1 - 2y_2) = 0. \quad (8)$$

Точно таким же образом получим линейные уравнения, аналогичные (6), для следующих участков с узлами интерполяции [0,1], [0,1; 0,3] и [0,1; 0,4]:

$$a_{-1}(y_3 - y_1) - 0,1(y_1 - 3y_3) = 0, \quad (9)$$

$$a_{-1}(y_4 - y_1) - 0,1(y_1 - 4y_4) = 0. \quad (9')$$

Составим результат (определитель) из коэффициентов уравнений (8) и (9) и произведем необходимые преобразования. Поскольку для обоих уравнений (8) и (9) исходной является одна и та же функция, то корень каждого из уравнений должен быть одинаковым, т. е. коэффициент a_{-1} , определенный по одному и другому уравнению, должен быть один и тот же. Но если корни уравнений равны, то результат равен нулю [4]:

$$\begin{aligned} R &= \begin{vmatrix} (y_2 - y_1) & 0,1(2y_2 - y_1) \\ (y_3 - y_1) & 0,1(3y_3 - y_1) \end{vmatrix} = 0,1(y_1y_2 - 2y_1y_3 + y_2y_3) = \\ &= 0,1y_1y_2y_3 \left(\frac{1}{y_1} - 2\frac{1}{y_2} + \frac{1}{y_3} \right). \end{aligned} \quad (10)$$

Для того чтобы результат был равен нулю, комбинация ординат в круглых скобах (10) тоже должна быть равна нулю. Однако, если подставить обратные значения ординат из табл. 3 в (10), то равенства нулю не будет, следовательно, к этим значениям ординат функция (4) не подходит. Попробуем ее дополнить (исправить) введением множителя

$$\theta = (a_{+1} + x). \quad (11)$$

Теперь подбирается эмпирическая формула вида

$$\beta_2 = A_2 \frac{(a_{+1} + x)}{(a_{-1} - x)}. \quad (12)$$

Все операции, начиная от записи формулы (5), повторяются:

$$z_1 = y_1 = A_1 \alpha_1 = A_1 \cdot \frac{\tilde{\theta}_1}{(a_{-1} + 0,1)}, \quad (5')$$

$$z_2 = (y_1 + y_2) = A_1^* \alpha_2 = A_1^* \left(\frac{\tilde{\theta}_1}{a_{-1} + 0,1} + \frac{\tilde{\theta}_2}{a_{-1} + 0,2} \right), \quad (6')$$

где $\tilde{\theta}_1 = (a_{+1} + 0,1)$; $\tilde{\theta}_2 = (a_{+1} + 0,2)$.

Повторяя предыдущие выкладки, получим следующее равенство после преобразования результата:

$$\bar{y}_1 \tilde{\theta}_1 - 2\bar{y}_2 \tilde{\theta}_2 + \bar{y}_3 \tilde{\theta}_3 = 0,$$

где $\tilde{\theta}_3 = (a_{+1} + 0,3)$. (13)

Заметим, что приравнивание нулю выражения (13) основано на предположении точной аппроксимации экспериментальных данных табл. 3 функцией (12).

Введение чисел $\tilde{\theta}_i$ равносильно введению множителей для испытываемых ординат. Так, уравнение (8) будет после этого иметь вид

$$a_{-1}(\tilde{\theta}_1\bar{y}_2 - \tilde{\theta}_2\bar{y}_1) - 0,1(\tilde{\theta}_2\bar{y}_1 - 2\tilde{\theta}_1\bar{y}_2) = 0. \quad (8')$$

Результант для уравнений (8) и (10) дает следующую нулевую комбинацию ординат, исправленную множителями θ_i , ($i=1, 2, 4$):

$$2\bar{y}_1\theta_1 - 3\bar{y}_2\tilde{\theta}_2 + \bar{y}_4\tilde{\theta}_4 = 0, \quad (14)$$

где $\tilde{\theta}_4 = (a_{+1} + 0,4)$:

Подставим значения $\theta_i = (a_{+1} + x_i)$ ($i=1, 2, 3, 4$; $x_1=0,1$; $x_2=0,2$; $x_3=0,3$; $x_4=0,4$) в равенства (13) и (14):

$$a_{+1}(\bar{y}_1 - 2\bar{y}_2 + \bar{y}_3) + (-0,1\bar{y}_1 + 0,4\bar{y}_2 - 0,3\bar{y}_3) = 0, \quad (15)$$

$$a_{+1}(2\bar{y}_1 - 3\bar{y}_2 + \bar{y}_4) + (-0,2\bar{y}_1 + 0,6\bar{y}_2 - 0,4\bar{y}_3) = 0. \quad (16)$$

Определим, при каких условиях коэффициент a_{+1} будет иметь одно и то же значение; для этого составим результат из коэффициентов уравнений (15) и (16) и произведем необходимые алгебраические преобразования. В результате получим следующее значение результата:

$$R_{1,2,3,4} = 0,1(\bar{y}_1\bar{y}_2 - 4\bar{y}_1\bar{y}_3 + 3\bar{y}_1\bar{y}_4 + 3\bar{y}_2\bar{y}_3 - 4\bar{y}_2\bar{y}_4 + \bar{y}_3\bar{y}_4). \quad (17)$$

Поскольку в равенство (17) необходимо подставить ординаты функции (12), то коэффициент a_{+1} является корнем для уравнений (15) и (16), но тогда результат (17) должен быть равен нулю. Отсюда получаем доказательство справедливости равенства (1), т. е. доказательство того, что существует нулевая комбинация ординат для функции (12). Следует иметь в виду, что изменение знака перед переменной в функции (12) (одновременно или отдельно в числителе и знаменателе) не меняет равенства (1). Поэтому, если для эмпирических данных обнаружена нулевая комбинация ординат (1), то необходимо произвести пробные расчеты для определения знака, с которым переменная входит в функцию (12). Нулевая комбинация ординат (1) обладает свойством симметричности: умножив обе части равенства (1) на произведение ординат (y_1, y_2, y_3, y_4), получим нулевую комбинацию обратных значений ординат функции (12):

$$y_1y_2 - 4y_1y_3 + 3y_1y_4 + 3y_2y_3 - 4y_2y_4 + y_3y_4 = 0. \quad (18)$$

Если эмпирические данные дают нулевую комбинацию ординат (1) или (18), то значения коэффициентов в функции (12) находятся таким образом: a_{+1} по уравнению (15) или (16), a_{-1} по уравнению (8'), в которое необходимо подставить множители $\tilde{\theta}_i$, содержащие коэффициент a_{+1} .

Поскольку ординаты табл. 3 в нулевой комбинации ординат (1) дают нуль, в качестве эмпирической формулы возьмем функцию (12):

$$a_{+1} = \frac{-0,1\bar{y}_1 + 0,4\bar{y}_2 - 0,3\bar{y}_3}{\bar{y}_1 - 2\bar{y}_2 + \bar{y}_3} = \frac{0,03724}{0,05677} = 0,656,$$

$$\tilde{\theta}_1 = (0,656 + 0,1) = 0,756; \quad \tilde{\theta}_2 = (0,656 + 0,2) = 0,856.$$

Из уравнения (8') определяем коэффициент a_{-1}

$$a_{-1} = \frac{0,1(\tilde{\theta}_2 y_1 - 2\tilde{\theta}_1 y_2)}{\tilde{\theta}_1 y_2 - \tilde{\theta} y_1} = \frac{0,07909}{0,0719} = 1,1.$$

Коэффициент A находится по формуле (3)

$$A = y_i \frac{(a_{-1} - x_i)}{(a_{+1} + x_i)},$$

где i — номер узла интерполяции; y_i — ордината в узле интерполяции i .

Если функция (12) достаточно точно аппроксимирует ординаты табл. 3, то для любого узла интерполяции коэффициент остается числом постоянным. В данном случае $A = 1$.

Описанный метод позволяет отыскивать комбинацию ординат и других функций, например $\sin x$, $\cos x$, e^x и т. д.

Покажем, что для функций $y_s = \sin(a+x)$ и $y_c = \cos(a+x)$ существуют нулевые комбинации ординат.

Для функции

$$y_3 = A \sin(a+x), \quad (19)$$

где x — абсцисса на отрезке $[0,1-0,9]$, причем $0 \leq (a+x) \leq \leq \frac{\pi}{2}$; a — действительное число.

Аналогично (8) получаем равенство

$$y_2 \sin(a+0,1) - y_1 \sin(a+0,2) = 0, \quad (20)$$

где y_1, y_2 — ординаты на узлах интерполяции $[0,1]$ и $[0,2]$. Выражая значение a из уравнения (20), находим

$$\operatorname{tg} a = \frac{y_2 \sin 0,1 - y_1 \sin 0,2}{y_2 \cos 0,1 - y_1 \cos 0,2}. \quad (21)$$

Такое же равенство получим, производя те же самые преобразования для ординат на узлах интерполяции $[0,1]$ и $[0,1; 0,3]$, т. е. для y_1 и y_3

$$\operatorname{tg} a = \frac{y_3 \sin 0,1 - y_1 \sin 0,3}{y_3 \cos 0,1 - y_1 \cos 0,3}. \quad (22)$$

Приравняем правые части (21) и (22) и произведем необходимые преобразования над тригонометрическими функциями. Получим

$$y_{1s} \sin 0,1 - y_{2s} \sin 0,2 + y_{3s} \sin 0,1 = 0. \quad (23)$$

Учитывая, что для функции

$$y_{si} = \sin x_i, \quad (24)$$

значения ординат выражаем равенствами:

$$y_{1s} = \sin 0,1; \quad y_{2s} = \sin 0,2; \quad y_{3s} = \sin 0,3.$$

Из (23) получаем

$$\sin^2 0,1 - \sin^2 0,2 + \sin 0,1 \sin 0,3 = 0. \quad (25)$$

Для любых трех ординат на равностоящих узлах интерполяции справедливо равенство

$$y_{is} \sin 0,1 - y_{(i+1)s} \sin 0,2 + y_{(i+2)s} \sin 0,1 = 0, \quad (26)$$

где i — номер узла интерполяции для отрезка $[0,1-0,9]$; коэффициенты при ординатах — числа постоянные.

Для функции

$$y_c = A \cos(a+x) \quad (27)$$

справедливо равенство

$$y_{ic} \sin 0,1 - y_{(i+1)c} \sin 0,2 + y_{(i+2)c} \sin 0,1 = 0 \quad (28)$$

на том же отрезке изменения переменной x .

Для функции

$$y = Aa^{(a+x)}, \quad (29)$$

где a , α — действительные числа; x — принимает положительные значения на отрезке $[0,1-0,9]$.

Нулевая комбинация ординат для функции (29) имеет вид

$$\lg y_i - 2 \lg y_{i+1} + \lg y_{i+2} = 0, \quad (30)$$

где i — номер узла интерполяции. В частном случае, когда $a = e$, нулевая комбинация ординат имеет вид

$$\ln y_i - 2 \ln y_{i+1} + \ln y_{i+2} = 0. \quad (31)$$

Использование нулевых комбинаций функций состоит в том, что размерная переменная, откладываемая на оси x , приводится к безразмерной шкале, берутся соседние ординаты на равностоящих узлах интерполяции и подставляются в соответствующие комбинации до получения нулевого значения. Если в результате каких-либо комбинаций выражение (31) будет равно нулю, то в качестве аппроксимирующей (эмпирической) формулы принимается соответствующая функция. Следует иметь в виду, что нулевые комбинации ординат справедливы для $\pm a$, а поэтому пробными подсчетами определяется знак коэффициента, входящего в функцию.

Используя изложенный метод, можно получить нулевые комбинации и для других элементарных (и, возможно, неэлементарных) функций. Таким образом, можно сделать следующий вывод: элементарные функции имеют нулевые комбинации ординат; разделенные (конечные) разности — частный случай нулевых комбинаций ординат. Рассмотренный метод распознавания вида эмпирической формулы применим в том случае, когда данные опыта располагаются на одной кривой. При разбросе точек кривая проводится глазомерно и к ней подбирается эмпирическая формула.

Литература

1. Минаев И. В. Один способ подбора эмпирических формул к данным эксперимента. — В сб.: Всюдное хозяйство Белоруссии. Вып. 3. Минск, 1973.
2. Минаев И. В. Метод аппроксимации и его применение в технико-экономическом расчете дренажей. — В сб.: Всюдное хозяйство Белоруссии. Вып. 3. Минск, 1973.
3. Мелентьев П. В. Приближенные вычисления. М., 1962.
4. Курош А. Г. Курс высшей алгебры. М., 1962.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВОДНОГО РЕЖИМА ОСУШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ НА ОСНОВЕ ВОДНОБАЛАНСОВЫХ РАСЧЕТОВ

Научно-технический прогресс в области мелиорации требует значительного совершенствования приемов и методов проектирования мелиоративных систем в общем комплексе водохозяйственных мероприятий. Большие требования к совершенствованию проектирования возникают в области осушительных мелиораций. На первых этапах развития работ по осушению избыточно увлажненных земель проектирование водного режима ограничивалось определением условий пропуска единичных расходов в руслах рек и каналов, соответствующих фиксированным экстремальным ординатам гидрографа (максимумы паводков и паводков, сток на начало сева). Такие расчеты, характеризующие гидравлические условия потока, определяли вероятности затоплений и подтоплений прилегающих к водотокам земель в короткие периоды переувлажнения и к тому же они не характеризовали длительность затоплений и подтоплений. Водный режим в сети за весь период вегетации оставался невыясненным, а режим почвенной влаги на сельскохозяйственных полях, особенно корнеобитаемой зоны, при проектировании мелиоративных мероприятий совсем не оценивался. Такие расчеты недостаточны по следующим причинам.

Во-первых, расчеты на отдельные экстремальные расходы характеризуют режим потока в осушительных системах лишь за короткие интервалы предельного увлажнения, гидрологический режим в сети и режим почвенной влаги на полях всего основного периода вегетации остается неизвестным.

Во-вторых, гидрологический режим в осушительной сети за теплый период года не может однозначно определять режим уровней грунтовых вод на осушаемой территории. Положение грунтовых вод на сельскохозяйственных полях освоенных болот и заболоченных территорий в это время в большей степени определяется метеорологическими условиями (атмосферными осадками, суммарным испарением, влагообменом в зоне аэрации и грунтовыми водами). Только в периоды переувлажнения, при незначительной аккумулирующей емкости и регулирующей роли зоны аэрации и на болотах обильного грунтово-напорного питания, более значимое влияние оказывает осушительная сеть. В связи с этим режим грунтовых вод на полях с сельскохозяйственными культурами нужно рассчитывать и прогнозировать по всем приходным и расходным элементам водного баланса с учетом осушительного действия сети.

Предлагаемые нормативные средние за вегетацию или стабильные нормы осушения не могут служить расчетной характеристикой в проектировании. Многочисленные натурные наблюдения показывают, что при одном и том же среднем за вегетацию уровне наблюдается различный внутрисезонный ход, в том числе и неблагоприятный для

сельскохозяйственных культур, когда за отдельные интервалы времени положение грунтовых вод значительно отклоняется от оптимального и при проектировании не оценивается. Таким образом, детально разработанные условия по оптимальным нормам осушения за вегетационный период практически не проектируются. Предусматриваемые же методы по поддержанию оптимальных стабильных уровней грунтовых вод при помощи гидротехнических сооружений также требуют специальных расчетов в целях определения правильных технических приемов, их эффективности и изыскания водоисточников.

В третьих, в проектах необходимо выполнять расчеты по прогнозу режима влажности почвы в целях решения одной из главных задач мелиорации — обеспечения оптимального увлажнения корнеобитаемой зоны. Естественный гидрологический режим в русловой сети в течение большей части периода вегетации сельскохозяйственных культур полностью не определяет режим уровней грунтовых вод на полях. Тем более он не может определять режим влажности корнеобитаемого слоя почвы на осушенном болоте, который складывается в основном под влиянием режима осадков и испарения. Лишь в периоды высокого положения уровней грунтовых вод при интенсивном капиллярном подтоке в зону аэрации повышается влияние уровня режима грунтовых вод и уровней в осушительной сети на увлажненность корнеобитаемой зоны. Поэтому, проектируя режим увлажнения при осушении земель, необходимо выполнять расчеты по балансу почвенной влаги.

Режим стока в дренах и каналах, а значит, и осушительное их действие не только зависит от водно-физических свойств грунтов, конструкции и расположения сети, но и определяется формирующимися в природных условиях избыточными объемами воды и временем, необходимым для своевременного отвода этих объемов.

Поэтому в расчетах стока через осушительную сеть важен общий подход по условиям формирования элементов водного баланса с учетом общего влагооборота на данной территории и местных условий водного питания. Инженерные гидротехнические приемы и сельскохозяйственное освоение земель вызывают лишь перераспределение приходных и расходных элементов влаги по соотношению во времени, по глубине почвенно-грунтового профиля и по бассейну, при этом общие водные ресурсы территории почти не изменяются. Поэтому в таких случаях необходимо учитывать условия и закономерности формирования всех составляющих водного режима и определять целесообразную меру этого вмешательства. Различные дренажные системы могут обеспечить больший и меньший объем стока, но отводить они должны только определенные объемы воды, которые за рассматриваемые гидрологические фазы или за более короткие интервалы времени оцениваются как избыточные, мешающие хозяйственному использованию территории. Такие объемы и режим необходимого сброса можно устанавливать на основе воднобалансовых расчетов по режимным характеристикам приходных и расходных элементов влаги. По ним для конкретных условий почв и грунтов надо проектировать и параметры осушительных систем, обеспечивающие своевременный отвод избыточных вод.

Требования к совершенствованию проектирования гидромелиоративных систем и вопросы рационального использования и охраны водных ресурсов на современном этапе приобретают особое значение. В проектировании водохозяйственных систем необходимо более точно и экономно учитывать и перераспределять водные ресурсы. В связи с этим возникает задача более точного определения функций и эффективности работы каждого элемента системы, направленная на оптими-

зацию внешних условий среды для получения высоких урожаев сельскохозяйственных культур. Изменяя водный режим территории, следует иметь в виду, что кажущаяся избыточная увлажненность территории в результате накопления и застоя приточных вод нередко резко изменяется в динамике составляющих водного баланса после направленных воздействий (мелиорации). Поэтому при проектировании воднохозяйственных и мелиоративных мероприятий нужно исходить из баланса приходных и расходных составляющих водного режима.

В настоящее время известны исследования по режимным гидрологическим характеристикам, условиям и закономерностям формирования приходных и расходных элементов влаги на мелиорируемых землях, закономерностям влагообмена в зоне аэрации и на границах этой зоны, по оптимальным и критическим пределам влагозапасов в почве и другим вопросам [1—9]. Результаты этих исследований необходимо использовать для разработки и совершенствования методов расчетов и прогнозов режима увлажнения в целях проектирования совершенных осушительно-увлажнительных систем, рационально построенных и обеспечивающих оптимальные условия увлажнения. Это позволяет принципиально по-новому подойти к методам проектирования водного режима на осушаемых землях и обеспечить оптимальные условия увлажнения для сельскохозяйственных культур. Новизна этих предложений заключается в следующем:

1) внедрение в проектирование увлажнения на осушаемых землях, помимо экстремальных нормативов по стоку, режимных гидрологических характеристик, устанавливающих изменение гидрологических элементов во времени и позволяющих характеризовать гидрологический режим за весь период вегетации культур и работы сети;

2) прогнозирование водного режима сельскохозяйственных полей и режима почвенной влаги в корнеобитаемом слое в течение всех периодов напряженной работы осушительных систем и вегетации культур на основе воднобалансовых расчетов в типичные по увлажненности или реальные расчетные годы;

3) применение таких методов воднобалансовых расчетов по совокупности приходных и расходных элементов, в которых, в отличие от существующих уравнений водного баланса, учитывается процесс формирования отдельных составляющих в течение времени, их взаимосвязь и взаимообусловленность в формировании и динамике общего водного режима [7, 8, 9].

Проектирование режима увлажнения на основе воднобалансовых расчетов позволяет учесть влияние всех гидрометеорологических, почвенных и гидрогеологических условий данного региона и правильно наметить инженерно-технические мероприятия по регулированию водного режима, с более конкретным назначением строить отдельные элементы осушительно-увлажнительных систем. Такие расчеты дают возможность составлять воднобалансовые графики, характеризующие изменение во времени уровней грунтовых вод, влагозапасов в зоне аэрации и корнеобитаемом слое, формирование во времени модулей внутреннего стока (дренажного стока) или необходимых для отвода избыточных объемов воды. Выполненные для болот территории Белорусской ССР расчеты [7, 8, 9] показывают, что во многих случаях низинных мелкозалежных болот, подстилаемых достаточно водопроницаемыми песками, нужно строить весьма разреженные дренажные линии, так как при понижении уровней грунтовых вод в весенний период до минимальной нормы осушения в дальнейшем за летне-осенний период не появляются объемы для необходимого отвода избыточных

вод. В других случаях установлено, что избыточная увлажненность на массиве создается за счет вод боковой приточности, и поэтому основное внимание в проектировании надо уделять периферийной сети или аккумуляции этих вод. На площади массива осушительная сеть может быть значительно разрежена [8].

Результаты воднобалансовых расчетов показывают возможность уточнения конструкции осушительных систем и глубины рек-водоприемников, позволяют определить режим дефицитов почвенной влаги для сельскохозяйственных культур и решать многие другие вопросы. Это важно для совершенствования гидромелиоративных систем, для обеспечения оптимальных условий почвенной влажности на полях с сельскохозяйственными культурами, позволяет также менее резко вмешиваться в естественные условия рек.

Однако расчеты по совокупности приходных и расходных элементов влаги в их динамике и взаимосвязи пока невозможны по строгим теоретическим формулам. Расчетные элементы выступают здесь как случайные процессы, объединяются переменные величины непрерывные и дискретные, взаимосвязь их не выражается однозначно и в явном виде. Так, если поставить задачу установления режима уровней грунтовых вод H и влагозапасов W в условиях конкретного расчетного года (типичного года характерной водности), то для фиксированных водно-физических свойств среды схематически это можно представить так:

$$F(H, W, t) = N_0 + \sum_{i=t_0}^{i=t} f_i [r_i, E_i, \varphi_i(H, W)], \quad (1)$$

где t — текущее время; N_0 — начальные условия; r — атмосферные осадки; E — суммарное испарение; φ_i — функция влагообмена зоны аэрации с уровнем грунтовых вод.

Отсюда воднобалансовые расчеты могут выполняться по разным упрощенным способам с применением ЭВМ. Они зависят от конкретно поставленной задачи и должны базироваться на закономерностях естественного формирования основных элементов водного баланса, взаимосвязи между приходными и расходными компонентами, на законах взаимодействия со средой при движении и фазовых превращениях воды. Такие расчеты не обязательны для каждого мелиоративного объекта, они могут быть выполнены для отдельных характерных регионов или групп объектов и приниматься по аналогии с уже выполненными расчетами.

В прогнозе режима влажности почв на осушаемых землях в годы различной вероятности по водности и при проверке оптимальности условий увлажнения под влиянием проектируемых мелиоративных мероприятий можно основываться на воднобалансовом подходе, когда

$$W_2 = W_1 + \sum_{t_1}^{t_2} Q_m \leq W_{кр}, \quad (2)$$

где W_2 — влагозапасы в определенном слое почвы на конец фиксированного промежутка времени $\Delta t = t_2 - t_1$; W_1 — влагозапасы в том же слое на начало этого промежутка времени t_1 ; Q_m — приходные и расходные элементы влаги на границах расчетного слоя, определяющие влагообмен и вызывающие изменение влагосодержания в этом слое; $W_{кр}$ — предельное влагосодержание по условиям водоудерживающей способности слоя почвы.

В расчетах режима уровней грунтовых вод (УГВ) учитывается влагообмен с зоной аэрации и дренирующее влияние осушительных систем. Тогда

$$H_2 = H_1 + \sum_{t_1}^{t_2} \Delta H_n, \quad (3)$$

где H_2 — УГВ на конец расчетного интервала времени t_2 ; H_1 — то же на начало расчетного интервала времени t_1 ; ΔH_n — изменение УГВ за время $\Delta t = t_2 - t_1$ под влиянием n факторов.

При решении этих вопросов необходим учет динамики элементов водного баланса и их взаимосвязи в процессе формирования водного режима. Поэтому расчеты выполняются по совокупности приходных и расходных элементов влаги с учетом их изменения во времени и в процессе взаимодействия по последовательно сменяющимся интервалам непрерывного времени от любого начального момента с известными начальными условиями. При таком подходе условия влагообмена за расчетный интервал времени учитывают ситуацию за предыдущий период и особенности внутрисезонного хода отдельных элементов водного баланса.

С помощью воднобалансовых расчетов можно решать следующие задачи по проектированию осушения заболоченных земель: определение режима уровней грунтовых вод, установление модулей внутреннего стока по условиям отвода избыточных вод (модулей дренажного стока), расчеты динамики влагозапасов в зоне аэрации, в том числе в корнеобитаемом слое в течение вегетации. Воднобалансовые расчеты можно выполнять для отдельных календарных лет и для типичных по режиму приходных и расходных элементов.

Расчеты режима уровней грунтовых вод. Подробное изложение метода расчета с численным примером приведено в работе [2].

Содержание этих расчетов сводится к тому, что уровень грунтовых вод от поверхности на конец каждого расчетного интервала определяется из условия

$$H_k = H_{n-1} - (\pm \Delta H) + \Delta H_2, \quad (4)$$

где H_{n-1} — уровень на начало расчетного интервала; ΔH — повышение (+) или понижение (—) УГВ под влиянием влагообмена с зоной аэрации; ΔH_2 — понижение УГВ под влиянием дренирования, определяется по конкретной ситуации расчетного интервала на основе расчета движения грунтовых вод к каналам, в летний период значением ΔH_2 часто можно пренебречь.

Влагообмен с зоной аэрации определяет повышение поверхности грунтовых вод ($+\Delta H$) при инфильтрации атмосферных осадков C или понижение ($-\Delta H$), если происходит подпитывание зоны аэрации грунтовыми водами с расходом V . Тогда

$$\Delta H = C \frac{k}{10} \quad (5)$$

или

$$\Delta H = -V \frac{k}{10}, \quad (6)$$

где k — коэффициент водоподъема или величина, обратная коэффициенту водоотдачи.

В результате выпадения обильных осадков влагонакопление в зоне аэрации может превышать максимальное равновесное влагосодер-

жание W_v . В этом случае будет происходить инфильтрация избыточных (по сравнению с вододерживающей способностью зоны) объемов воды к уровню грунтовых вод. Аккумулирующая емкость зоны $W_{ак} = 0$, а вследствие этого и подпитывание от уровня грунтовых вод $V = 0$. Расчет для C выполняется по уравнению водного баланса

$$C = W_{n-1} + r_n - E + V - W_v \geq 0, \quad (7)$$

где W_{n-1} — влагозапасы в зоне аэрации на начало расчетного интервала, мм; E , r_n — суммарное испарение и поглощенные на поверхности почвы осадки,

$$r_n = r - r_{п.с.},$$

здесь r — выпавшие осадки; $r_{п.с.}$ — часть осадков, уходящих поверхностным стоком.

Для заболоченных территорий с торфяной почвой и в других случаях хорошо водопроницаемых почв принимается $r_n = r$, так как за теплый период года поверхностный сток на таких землях отсутствует.

В уравнении (7) может получиться $C < 0$ и $C > 0$. Инфильтрация принимается при $C > 0$, и тогда подпитывание $V = 0$. Случай, когда $C < 0$, указывает на отсутствие инфильтрации ($C = 0$) и на возможное подпитывание V . В общем случае значение V определяется по выражению

$$0 \leq W_v - W_{n-1} - r + E \geq V \leq V_{max}, \quad (8)$$

где V_{max} — максимально возможное подпитывание от УГВ при условии неограничения аккумулирующей емкостью зоны аэрации.

Таковыми воднобалансовыми расчетами, учитывающими влагообмен на поверхности почвы, в слоях до уровня грунтовых вод и на поверхности грунтовых вод, можно детально охарактеризовать за теплый период режим УГВ и влагозапасов во всей зоне аэрации.

Воднобалансовые расчеты для определения модулей внутреннего (дренажного) стока. Если по ходу расчетов режима уровней грунтовых вод в отдельные расчетные периоды выявляются неблагоприятные условия с недопустимо высокими уровнями грунтовых вод H_k , то возникает необходимость сброса избыточных вод для обеспечения минимально допустимой для этого периода нормы осушения H_{min} . Необходимая величина сброса h_c определится так:

$$h_c = (H_{min} - H_k) \frac{10}{k}. \quad (9)$$

Детальное описание порядка выполнения расчетов по определению модулей внутреннего (дренажного) стока дается в работе [2].

Во многих реальных условиях правомерны значительные упрощения воднобалансовых уравнений (4) — (9). Так, за теплый период года ввиду отсутствия поверхностного стока на осушенных болотах и на других заболоченных территориях с водопроницаемыми почвами и грунтами, принимается $r_n = r$. В летне-осенний период во многих случаях дренирующее влияние осушительных систем на уровень грунтовых вод незначительно и величиной ΔH_2 можно пренебречь или принять по аналогии на основании материалов наблюдений на построенных мелиоративных системах.

Расчеты по уравнениям (4) — (9) можно также выполнять без учета дренирования грунтовых вод проектируемой сетью каналов (без учета ΔH_2). Тогда необходимые сбросы h с некоторым запасом в сто-

рону завышения определяют режим модулей внутреннего стока для всей сети осушаемого массива. Суммарный сток осушительных систем в его внутрисезонном ходе, получается добавлением составляющей подземного питания или общей боковой приточности на осушаемую территорию.

В таком раздельном анализе элементов стока заложены большие возможности совершенствования методов проектирования. Модули внутреннего стока в основном определяют необходимые параметры регулирующей сети (дренажа), а суммарный сток и боковая приточность формируют расчетные расходы для сети проводящих каналов и периферийной сети.

Ранее выполненные воднобалансовые расчеты для условий болот Белорусской ССР показывают, что во многих случаях основное внимание в методах осушения должно уделяться перехвату и отводу избыточных вод боковой приточности. На внутреннюю регулирующую сеть приходится незначительные объемы стока и во многих случаях эту сеть можно строить более разреженной. Анализ режима приходных и расходных элементов водного баланса болот во влажные годы разной обеспеченности показывает, что избыточное увлажнение территории в большой степени создается за счет боковой приточности на болота. В таком случае в методах осушения должна предусматриваться более развитая периферийная сеть и значительно разреженная в центральной части осушаемых массивов.

Расчеты влагозапасов в корнеобитаемом слое и дефицита почвенной влаги. В результате предыдущих расчетов определяется режим влагозапасов в этой зоне, динамика грунтовых вод и необходимые модули внутреннего (дренажного) стока с осушаемой территории по условию непревышения максимально допустимого уровня грунтовых вод. Такие характеристики необходимы при проектировании регулирования водного режима с целью предупреждения избыточного увлажнения во влажные годы или корректирования уровней грунтовых вод при проектировании дополнительного увлажнения шлюзованием в засушливые годы. Но режимом влажности почвы по всей глубине зоны аэрации не в полной мере оцениваются условия влагообеспеченности растений. Для такой оценки необходим анализ влагозапасов в корнеобитаемом слое.

Запасы влаги B в корнеобитаемом слое почвы на любую дату вегетационного периода можно определить по уравнению водного баланса для этого слоя, т. е.

$$B = W_{\text{вес}} + \Sigma \Delta W + \Sigma (r_p + P_p) - \Sigma E, \quad (10)$$

где $W_{\text{вес}}$ — расчетные весенние влагозапасы в корнеобитаемом слое начальной глубины и на начало вегетационного сезона; ΔW — изменение влагозапасов в корнеобитаемом слое в связи с изменением его глубины от предыдущего к последующему расчетному интервалу времени; E — суммарное испарение сельскохозяйственными культурами; Σ — сумма за время от начала расчетного периода до рассматриваемого интервала; r_p , P_p — расчетные осадки и расчетное подпитывание влаги из нижележащих слоев.

Расчетные осадки r_p — определяются по поглощенным осадкам r_n за вычетом инфильтрации в слой, расположенные глубже расчетного:

$$r_p = E + W_{\text{ак}}, \text{ если } r_n > E + W_{\text{ак}},$$

$$r_p = r_n, \text{ если } r_n < E + W_{\text{ак}}.$$

Здесь $W_{\text{ак}} = W_v - W_{\phi}$ — аккумулярующая способность расчетного слоя; W_{ϕ} — фактические влагозапасы в расчетном слое.

Расчетное подпитывание устанавливается из условия

$$W_{\text{ак}} \geq P_p \leq P_{\text{max}},$$

где P_{max} — максимально возможное по водно-физическим свойствам почвогрунтов и положению УГВ подпитывание из нижележащих слоев.

Дефицит (d) или избыток ($-d$) почвенной влаги в корнеобитаемом слое данной сельскохозяйственной культуры на любую дату теплого периода определится по отношению к оптимальным влагозапасам $W_{\text{опт}}$:

$$d = W_{\text{опт}} - B. \quad (11)$$

Для болот и заболоченных осушаемых территорий правомерны значительные упрощения в расчетах. Так, ввиду отсутствия поверхностного стока в теплый период года принимается $r_n = r$. Затем водно-балансовый расчет для корнеобитаемой зоны почв выполняется с учетом типового внутрисезонного хода уровней грунтовых вод в засушливые годы по данным наблюдений на эксплуатируемых мелиоративных системах и составляющей P_p часто можно пренебречь для летне-осеннего периода.

При выполнении воднобалансовых расчетов в проектировании режима увлажнения на заболоченных землях упрощения в приходных и расходных составляющих уравнений возможны не только за счет отсутствия поверхностного стока, неучета исчезающе малых величин (P_p , ΔH_2 и др.); но и за счет использования типизированных режимов, квазистационарных процессов, постоянных для отдельных периодов времени величин (например, подземное питание) и т. д.

Воднобалансовые расчеты легко программируются для выполнения их на ЭВМ. В БелНИИМиВХ разработаны три варианта воднобалансовых расчетов на ЭВМ:

1) на естественные условия формирования водного режима с выдачей информации по ходу уровней грунтовых вод в течение необходимого времени, влагозапасам в корнеобитаемом слое и дефициту или избытку почвенной влаги для сельскохозяйственных культур в любой принятый в проектировании расчетный год. Этим оценивается оптимальность условий и необходимая мера дополнительных воздействий;

2) на формирование водного режима при дополнительной подаче воды в корнеобитаемый слой снизу (шлюзование) с выдачей информации о необходимых подпорных уровнях грунтовых вод, которые обеспечивают нужное подпитывание снизу и по которым определяется режим шлюзования и водоисточники, с выдачей информации по суммарному подтоку грунтовых вод в зону аэрации, по режиму влагозапасов в корнеобитаемом слое и по величине восполняемого дефицита почвенной влаги на любую дату календаря. Таким образом оценивается водный режим при данном проектируемом мероприятии и ищутся необходимые водоисточники;

3) на формирование водного режима при дополнительном увлажнении дождеванием с выдачей информации по режиму уровней грунтовых вод, влагозапасам в корнеобитаемом слое и восполняемым дефицитам влаги на любую дату вегетационного периода. Устанавливается водный режим, режим подачи воды для дождевания и оцениваются водоисточники.

Литература

1. Технические условия и нормы проектирования осушительных систем в Белорусской ССР. Минск, 1970.
2. Методические указания по гидрологическим расчетам при проектировании осушительно-увлажнительных систем Полесья. Ч. 1. Расчеты по режиму почвенной влаги при осушении болот. Минск, 1972.
3. Указания и программа воднобалансовых расчетов на машине «Минск-22» при проектировании режима увлажнения на осушаемой заболоченной территории. Минск, 1973.
4. Брагилевская Э. А. Построение декадных гидрографов рек Полесья для мелиоративного периода. — В сб.: Проблемы мелиорации Полесья. Ч. 2. Минск, 1970.
5. Афанасик Г. И., Финский А. И. Методика определения подпитывания корнеобитаемого слоя почвы от уровня грунтовых вод. — В сб.: Проблемы мелиорации Полесья. Ч. 2. Минск, 1970.
6. Афанасик Г. И. Модель влагообмена в корнеобитаемом слое почвы. — «Труды по агрономической физике», 1971, вып. 32.
7. Шебеко В. Ф. Испарение и транспирация с поверхности торфяных почв. — «Труды БелНИИ мелиорации и водного хозяйства», 1956, т. 7.
8. Шебеко В. Ф. Испарение с болот и баланс почвенной влаги. Минск, 1965.
9. Шебеко В. Ф. Гидрологический режим осушаемых территорий. Минск, 1970.

ИССЛЕДОВАНИЕ САМОВЫРАВНИВАНИЯ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОГО ОБЪЕКТА РЕГУЛИРОВАНИЯ

В последнее время в БССР все больше внимания уделяется автоматизации мелиоративных объектов. Проектируется и строится ряд систем, в которых в той или иной степени предусматривается автоматизация управления водным режимом. Как правило, создаются они в основном с использованием опыта, приобретенного в других республиках нашей страны, и, естественно, не могут полностью отвечать местным требованиям и условиям. Поэтому изучение типичных объектов с привлечением аппарата теории автоматического регулирования является актуальной задачей и позволит более грамотно решать задачи, связанные с автоматизацией мелиоративных объектов республики.

Одним из важных параметров, обуславливающих выбор авторегулятора и устойчивость режима уровней грунтовых вод, является самовыравнивание объекта регулирования. Под самовыравниванием подразумевается свойство объекта регулирования самостоятельно (без регулятора) выравнять нарушенный баланс между притоком и расходом рабочей среды [1].

Исследуем этот параметр на примере конкретного объекта, расположенного в бассейне р. Орессы. Глубина торфа на опытном участке 0,4 м. Торф подстилается мощным слоем песка толщиной 30 м со средним коэффициентом фильтрации 14,8 м/сут. Неровность поверхности участка характеризуется перепадами 0,2 м. Осушение проводилось сетью открытых каналов, расстояние между которыми равно 300 м.

Целью регулирования является поддержание уровня грунтовых вод на глубине, не ограничивающей транспирацию растений. Для упрощения расчетов примем эту глубину постоянной, но обеспечивающей достаточное подпитывание при любом возможном испарении. В соответствии с исследованиями [2] она может быть принята равной $h_0 = 0,7$ м. Изменения уровня грунтовых вод в небольших допустимых пределах не влияют на величину транспирации растений ввиду осуществления цели регулирования — не ограничивать подпитывание. Это позволяет утверждать, что в рассматриваемом случае отсутствует связь между уровнем грунтовых вод и оттоком на испарение. Ввиду отсутствия этой связи самовыравнивание на оттоке не наблюдается. При изменении оттока на испарение происходит изменение уровня грунтовых вод, что влечет за собой изменение притока в грунтовые воды из регулирующей сети. Следовательно, самовыравнивание на притоке имеет место.

Определим допустимый диапазон колебаний уровня грунтовых вод. Зависит он прежде всего от допустимого диапазона колебаний влажности почвы, который можно принять равным [3, 4] $\Delta w^{\text{доп}} = 10\%$ при влажности, выраженной в процентах полной влагоемкости, а это соответствует колебаниям уровня $\Delta h_{г.в}^{\text{доп}} = 0,2$ м [5]. На выбор допусти-

мого диапазона колебаний уровня грунтовых вод влияет также рельеф поверхности участка. Чем больше перепад отметок поверхности, тем меньше допустимый диапазон $\Delta h_{г.в}^{доп}$. В рассматриваемом случае перепад отметок поверхности участка с учетом планировки равен 0,2 м. Тогда колебание этих отметок относительно среднего их значения будет 0,1 м. Отсюда допустимый диапазон колебаний, определенный на основании приведенного расчета, необходимо уменьшить на 0,1 м. Следует иметь в виду, что некоторая компенсация неровности поверхности и криволинейности кривой депрессии при подаче воды из канала достигается за счет роста корневой системы вглубь.

Определим действительный диапазон колебаний $h_{г.в}$ для исследуемого объекта регулирования и соответствующую ему степень самовыравнивания. Действительный диапазон будет равен конечному отклонению уровня грунтовых вод от номинального значения при действии максимально возможного оттока из зоны грунтовых вод и наличии притока из регулирующей сети. Максимальный отток воды на испарение с одного квадратного метра площади для многолетних трав при уровнях грунтовых вод, не ограничивающих испарение, равен $q_E = 4,5$ мм/сут [2]. Конечное отклонение $h_{г.в}$ можно определить из условия равенства оттока на испарение из почвы Q_E притоку из регулирующей сети в грунтовые воды.

Для расчета выделим полосу шириной 1 м перпендикулярно линии канала. Расчетное сечение находится посередине межканального пространства, т. е. $L = 150$ м. Отток на испарение из почвы $Q_E = q_E L = 0,675$ м³/сут. Исследуемый объект относится к группе многоемкостных, поэтому достаточно точно его можно аппроксимировать одноемкостным с транспортным запаздыванием [6]. Поэтому нагрузку исследуемого объекта регулирования сосредоточим в расчетном сечении. Тогда

$$Q_E = \frac{kT}{L} (H-h) \alpha,$$

где k — коэффициент фильтрации пласта, $k = 14,8$ м/сут; T — мощность водоносного пласта, $T = 29,3$ м; $L = 150$ м; α — коэффициент всасывания канала, $\alpha = 0,763$; H — напор в канале; h — напор в расчетном сечении; $Q_E = 0,675$ м³/сут; $H-h = \Delta h_{г.в}^{дейст}$. Отсюда

$$\Delta h_{г.в}^{дейст} = \frac{Q_E L}{kT \alpha} = 0,30 \text{ м.}$$

Определим степень самовыравнивания ρ объекта регулирования, соответствующую найденному отклонению (ρ показывает, на сколько должно измениться испарение по отношению к изменению уровня грунтовых вод, происшедшему под воздействием этого испарения.) Для этого выразим отклонение в безразмерных единицах

$$\sigma_{дейст} = \frac{\Delta h_{г.в}^{дейст}}{h_0} = 0,43.$$

Тогда степень самовыравнивания объекта [6]

$$\rho_{дейст} = \frac{1}{\sigma_{дейст}} = 2,32.$$

Для допустимого $\Delta h_{г.}$ в соответственно получим

$$\sigma^{\text{доп}} = 0,14; \rho^{\text{доп}} = 7,1.$$

Так как $\rho^{\text{дейст}} < \rho^{\text{доп}}$, то рассматриваемый объект обладает недостаточным самовыравниванием, а значит, нуждается в регулировании уровня грунтовых вод. Отсюда следует также, что применение вододействующего регулятора на исследуемом объекте не обеспечит необходимой точности регулирования. Более приемлемый результат можно получить, применяя регулятор с электроприводом, приводимым в действие на основе информации об уровне грунтовых вод в межканальном пространстве.

Литература

1. Бочкарев Я. В., Ганкин М. З., Овчаров Е. Е. Основы автоматки и автоматизации производственных процессов в гидромелиорации. М., 1969. 2. Шебеко В. Ф. Испарение с болот и баланс почвенной влаги. Минск, 1965. 3. Козловский Т. Водный обмен растений. Пер. с англ. М., 1969. 4. Richards L. A., Wadleigh C. H. In: Soil Physical Conditions and Plant Growth. п. J, 1952. 5. Янголь А. М. Двустороннее регулирование влажности при осушении. М., 1970. 6. Герасимов С. Г. Теоретические основы автоматического регулирования тепловых процессов. Ч. 1. М., 1967.

К ВЫБОРУ РАЦИОНАЛЬНЫХ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ СХЕМ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ ПРИ НАМЫВЕ

Одним из наиболее эффективных способов производства земляных работ больших объемов является гидромеханизация, получившая широкое распространение в гидротехническом строительстве. В связи с разворачивающимся строительством на пойменных затопляемых территориях возникает необходимость использования намывных толщ в качестве естественных оснований сооружений. Однако специфика промышленного и гражданского строительства предъявляет к намывным грунтам как основаниям сооружений жесткие требования, главным из которых является максимально возможная плотность, исключающая большие и неравномерные осадки. Плотность грунтов, образующаяся естественным образом в процессе намыва, колеблется в большинстве случаев от средней до состояния рыхлого сложения и неоднородна по глубине и простиранию. Отсутствие должной уверенности в качественной характеристике намывных грунтов с точки зрения их плотности приводит к тому, что в подобных условиях зачастую прибегают к устройству свайных фундаментов. Забивку свай выполняют на глубину, превышающую мощность намывной толщи, при опирании их концов на плотные материковые грунты.

Основными показателями, характеризующими плотность несвязных песчаных грунтов, которыми пользуются в производственной практике, являются объемный вес скелета и пористость. При использовании намывных песчаных грунтов в качестве естественного основания плотность их должна быть не ниже средней, а объемный вес скелета большим или равным $1,6-1,65 \text{ г/см}^3$. Выполнение этого требования возможно при использовании специальных технологических схем производства работ.

На величину плотности укладки при намыве оказывают влияние ряд факторов, в первую очередь крупность и неоднородность частиц скелета грунта, а также форма и компактность укладки зерен. В меньшей степени сказывается влияние способа намыва, удельного расхода и консистенции пульпы.

Если гранулометрический состав, крупность и форма зерен намываемого грунта целиком обусловлены исходным карьерным материалом, то компактность упаковки частиц определяется также и технологическими особенностями производства работ. В связи с этим в настоящей статье рассматриваются схемы производства работ, обеспечивающие возможность более компактной укладки частиц скелета намываемого грунта.

В ряде случаев исходным карьерным материалом при работах по намыву территорий служат пески различного гранулометрического состава — от мелких до гравелистых. В этих условиях целесообразно нижний слой толщи намыв из наиболее крупных фракций (рис. 1).

Наличие в основании крупнозернистого сильноводопроницаемого слоя обеспечит в водонасыщенном массиве нисходящий фильтрационный поток, который своим дренирующим влиянием обусловит дополнительное обжатие скелета и, как следствие, более компактную и плотную его укладку. С другой стороны, действие этого потока вызовет частичное перемещение мелкозернистой части в поры, образуемые более крупными частицами. Последнее обстоятельство в определенной мере предотвратит процесс образования в намывной толще зон, сложенных преимущественно из одинаковых по величине частиц и характеризующихся поэтому более высокой пористостью.

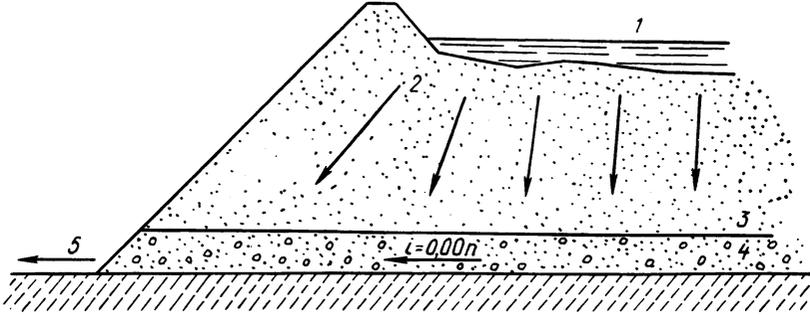


Рис. 1. Схема производства намыва с устройством дренажного слоя из крупнозернистого материала:

1 — прудок; 2 — линия тока воды; 3 — намываемый массив; 4 — дренажный слой; 5 — сток.

Нижний дренажный слой (рис. 1) можно выполнить и путем предварительной отсыпки крупнозернистого грунта с доставкой из карьера автомобильным транспортом. Для обеспечения свободного вытекания

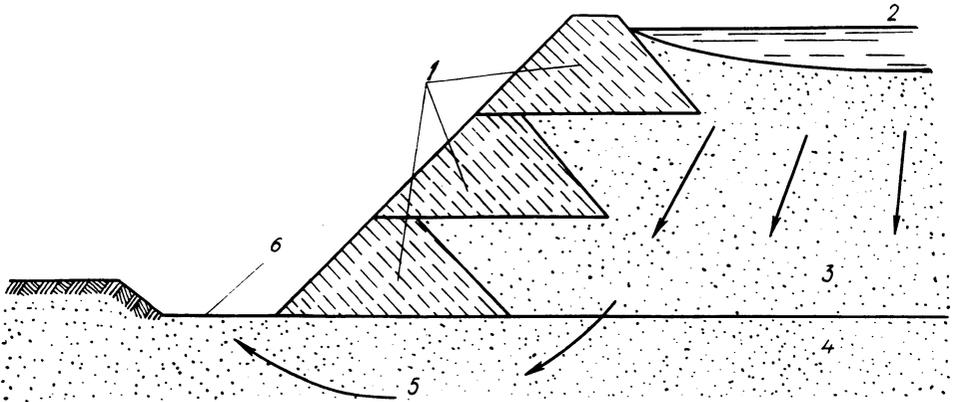


Рис. 2. Схема производства намыва с устройством обвалования из слабоводопроницаемого грунта:

1 — обвалование из слабоводопроницаемого грунта; 2 — прудок; 3 — намываемый массив; 4 — фильтрующее основание; 5 — линия тока воды; 6 — растительный слой, удаляемый по всей карте намыва.

инфильтруемой из намывного массива воды слою следует придать хотя бы минимальный уклон.

При наличии хорошо фильтрующего основания более плотная укладка может быть достигнута при выполнении работ по схеме, представленной на рис. 2. Обвалование карт намыва тогда может быть выполнено из водонепроницаемого или слабофильтрующего грунта. Если верхний растительный слой основания обладает низкой фильтра-

ционной способностью, то его следует удалить и использовать для целей обвалования. Последнее препятствует выклиниванию воды через откосы и движение грунтового потока тогда происходит в направлении к фильтрующему основанию. Действие нисходящего потока может быть продлено созданием и поддержанием по верху площади намыва прудка, вода из которого будет инфильтровать в намытый массив.

Обжатие скелета мелкозернистого грунта имеет место также при действии капиллярных сил, когда уровень грунтовых вод опускается ниже дневной поверхности. Выше уровня скелет будет обжат подвешенной водой, находящейся в состоянии растяжения.

Предложенные технологические схемы с предварительным выполнением (отсыпкой насухо или намывным способом) слоя крупнозернистого хорошо водопроницаемого песка или созданием обвалования из слабофильтрующего грунта на проницаемом основании рекомендуются для производственной проверки при намыве территорий под застройку.

О СВЯЗИ КОЭФФИЦИЕНТОВ РАСХОДА БЕЗВАКУУМНОГО И ВАКУУМНОГО ВОДОСЛИВОВ ПРИ ОДИНАКОВЫХ НАПОРАХ

Водосливы практического профиля с вакуумными оголовками характеризуются большей пропускной способностью по сравнению с безвакуумными, но имеют ряд недостатков. При применении комбинированных водосливов [1] некоторые недостатки водосливов с вакуумными оголовками устраняются. В комбинированном водосливе секции, примыкающие к быкам, приняты безвакуумными и строятся по координатам Кригера—Офицерова, а средняя секция (с вакуумным оголовком) очерчивается по координатам Н. П. Розанова [2]. Поскольку в комбинированном водосливе сочетаются оба названных типа водосливов, пропускающих расход при одинаковом напоре, возникла необходимость в сопоставлении значений коэффициентов расхода безвакуумного ($m_{6в}$) и вакуумного (m_v) водосливов и установлении аналитической связи между ними.

По данным ряда авторов, значения коэффициента расхода безвакуумного водослива практического профиля с оголовком типа А [2], построенного по координатам Кригера—Офицерова, несколько отличаются. При профилирующем напоре $H_{\text{проф}}$ и плоской задаче, по данным Н. Н. Павловского [3], $m_{\text{проф}} = 0,49$. По данным А. С. Офицерова [4, 5], $m_{\text{проф}} = 0,504$. Такое же значение коэффициента расхода рекомендуется и ТУиН [6]. По данным А. Р. Березинского [7], $m_{\text{проф}} = 0,497—0,501$. Для анализа и намеченных сопоставлений коэффициент расхода безвакуумного водослива при профилирующем напоре примем $m_{\text{проф}} = 0,500$.

Изменение напора по отношению к профилирующему приводит к изменению коэффициента расхода, который в таких случаях определяется по формулам А. С. Офицерова или Н. П. Розанова [2] и получается практически одинаковым. Для намеченных исследований принята формула Н. П. Розанова, которая для случая с вертикальной напорной гранью водослива имеет вид

$$m = m_{\text{проф}} \left(0,62 + 0,38 \sqrt[3]{\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}} \right) \quad (1)$$

и применима в пределах $0,2 < \frac{H_0}{H_{\text{проф}}} < 1,5$. Напор H_0 определяется

с учетом скорости подхода. Зависимость $m_{6в} = f\left(\frac{H_0}{H_{\text{п. оф}}}\right)$ для безвакуумного водослива с оголовком типа А (при $m_{\text{проф}} = 0,500$) представлена на рис. 1 кривой 4.

Коэффициент расхода вакуумного водослива, построенного по координатам Н. П. Розанова, зависит от величины действующего напора

ра H_0 и формы оголовка, характеризующегося фиктивным радиусом r_Φ и отношением полуосей эллипса α , т. е. $m_v = f\left(\frac{H_0}{r_\Phi}, \alpha\right)$. Согласно исследованиям [8], из криволинейных вакуумных профилей эллиптические профили с $\alpha=2$ и $\alpha=3$ являются наилучшими. Поскольку вакуумный профиль с $\alpha=3$ имеет больший коэффициент расхода, для сравнения с безвакуумным нами принят именно этот профиль. По рекомендациям А. Н. Ахутина и Н. П. Розанова [2, 8], отношение $\frac{H_0}{r_\Phi}$ во избежание срыва вакуума и возникновения пульсации, не должно

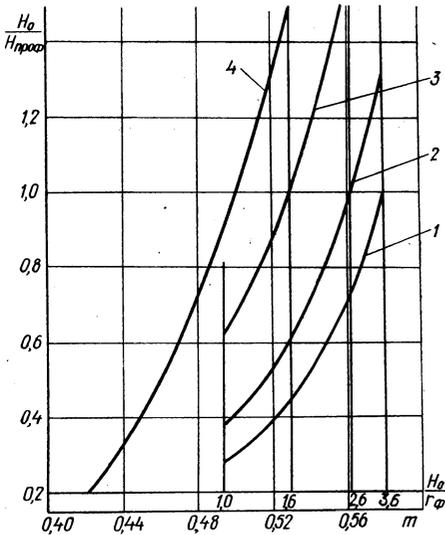


Рис. 1. Кривые зависимостей $m_{bv} = f\left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_\Phi}\right)$ и $m_v = f\left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_\Phi}, \frac{H_0}{r_\Phi} \text{ или } \frac{H_0}{H_{\text{проф}}}\right)$ (для $\alpha=3$) при одинаковых напорах на водосливах:
1, 2, 3 — вакуумный водослив соответственно при $\frac{H_{\text{проф}}}{r_\Phi} = 3,6; 2,6; 1,6$; 4 — безвакуумный водослив.

превышать 3,4—3,6. На рис. 2 изображен график зависимости $m_v = f\left(\frac{H_0}{r_\Phi}\right)$, построенный по данным Н. П. Розанова [8] для $\alpha=3$.

Поскольку справочные данные о коэффициенте расхода вакуумных водосливов имеются лишь для отношений, не превышающих 3, 4, то кривая на рис. 2 до отношения $\frac{H_0}{r_\Phi} = 3,6$ графически проэкстраполирована.

Для сопоставления коэффициентов расхода m_v с m_{bv} при одинаковых напорах отношений $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$ и $\frac{H_0}{r_\Phi}$ недостаточно. При профилирующем напоре для безвакуумного водослива $m_{bv} = m_{\text{проф}} = \text{const}$, а для вакуумного водослива, при том же напоре, коэффициент расхода (при $\alpha = \text{const}$) зависит еще и от величины r_Φ . В случае изменения напора коэффициенты расхода обоих водосливов изменятся и будут

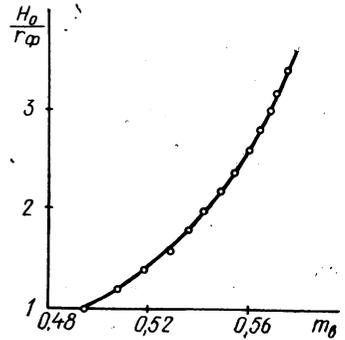


Рис. 2. График зависимости $m_v = f\left(\frac{H_0}{r_\Phi}\right)$ для вакуумного водослива по данным Н. П. Розанова (для $\alpha=3$).

зависеть от отношений: $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$ — для безвакуумного и $\frac{H_0}{r_{\text{ф}}}$ (при $r_{\text{ф}} = \text{const}$) — для вакуумного водосливов.

Для связи коэффициентов расхода обоих типов водосливов нами вводится новое отношение — $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$, полученное следующим образом:

$$\frac{H_0}{r_{\text{ф}}} : \frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = \frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}. \quad (2)$$

Задавшись значением $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$ и изменяя отношение $\frac{H_0}{r_{\text{ф}}}$, находим соответствующие значения $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$ из зависимости (2). Затем для отношения $\frac{H_0}{r_{\text{ф}}}$, по данным Н. П. Розанова [8], и для отношения $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$ по формуле (1) определяем коэффициенты расхода. Поясним это на примере. Пусть $H_{\text{проф}} = 10,8 \text{ м}$, $r_{\text{ф}} = 3 \text{ м}$, $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}} = 3,6$. При напоре $H_0 = 7,8 \text{ м}$ для вакуумного водослива отношение $\frac{H_0}{r_{\text{ф}}} = 2,6$ и коэффициент расхода $m_{\text{в}} = 0,562$, для безвакуумного водослива отношение $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 0,722$ и $m_{\text{бв}} = 0,481$.

На рис. 1 показаны кривые зависимости $m_{\text{бв}} = f\left(\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}\right)$ для безвакуумного (кривая 4) и $m_{\text{в}} = f\left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}, \frac{H_0}{r_{\text{ф}}}\right)$ или $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$ для вакуумного (кривые 1, 2, 3) водосливов при одинаковых на них напорах.

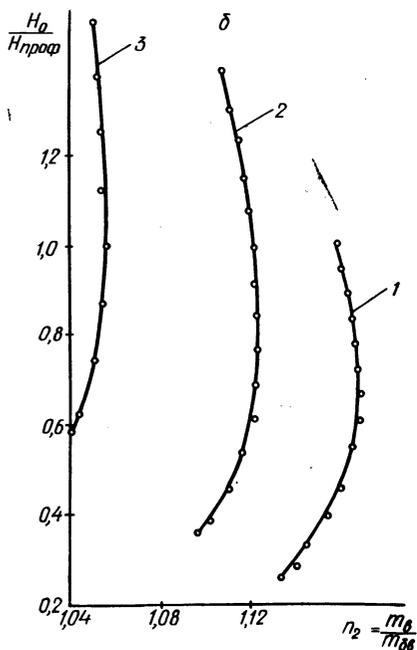
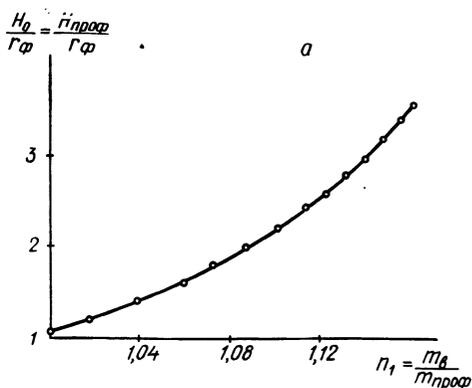
Следует отметить, что при профилирующем напоре для водослива вакуумного профиля $\frac{H_0}{r_{\text{ф}}} = \frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$.

Известно, что вакуумный водослив по пропускной способности эффективнее безвакуумного. Эта эффективность при профилирующем напоре оценивается нами коэффициентом $n_1 = \frac{m_{\text{в}}}{m_{\text{проф}}}$ (рис. 3, а). В случае максимально допустимого значения $\frac{H_0}{r_{\text{ф}}} = 3,6$ (при $m_{\text{проф}} = 0,500$) вакуумный водослив по пропускной способности на 16% эффективнее безвакуумного.

При напорах, отличных от профилирующего, коэффициент эффективности $n_2 = \frac{m_{\text{в}}}{m_{\text{бв}}}$. Кривые 1, 2, 3, определяющие значения этого коэффициента в зависимости от $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$, приведены на рис. 3, б. Анализ значений коэффициента n_2 показывает, что для каждого постоянного отношения $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$ коэффициент n_2 изменяется в пределах 1—2%, по сравнению с коэффициентом n_1 , т. е. вакуумный водослив в случае $H_0 \cong H_{\text{проф}}$ по пропускной способности эффективнее безвакуумного.

Комбинированный водослив, состоящий из безвакуумных и вакуумных секций, в зависимости от отношения ширины этих секций к ширине водосливного пролета, может стать полностью водосливом либо безвакуумным, либо вакуумным. В этой связи важно установить зависимость между коэффициентами расхода $m_{бв}$ и $m_{в}$, к которой желательно привести коэффициенты расхода комбинированного водослива.

Рис. 3. Кривые зависимости $n_1 = f\left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\Phi}}\right)$ при $H_0 = H_{\text{проф}}$ (а) и $n_2 = f\left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\Phi}}\right)$ при $H_0 \leq H_{\text{проф}}$ (для $\alpha = 3$) (б).



Если $H_0 = H_{\text{проф}}$, то для безвакуумного водослива $m_{\text{проф}} = \text{const}$, а для вакуумного значения $m_{в}$ берутся с кривой, изображенной на рис. 2, при этом имеется в виду, что $\frac{H_0}{r_{\Phi}} = \frac{H_{\text{проф}}}{r_{\Phi}}$.

Кривая (рис. 2) в полулогарифмической системе координат ($m_{в}$, $\lg \frac{H_{\text{проф}}}{r_{\Phi}}$) при смещении ее по оси напоров на 0,38 достаточно хорошо аппроксимируется прямой, что позволяет выразить ее следующей аналитической зависимостью:

$$m_{в} = 0,52 + 0,119 \lg \left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\Phi}} - 0,38 \right), \quad (3)$$

которая пригодна для эллиптического оголовка с $\alpha = 3$ в пределах $1,0 \leq \frac{H_{\text{проф}}}{r_{\Phi}} \leq 3,6$.

Коэффициент расхода вакуумного водослива при профилирующем напоре превышает на величину Δm_1 коэффициент расхода безвакуумного, т. е.

$$m_{в} = m_{\text{проф}} + \Delta m_1, \quad (4)$$

где Δm_1 — поправка на вакуумность водослива.

В случае $m_{\text{проф}} = 0,500$ (из зависимостей (3) и (4))

$$\Delta m_1 = 0,02 + 0,119 \lg \left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} + 0,38 \right). \quad (5)$$

Если $H_0 \neq H_{\text{проф}}$, то коэффициенты расхода зависят от отношений $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$ в случае безвакуумного и $\frac{H_0}{r_{\phi}}$ в случае вакуумного водослива. Для сопоставления коэффициентов расхода достаточно одного отношения, например $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$, учитывающего полноту напора. Учет полноты напора вакуумного водослива, как это видно из рис. 1, должен производиться при постоянном отношении $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}}$.

Кривые 1, 2, 3 для вакуумного водослива (рис. 1) выпрямляются в полулогарифмической системе координат $\left(m_{\text{в}}, \lg \frac{H_0}{H_{\text{проф}}} \right)$ при смещении их по оси напоров на 0,1 (рис. 4, а). На рис. 4, а помещена кривая 4 для случая $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} = 1,0$.

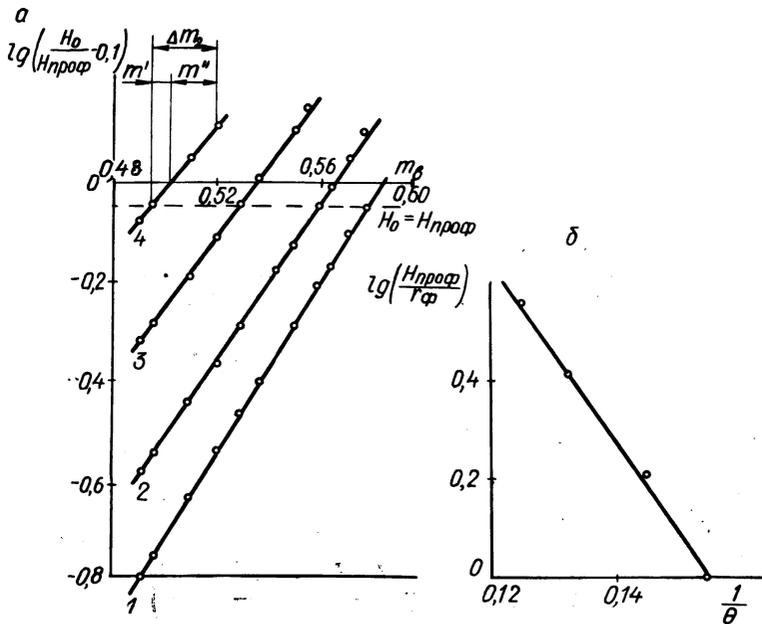


Рис. 4. График зависимости $m_{\text{в}} = f \left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}}, \frac{H_0}{H_{\text{проф}}} \right)$ в полулогарифмической системе координат (для $\alpha = 3$):

4 — вакуумный водослив при $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} = 1,0$. Остальные обозначения такие же, как на рис. 1.

Поскольку значения $m_{\text{в}}$ при $H_0 = H_{\text{проф}}$ уже связаны с $m_{\text{проф}}$ (формулы (4), (5)), учет полноты напора целесообразно производить через поправку Δm_2 , отсчитываемую от значения $m_{\text{в}}$ при $H_0 = H_{\text{проф}}$. Аналитически это записывается так:

$$\Delta m_2 = m' + m'' = m' + \frac{\lg \left(\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} - 0,1 \right)}{\theta}, \quad (6)$$

где θ — угловой коэффициент (рис. 4, а).

Значения m' и $\frac{1}{\theta}$, зависящие от отношения $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$, приведены в табл. 1.

Таблица 1

$\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$	1,0	1,6	2,6	3,6
m'	0,007	0,006	0,006	0,006
$\frac{1}{\theta}$	0,158	0,146	0,130	0,121

Как видно из табл. 1, значение m' для всех $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$ практически одинаково, поэтому в дальнейшем оно принимается равным 0,006.

График зависимости $\frac{1}{\theta} = f \left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}} \right)$, который в полулогарифмической системе координат показан на рис. 4, б, имеет следующее аналитическое выражение:

$$\frac{1}{\theta} = 0,159 - 0,068 \lg \left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}} \right). \quad (7)$$

Согласно (7), поправка, учитывающая полноту напора вакуумного водослива, равна

$$\Delta m_2^{\text{в}} = 0,006 + \left[0,159 - 0,068 \lg \left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}} \right) \right] \lg \left(\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} - 0,1 \right). \quad (8)$$

Поправку на полноту напора для безвакуумного водослива на основании формулы (1) при $m_{\text{проф}} = 0,500$ можно вычислить по зависимости

$$\Delta m_2^{\text{бв}} = 0,19 \sqrt[3]{\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} - 0,19}. \quad (9)$$

Таким образом, формула, связывающая коэффициенты расхода вакуумного и безвакуумного водослива, имеет следующий общий вид:

$$m_{\text{в}} = m_{\text{проф}} + \Delta m_1 + \Delta m_2, \quad (10)$$

где $m_{\text{проф}}$ — коэффициент расхода безвакуумного водослива при профилирующем напоре; Δm_1 — поправка на вакуумность (5); Δm_2 — поправка на полноту напора (8, 9).

Кроме приведенных формул, для определения поправок могут быть использованы полученные нами и другие, более простые, дающие удовлетворительные результаты при $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}} \geq 1,2$:

$$\Delta m_1 = 0,146 \lg \frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}}, \quad (11)$$

$$\Delta m_2 = 0,154 \lg \frac{H_0}{H_{\text{проф}}} C. \quad (12)$$

Коэффициент C зависит от состояния водослива в отношении вакуума. Для безвакуумного состояния $C=0,805$, для вакуумного $C=1,0$.

Полученная зависимость между коэффициентами расхода вакуумного и безвакуумного водосливов будет использована при определении пропускной способности комбинированного водослива.

Литература

1. Филиппович И. Г. Гравитационная водосливная плотина комбинированного профиля. — «Гидротехническое строительство», 1965, № 4.
2. Киселев П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам. М., 1957.
3. Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. М.—Л., 1937.
4. Офицеров А. С. Профиль водосливных плотин. М.—Л., 1935.
5. Офицеров А. С. Гидравлика водослива. М., 1938.
6. Гидравлические расчеты водосливов. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. М., 1952.
7. Березинский А. Р. Пропускная способность водосливов. — «Гидротехническое строительство», 1951, № 3.
8. Розанов Н. П. Вакуумные водосливные плотины с боковым сжатием. М., 1958.

ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ КОМБИНИРОВАННОГО ВОДОСЛИВА

Водослив вакуумного профиля по сравнению с безвакуумным имеет больший коэффициент расхода и меньшую площадь поперечного сечения, что уменьшает объем тела плотины. Однако на водосливах вакуумного профиля недопустимо использование плоских затворов, поскольку рабочие пазы для них способствуют преждевременному срыву вакуума, в результате чего коэффициент расхода резко уменьшается.

Водослив комбинированного профиля [1] устраняет эти недостатки водослива вакуумного профиля, сохраняя его положительные качества (рис. 1).

Водослив комбинированного профиля образуется из водослива исходного профиля. Средняя часть (секция) водослива имеет менее полное очертание по сравнению с двумя крайними секциями.

Исходный профиль (крайняя секция) описывается по координатам Кригера — Офицера и может быть безвакуумным или с небольшим вакуумом. Средняя секция является вакуумной и описывается по координатам Н. П. Рознова [2]. Доля ее в ширине водосливного отверстия может быть различной.

Удельная пропускная способность средней вакуумной секции больше, чем у исходного профиля, поэтому коэффициент расхода комбинированного водослива по сравнению с исходным увеличивается.

Меньшая полнота средней секции и больший коэффициент расхода приводят к уменьшению объема тела плотины. Крайние секции, как более распланные, увеличивают площадь основания водослива (по сравнению с вакуумным). Благодаря уменьшению вакуума на крайних секциях обеспечивается более надежная эксплуатация водослива при наличии пазов для плоских затворов.

Таким образом, комбинированный водослив имеет больший коэффициент расхода и меньший объем тела плотины по сравнению с без-

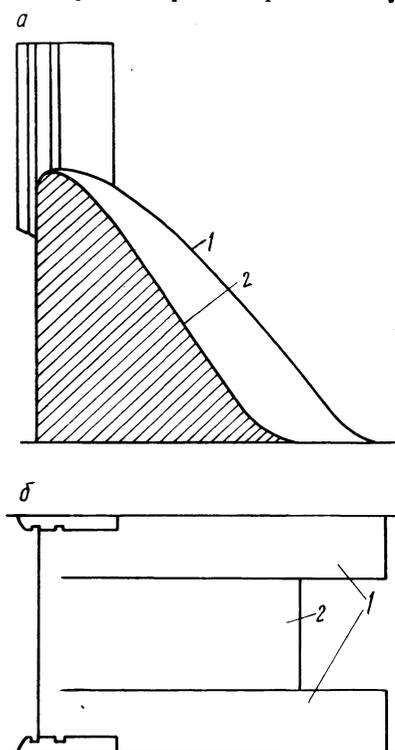


Рис. 1. Поперечный разрез по средней секции (а) и план (б) комбинированного водослива:

1 — крайняя секция; 2 — средняя.

вакуумным, обеспечивает большую площадь основания по отношению к вакуумному и возможность применения плоских затворов. Кроме того, увеличение пропускной способности водослива способствует уменьшению в паводок площади затопления прилегающих к водохранилищу территорий.

Среднюю секцию комбинированного водослива целесообразно выполнять как эллиптический вакуумный профиль с $\alpha=2$ и $\alpha=3$, которые, согласно исследованиям Н. П. Розанова [2], являются наилучшими. Вакуумный профиль с $\alpha=1$ (круговой оголовок) имеет меньшее поперечное сечение, несколько меньший коэффициент расхода и большую вакуумность по сравнению с профилем с $\alpha=2$ и $\alpha=3$ и поэтому для комбинированного водослива недостаточно рационален.

Доля средней вакуумной секции учитывается коэффициентом $k = \frac{B_{\text{ср}}}{B}$, где $B_{\text{ср}}$ — ширина средней вакуумной секции; B — ширина водосливного отверстия. Коэффициент k изменяется в пределах от 0 до 1 ($0 \leq k \leq 1$). Для комбинированного водослива $0 < k < 1$ (при $k=0$ — водослив исходного профиля, при $k=1$ — вакуумного профиля).

Комбинированный водослив может быть построен в нескольких вариантах в зависимости от принятой конструкции водослива исходного профиля.

Поскольку исходный профиль может несколько отличаться от безвакуумного Кригера — Офицерова (в связи с чем коэффициенты расхода также отличаются от $m_{\text{проф}}$), коэффициент расхода для исходного профиля целесообразно обозначить $m_{\text{исх}}$. Если исходный профиль является профилем Кригера — Офицерова, то $m_{\text{исх}} = m_{\text{проф}}$. В случае отклонения от профиля Кригера — Офицерова коэффициент расхода $m_{\text{исх}}$ определяется опытным путем.

В настоящей работе рассматривается вариант, в котором сливная грань исходного профиля построена по координатам Кригера — Офицерова, а напорная — по координатам Н. П. Розанова при $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} = 3,6$ [3], принятом для средней секции (рис. 1). Напорные грани обеих секций в пролете совпадают и отстоят от гребня водослива на расстоянии $s < 0,3 H_{\text{проф}}$. Средняя секция выполнена эллиптической с $\alpha=3$ при $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} = 3,6$, что соответствует максимальному значению, рекомендованному Н. П. Розановым [2].

Водослив исследовался в условиях плоской (без бычков) и пространственной (с двумя полубычками) задач.

Характеристика модели: $H_{\text{проф}} = 15,0$ см, $r_{\phi} = 4,17$ см, $P = 36,7$ см, $B = 32,0$ см, $B_{\text{ср}} = 15,6$ см, $H_0 = 3,5-17,2$ см, $C = 1,97$ см; отношения: $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} = 3,6$, $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 2,45$, $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 0,23-1,15$, $\frac{C}{H_{\text{проф}}} = 0,131$; коэффициенты: $k = 0,488$ (плоская задача) и $k = 0,565$ (пространственная задача).

Расход через водослив изменялся в пределах от 3,1 до 54 л/сек; число Рейнольдса от 9000 до 150000.

В значения коэффициентов расхода модели внесена поправка на масштаб модели по формуле Н. П. Розанова. При профилирующем напоре поправочный коэффициент $\eta_m = 1,009$ [2].

На рис. 2 построены кривые $m = f\left(\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}\right)$ для водослива исходного (кривая 1) и комбинированного (кривая 2) профилей, а также,

по данным Н. П. Розанова, для вакуумного профиля кривая 3, приведенная к отношению $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} = 3,6$ [3]. Кривая 2 для комбинированного водослива занимает некоторое промежуточное положение между кривыми для исходного и вакуумного профилей.

При профилирующем напоре для исходного профиля $m_{\text{исх}} = 0,482$, для комбинированного водослива $m_{\text{в}} = 0,530$ (при $k = 0,488$).

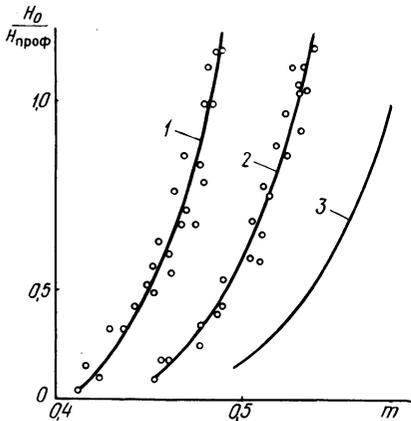


Рис. 2. Кривые зависимостей $m = f\left(\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}\right)$ для исходного водослива при $k=0$ (кривая 1), комбинированного при $k=0,488$ (кривая 2) и вакуумного при $k=1,0$ (кривая 3).

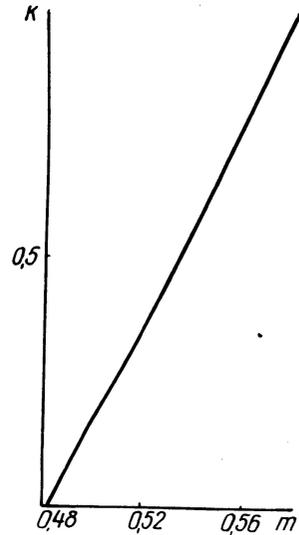


Рис. 3. График зависимости $m = f(k)$ при $H_0 = H_{\text{проф}}$.

Для выявления зависимости между коэффициентами расхода безвакуумного ($k=0$), комбинированного и вакуумного ($k=1$) водосливов построен график (рис. 3). Экспериментальная точка, относящаяся к комбинированному водосливу, расположена на прямой, проходящей через точки, характеризующие пропускную способность исходного и вакуумного профилей. Уравнение указанной прямой будет

$$m = m_{\text{исх}} + (m_{\text{в}} - m_{\text{исх}}) k = m_{\text{исх}} + \Delta m_1 k. \quad (1)$$

Поправка к коэффициенту расхода на вакуумность $\Delta m_1 = m_{\text{в}} - m_{\text{исх}}$ для комбинированного водослива пропорциональна коэффициенту k , т. е. доле вакуумной секции в пролете водослива. Эта пропорциональность сохраняется и в случае, когда $H_0 \neq H_{\text{проф}}$.

Коэффициент расхода вакуумного водослива равен [3]

$$m_{\text{в}} = 0,52 + 0,119 \lg \left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} - 0,38 \right). \quad (2)$$

Влияние полноты напора на коэффициент расхода для водослива вакуумного профиля учитывается формулой [3]

$$\Delta m_2 = 0,006 + \left[0,159 - 0,068 \lg \left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} \right) \right] \lg \left(\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} - 0,1 \right). \quad (3)$$

Для комбинированного водослива в формулу (3) следует ввести коэффициент, который учитывал бы влияние крайних секций. Этот коэффициент, являющийся функцией k , равен

$$t = 0,735 + 0,265 k. \quad (4)$$

Тогда поправка на полноту напора для комбинированного водослива будет равна $\Delta m_2 t$.

Формулы (1) и (4) получены для комбинированного водослива с $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} = 3,6$ и $k = 0,488$. Считаем, что и для других значений $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}}$ и k эти формулы приемлемы.

Формула для определения коэффициента расхода вакуумного и комбинированного водосливов при различных напорах и известном $m_{\text{исх}}$ имеет следующий общий вид:

$$m = m_{\text{исх}} + (m_{\text{в}} - m_{\text{исх}}) k + \Delta m_2 t. \quad (6)$$

При профилирующем напоре и $\alpha = 3$

$$m = m_{\text{исх}} (1 - k) + \left[0,52 + 0,119 \lg \left(\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}} - 0,38 \right) \right] k. \quad (7)$$

Коэффициент расхода исходного профиля, построенного по рассмотренному варианту, будет изменяться в зависимости от отношения

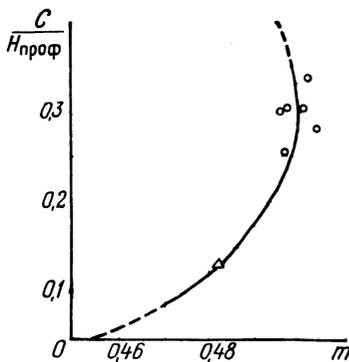


Рис. 4. Кривая зависимости $m = f \left(\frac{c}{H_{\text{проф}}} \right)$ при $H_0 = H_{\text{проф}}$, по данным А. С. Офицерова, А. Р. Березинского и авторов.

$\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\phi}}$. Для установления этой зависимости целесообразно использовать отношение $\frac{C}{H_{\text{проф}}}$.

А. С. Офицеров [4], исследуя безвакуумный вариант, получил данные о коэффициенте расхода при $\frac{C}{H_{\text{проф}}} = 0,251 - 0,334$. Значения этих коэффициентов расхода увеличены нами на поправочный масштабный коэффициент $\eta_{\text{м}} = 1,005$ ($R\hat{e} = 150000$) [5]. Такого же порядка поправочный масштабный коэффициент получается и по формуле Н. А. Петрова [6].

Дуги, сопрягающие напорную грань с гребнем у водосливов Кригера — Офицерова и вакуумного, различны. Согласно исследованиям

А. С. Офицера [4], изменение сопрягающих дуг не вызывает заметных изменений коэффициента расхода при постоянном очертании сливной грани. Исходя из этого, на рис. 4 опытные данные А. С. Офицера для безвакуумного водослива объединены с аналогичными опытными данными авторов для водослива рассмотренного исходного профиля.

С уменьшением отношения $\frac{c}{H_{\text{проф}}}$ водослив практического профиля по коэффициенту расхода стремится к водосливу с тонкой стенкой [7].

В пределах рациональных (для комбинированного водослива) значений $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}} = 2,4-3,6$ отношение $\frac{c}{H_{\text{проф}}}$ изменяется от 0,13 до 0,20.

Значения $m_{\text{исх}}$ для названных пределов $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$ приведены в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

$\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6
$\frac{c}{H_{\text{проф}}}$	0,197	0,181	0,169	0,157	0,147	0,140	0,131
$m_{\text{исх}}$	0,493	0,491	0,489	0,487	0,485	0,484	0,482

В табл. 2 приведены значения коэффициента $n_1 = \frac{m_{\text{к}}}{m_{\text{проф}}}$, характеризующего эффективность пропускной способности комбинированного водослива при профилирующем напоре по сравнению с безвакуумным водосливом, для которого $m_{\text{проф}} = 0,500$. В табл. 2 приведены только рациональные значения $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$ и k .

Т а б л и ц а 2

$\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$	Значения n_1 при k		
	0,5	0,6	0,7
2,4	1,052	1,062	1,076
2,8	1,056	1,070	1,086
3,2	1,058	1,076	1,094
3,6	1,062	1,082	1,102

Таким образом, рассмотренный комбинированный водослив, у которого средняя вакуумная секция составляет половину ширины водосливного пролета ($k=0,5$) при максимально допустимом значении $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}} = 3,6$, по пропускной способности на 6,2% эффективнее безвакуумного водослива Кригера — Офицера.

Как отмечалось, комбинированный водослив может быть построен в нескольких вариантах. Лучшим (по пропускной способности) будет вариант, у которого исходный профиль обладает большим коэффициентом расхода. Таким является безвакуумный профиль Кригера—

Офицера. В этом варианте при совмещении гребней вакуумной и базвакуумной секций напорные грани их не будут совпадать.

Исходя из закономерностей, установленных в исследованном варианте комбинированного водослива, для случая с $m_{исх} = m_{проф} = 0,500$ вычислены значения коэффициента эффективности n_1 (табл. 3).

Из табл. 3 видно, что описанный вариант комбинированного водослива несколько эффективнее предложенного в работе [1]. Так, при $k=0,5$ пропускная способность комбинированного водослива на 8% больше, чем безвакуумного водослива Кригера—Офицера.

Т а б л и ц а 3

$\frac{H_{проф}}{r_{\phi}}$	Значения n_1 при k		
	0,5	0,6	0,7
2,4	1,058	1,066	1,080
2,8	1,066	1,080	1,082
3,2	1,074	1,088	1,104
3,6	1,080	1,096	1,112

С целью выявления влияния бокового сжатия на пропускную способность комбинированного водослива проведены опыты, при этом на гребне водослива устанавливались два полубычка, имеющих шандорные и рабочие пазы.

Коэффициент бокового сжатия определяется отношением

$$\epsilon_k = \frac{m_{пр}}{m},$$

где $m_{пр}$ — коэффициент расхода в случае пространственной задачи. По опытным данным для комбинированного водослива $\epsilon_k = 0,961$.

Поскольку комбинированный водослив является вакуумным, данные, характеризующие влияние бокового сжатия, целесообразно сопоставлять с данными, полученными Н. П. Розановым [2] для вакуумных водосликов. Для симметричного фрагмента вакуумного водослива при полуциркульных быках и отношении $\frac{b}{b+d} = 0,863$ коэффициент бокового сжатия составляет $\epsilon_b = 0,970$. С учетом влияния шандорных и рабочих пазов, снижающих величину ϵ на 1% [7], $\epsilon_b = 0,960$, что совпадает со значением комбинированного водослива.

В связи с этим полагаем, что методы и формулы учета пространственных условий, разработанные Н. П. Розановым для вакуумных водосликов, применимы и для комбинированных.

Исследованный комбинированный водослив в условиях пространственной задачи ($k=0,565$), несмотря на наличие пазов в быках, работал без срыва вакуума при $\frac{H_{проф}}{r_{\phi}} = 4,13$, в то время как для вакуумных водосликов считается допустимым $\frac{H_0}{r_{\phi}} = 1,2-1,5$ [2].

Очевидно, что ширину вакуумной секции в водосливном пролете комбинированного водослива можно увеличить до значений $k=0,6-0,7$. Тогда (для плоской задачи) комбинированный водослив будет по пропускной способности на 8—11% эффективнее безвакуумного.

Литература

1. *Филиппович И. В.* Гравитационная водосливная плотина комбинированного профиля. — «Гидротехническое строительство», 1965, № 4.
2. *Розанов Н. П.* Вакуумные водосливные плотины с боковым сжатием. М., 1958.
3. *Пенькевич В. А.* О связи коэффициентов расхода безвакуумного и вакуумного водосливов при одинаковых напорах. — В настоящем сборнике.
4. *Офицеров А. С.* Профиль водосливных плотин. М.—Л., 1935.
5. *Офицеров А. С.* Расчет пропускной способности водослива практического профиля. — «Труды гидравлической лаборатории ВНИИ Водгео», 1948, сб. № 2.
6. *Петров Н. А.* Масштабные поправки к коэффициенту расхода водослива с боковым сжатием. — «Изв. вузов. Строительство и архитектура», 1963, № 11—12.
7. *Березинский А. Р.* Пропускная способность водосливов. — «Гидротехническое строительство», 1954, № 3.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	3
И. В. Минаев. Техничко-экономический расчет оптимальных параметров дренажа методом аппроксимации (три переменные)	5
Ю. А. Соболевский, В. А. Рыжков. Сдвиговая и фильтрационная устойчивость быстрозагружаемых анизотропных по водопроницаемости оснований	16
Ю. А. Соболевский, Н. Н. Баранов. Повышение проходимости гусеничных машин в условиях обводненных грунтов при использовании вакуумированных сланей	38
Ш. И. Брусиловский, Г. А. Писецкий. Определение динамики грунтовых вод между дренами с учетом осушительного действия водопроводящих каналов при параллельном расположении каналов и дрен	40
П. Н. Костюкович. Натурные исследования неустановившейся фильтрации к скважинам	48
В. Н. Заяц. Динамика порового давления при уплотнении образцов сильно сжимаемых грунтов	56
Э. П. Коваленко. К выводу формулы распределения осредненной скорости в плоском турбулентном равномерном потоке	64
Е. Г. Шешуков, Д. А. Козлов. Один метод исследования движения тяжелой жидкости	68
И. Г. Лазаревич, В. И. Кузменков, И. П. Вопнярский. Результаты исследований гидравлического режима в нижнем бьефе однопролетного шлюза-регулятора с перепадом	75
М. В. Кравцов, В. В. Суворов. Сопротивление движению шаров в жидкостях при числах Re до 10^6	80
М. В. Кравцов. Стесненное осаждение твердых сферических частиц	86
Е. М. Левкевич, В. Н. Юхновец. К расчету высоты ветровой волны на водохранилищах с малой длиной разгона	90
В. Н. Заяц. Деформации песчаного слоя на торфе под повторной штамповой нагрузкой	94
И. В. Минаев. Метод определения (распознавания) вида эмпирической формулы	102
В. Ф. Шебеко. Совершенствование проектирования водного режима осушаемых земель на основе воднобалансовых расчетов	109
В. П. Сельченко, В. И. Кумачев. Исследование самовыравнивания гидромелиоративного объекта регулирования	118
Ю. А. Соболевский, Н. Н. Баранов. К выбору рациональных технологических схем производства работ при намыве	121
В. А. Пенькевич. О связи коэффициентов расхода безвакуумного и вакуумного водослива при одинаковых напорах	124
В. А. Пенькевич, И. В. Филиппович. Пропускная способность комбинированного водослива	131

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ

Выпуск 4

Редактор *Н. М. Латышева*
Обложка *В. П. Мастерова*
Худож. редактор *И. Е. Беленькая*
Техн. редактор *П. В. Фрайман*
Корректоры *С. И. Михайлова, Н. И. Бондаренко*

АТ 11634. Сдано в набор 28/V 1974 г. Подписано к печати 21/XI 1974 г. Бумага 70×108¹/₁₆ для глубокой печати. Печ. л 9 (12,6). Уч.-изд. л. 10,78. Изд. № 73-86. Тип. зак. 1174. Тираж 800 экз. Цена 1 руб. 09 коп.

Издательство «Высшая школа» Государственного комитета Совета Министров БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. Редакция межведомственных сборников и заказной литературы. 220600. Минск, ул. Кирова, 24.

Полиграфкомбинат им. Я. Коласа Государственного комитета Совета Министров БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. Минск, ул. Красная, 23

РЕФЕРАТЫ СТАТЕЙ, ПОМЕЩЕННЫХ В СБОРНИКЕ

УДК 628.367

Технико-экономический расчет оптимальных параметров дренажа методом аппроксимации (три переменные). Минаев И. В. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 5—15.

Излагается метод аппроксимации для функции цели ст трех переменных. Показано, что для технико-экономического расчета параметров горизонтального дренажа можно построить функцию, имеющую более простой вид, чем исходная функция цели. Используя новую аппроксимирующую функцию, можно найти оптимальные параметры дренажа. Приводится пример расчета. — Ил. 2. Табл. 5. Библ. 6.

УДК 624.015.72

Сдвиговая и фильтрационная устойчивость быстрозагружаемых анизотропных по водопроницаемости оснований. Соболевский Ю. А., Рыжков В. А. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 16—37.

Рассматривается влияние фильтрационной анизотропии на напряженно-деформируемое состояние и устойчивость водонасыщенных оснований при их быстром нагружении полосовой равномерно-распределенной нагрузкой. Получены выражения для компонентов напряжений, по которым построены графики начальных напряжений, а также сетки линий скольжения. — Ил. 10. Табл. 5. Библ. 3.

УДК 624.138

Повышение проходимости гусеничных машин в условиях обводненных грунтов при использовании вакуумированных сланей. Соболевский Ю. А., Баранов Н. Н. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 38—39.

Приводятся результаты исследования методом ЭГДА фильтрационных явлений под опорными поверхностями гусениц при работе землеройных машин в обводненных грунтах. Вследствие разжижения грунта у краев опорной поверхности несущая способность основания уменьшается.

Показано, что наличие в основании сланей водоотсасывающего элемента обеспечивает увеличение ее несущей способности по грунту. Способ вакуумирования сланей рекомендуется для производственной проверки в условиях гидромелиоративного строительства. — Ил. 1. Библ. 3.

УДК 631.6:626.86

Определение динамики грунтовых вод между дренами с учетом осушительного действия водопроводящих каналов при параллельном расположении каналов и дрен. Брусилловский Ш. И., Писецкий Г. А. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 40—47.

С помощью метода источников и стсков получено решение задачи по определению динамики грунтовых вод на осушаемом массиве при параллельном расположении дрен и каналов. Расход дрен принимался постоянным за расчетный промежуток времени, а в каналах задавалось постоянное снижение.

Расположение дрен между водопроводящими каналами может быть произвольным. В полученном решении учитывается осушительное действие водопроводящих каналов. — Ил. 1. Табл. 2. Библ. 9.

УДК 556.3.001.5

Натурные исследования неустановившейся фильтрации к скважинам. Костюкович П. Н. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 48—55.

Показывается, что практически во всех водоносных горизонтах наблюдается три разновидности неустановившегося движения грунтовых вод. Эти разновидности хорошо прослеживаются при квазистационарном режиме и в общем случае подчиняются теории квазилинейной фильтрации, вытекающей из обобщенного закона Дарси. Отмечено, что при изменении дебита скважины имеет место переход одной разновидности неустановившейся фильтрации в другую. Рассматриваются особенности определения параметров пластов при наличии начального градиента фильтрации. — Ил. 2. Табл. 3. Библ. 18.

УДК. 626.862.1

Динамика порового давления при уплотнении образцов сильно сжимаемых грунтов. Заяц В. Н. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 56—63.

Приведены результаты экспериментального определения порового давления при уплотнении образцов сильно сжимаемых грунтов. Дано обоснование надежности гидроэластического метода определения порового давления в грунтах. Указаны наиболее приемлемые способы уплотнения, при которых можно значительно снизить опасные гидродинамические явления. — Ил. 4. Библ. 3.

УДК 532.543

К выводу формулы распределения осредненной скорости в плоском турбулентном равномерном потоке. Коваленко Э. П. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 64—67.

Предлагается формула распределения осредненной скорости в плоском турбулентном равномерном потоке, которая согласуется с известным уравнением Прандтля для турбулентной зоны. — Ил. 1. Библ. 3.

УДК 532.543

Один метод исследования движения тяжелой жидкости. Шешуков Е. Г., Козлов Д. А. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 68—74.

Предлагается метод исследования течений весомой жидкости, основанный на введении функции, следующей из аппроксимации Леви-Чивита. Более подробно рассматривается применение предложенного метода для исследования свободных волновых движений жидкости; для нахождения формы подводного крыла по заданному на контуре распределению скорости; для изучения движения жидкости в каналах. Здесь рассмотрены задачи нахождения формы дна канала по заданному на нем распределению давления или скорости. — Библ. 1.

УДК 532.5:627.83

Результаты исследований гидравлического режима в нижнем бьефе однопролетного шлюза-регулятора с перепадом. Лазаревич И. Г., Кузменков В. И., Вопнярский И. П. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 75—79.

Анализируются результаты лабораторных исследований гидравлического режима в нижнем бьефе однопролетного шлюза-регулятора с перепадом (устанавливаемого на каналах мелиоративной сети). На основании проведенных экспериментов рекомендован наиболее эффективный тип гасителей, при котором существенно снижаются как донные, так и средние по вертикали скорости и практически отсутствует сбойность течения в отводящем канале. — Ил. 3. Табл. 2.

УДК 532.58

Сопротивление движению шаров в жидкостях при числах Re до 10^6 . Кравцов М. В., Суворов В. В. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 80—85.

Исследовалось движение шаров в воде при числах Re до 10^6 . Отмечено, что опытная кривая зависимости коэффициента сопротивления от числа Рейнольдса, полученная авторами, значительно отличается от стандартных кривых в той части, где сопоставляются результаты опытов при свободном установившемся падении шаров и при обтекании шаров воздухом в аэродинамической трубе. — Ил. 5. Библ. 5.

УДК 532.58.

Стесненное осаждение твердых сферических частиц. Кравцов М. В. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 86—89.

Изучено стесненное стенками сосуда движение шаров в вязких средах. Для расчета скоростей стесненного осаждения дается расчетная зависимость. — Ил. 5. Библ. 8.

УДК 532.59

К расчету высоты ветровой волны на водохранилищах с малой длиной разгона. Левкевич Е. М., Юхновец В. Н. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 90—93.

Приводятся результаты натурных наблюдений за высотой ветровой волны на одном из малых водохранилищ БССР. Произведено сопоставление полученных данных с расчетными по различным методам. Даны рекомендации по расчету высоты ветровой волны на малых водоемах в условиях БССР. — Ил. 1. Табл. 2. Библ. 11.

УДК 624.131.54

Деформации песчаного слоя на торфе под повторной штамповой нагрузкой. Заяц В. Н. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 94—101.

Приведены результаты опытов по изучению особенностей деформаций образцов мелкозернистого песка, торфа естественной и нарушенной структуры и слоистых систем различной прочности под действием постоянной и повторной штамповых нагрузок. Системы составлялись из образцов песка и торфа естественной структуры.

Показано принципиальное отличие сопротивляемости песка и слоистых систем (песок на торфе) воздействию постоянных и повторных нагрузок. — Ил. 4. Библ. 3.

УДК 628.367

Метод определения (распознавания) вида эмпирической формулы. Минаев И. В. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 102—108.

Приводятся результаты последовательного вывода нулевых комбинаций ординат для дробно-рациональной и некоторых элементарных функций. Показано, что испытывая ординаты опытных кривых для получения нулевых комбинаций, можно определить вид эмпирической формулы. — Ил. 1. Табл. 3. Библ. 4.

УДК 626.86+626.860:556.56

Совершенствование проектирования водного режима осушаемых земель на основе воднобалансовых расчетов. Шебеко В. Ф. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 109—117.

Изложены методы расчета и прогноза водного режима мелиорируемых земель при проектировании осушительно-увлажнительных систем, исходя из природных условий формирования гидрологического режима и из баланса приходных и расходных составляющих воды. — Библ. 9.

УДК 626.81

Исследование самовыравнивания гидромелиоративного объекта регулирования. Сельченко В. П., Кумачев В. И. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 118—120.

На примере конкретного мелиоративного объекта оценена возможность достижения необходимого водного режима за счет самовыравнивания, доказывается необходимость дополнительного регулирования и делается вывод о применении авторегулятора с электроприводом, как наиболее приемлемого варианта, обеспечивающего водный режим мелиоративного объекта. — Библ. 6.

УДК 624.138.3

К выбору рациональных технологических схем производства работ при намыве. Соболевский Ю. А., Баранов Н. Н. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 121—123.

Рассматриваются схемы производства работ, обеспечивающие по сравнению с существующими более плотную и компактную укладку части скелета грунта в процессе намыва. Показано, что этого можно достичь путем устройства в основании на-

мывной толщи дренажного слоя из крупнозернистого песка или же выполнения дамб обвалования из слабофильтрующего грунта. В обоих случаях более плотная укладка обеспечивается дополнительным обжатием частиц скелета нисходящим фильтрационным потоком и действием капиллярных сил. — Ил. 2.

УДК 626.823+532.53

О связи коэффициентов расхода безвакуумного и вакуумного водосливов при одинаковых напорах. Пенькевич В. А. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 124—130.

Проведен анализ справочных данных и установлена связь между коэффициентами расхода вакуумного водослива с эллиптическим оголовком и безвакуумного практического профиля при одинаковых напорах. — Ил. 4. Табл. 1. Библ. 8,

УДК. 532.5:627

Пропускная способность комбинированного водослива. Пенькевич В. А., Филиппович И. В. «Водное хозяйство Белоруссии», 1974, вып. 4, с. 131—136.

Предлагаются расчетные зависимости для определения коэффициента расхода комбинированного водослива по известному коэффициенту расхода водослива исходного профиля (безвакуумного или вакуумного).

Указывается на увеличение пропускной способности водослива комбинированного профиля по сравнению с безвакуумным, а также на возможность эффективного его применения в гидростроительстве. — Ил. 4. Табл. 3. Библ. 7.