

Д.В.Штеренлихт

# ГИДРАВЛИКА

В ДВУХ КНИГАХ

КНИГА 2

2-е издание, переработанное  
и дополненное

Допущено Государственным комитетом СССР  
по народному образованию в качестве учебника  
для студентов вузов, обучающихся по специальности  
«Гидромелиорация»



МОСКВА ЭНЕРГОАТОМИЗДАТ 1991

ББК 30.123  
Ш 90  
УДК 532.5 (075.8)

Рецензент: Кафедра гидравлики Ленинградского государственного технического университета (заведующий кафедрой проф., доктор техн. наук А. Д. Гиргидов)

### Штеренлихт Д. В.

Ш 90 Гидравлика: Учеб. для вузов. — В 2-х кн.:  
Кн. 2. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Энергоатом-  
издат, 1991. — 367 с.: ил.

ISBN 5-283-02113-0

Изложены законы равновесия и движения жидкости в трубах, каналах, через гидротехнические сооружения. Большое внимание уделено изложению методов расчета параметров потока применительно к разнообразным случаям, встречающимся в практике. Приведены необходимые для расчетов таблицы и графики. Первое издание вышло в 1984 г. Второе издание переработано и дополнено научными результатами, а также нормативными материалами по гидравлическим расчетам. Состоит из двух книг, вышедших в 1991 г.

Для студентов гидромелиоративных, а также гидроэнергетических и гидротехнических специальностей вузов.

Ш  $\frac{3308010000-349}{051(01)-91}$  227-90

ББК 30.123

ISBN 5-283-02113-0 (кн. 2)

© Энергоатомиздат, 1984

ISBN 5-283-02020-7

© Автор, 1991, с изменениями

## УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

### 15.1. Дифференциальное уравнение установившегося плавно изменяющегося движения жидкости

В предыдущих главах рассматривалось в основном напорное движение жидкости, при котором форма и размеры живого сечения потока полностью определялись формой и размерами сечения самого русла. Наличие местных сопротивлений в напорных потоках приводит к локальным изменениям живого сечения.

При движении жидкости в открытом русле (в том числе в частично заполненном закрытом русле) любое местное изменение условий движения (расширение, преграда, перелом уклона дна русла и т. п.) неизбежно приведет к деформации живого сечения потока на некоторой (иногда довольно значительной) его длине. При этом все точки свободной поверхности будут по-прежнему находиться под влиянием внешнего давления газовой среды, так что деформация живого сечения потока будет обязательно связана с изменением координат его свободной поверхности.

В данной главе рассматривается установившееся плавно изменяющееся движение жидкости в открытых руслах, при котором изменение основных параметров потока по его длине происходит достаточно плавно (см. § 3.5). В связи с этим при выводе уравнений движения можно пренебречь составляющими местных скоростей в плоскости живого сечения потока и принять распределение давлений в этой плоскости соответствующим гидростатическому закону. Предположим также, что работа сил сопротивления при **н е р а в н о м е р н о м** и **р а в н о м е р н о м** движении практически одинакова.

В дальнейшем изложении будем иметь в виду, что встречающиеся в инженерной практике открытые русла можно разделить на две категории: призматические и непризматические.

**К п р и з м а т и ч е с к и м р у с л а м** относятся русла, в которых основные геометрические параметры потока остаются постоянными по всей длине.

Площадь живого сечения потока призматического русла зависит от глубины наполнения русла:

$$\omega = f(h). \quad (15.1)$$

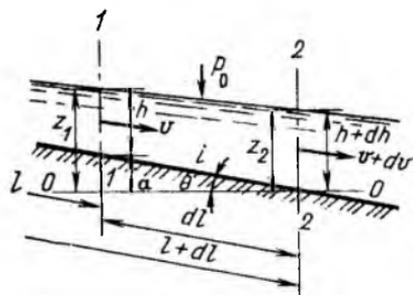


Рис. 15.1

В общем случае не призматического русла площадь живого сечения потока является функцией двух переменных:

$$\omega = f(h, s), \quad (15.2)$$

где  $h$  — глубина наполнения русла;  $s$  — характерный поперечный размер для данной формы русла (например, для прямоугольного русла — его ширина).

Рассмотрим общий случай установившегося плавно изменяющегося движения жидкости в открытом не призматическом русле (рис. 15.1).

Введем следующие обозначения:

$i = \sin \theta$  — продольный уклон дна русла;

$p_0$  — внешнее давление, обычно равное  $p_{ат}$ ;

$Q$  — расход потока;

$\omega$  — площадь живого сечения потока;

$h$  — наибольшая глубина потока в данном живом сечении, различная для разных сечений;

$\alpha$  — коэффициент кинетической энергии (Кориолиса);

$v = Q/\omega$  — средняя скорость в данном живом сечении;

$J$  — гидравлический уклон, обычно принимаемый для открытых русл равным продольному уклону свободной поверхности потока;

$a = il$  — расстояние по вертикали от дна до плоскости сравнения в данном живом сечении.

Принято называть руслом с положительным (прямым) уклоном дна такое русло, у которого абсолютные отметки дна уменьшаются по направлению движения жидкости (т. е. вдоль оси  $l$ ).

Выделим в потоке два сечения 1—1 и 2—2 на бесконечно малом расстоянии  $dl$  друг от друга (рис. 15.1).

Составим для выделенных сечений уравнение Бернулли относительно плоскости 0—0, проведенной через нижнюю точку живого сечения 2—2:

$$h + i dl + \frac{p_0}{\rho g} + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + dh + \frac{p_0}{\rho g} + \frac{\alpha (v + dv)^2}{2g} + dh_{тр}. \quad (15.3)$$

Раскрывая  $(v + dv)^2$  как  $v^2 + 2v dv + (dv)^2$ , пренебрегаем  $(dv)^2$  в силу малости  $i$ , заменяя в силу ранее сказанного  $dh_{тр}$  на  $v^2 dl / C^2 R$ , получаем после сокращений

$$i dl = dh + \frac{\alpha v dv}{g} + \frac{v^2}{C^2 R} dl$$

или

$$i = \frac{dh}{dl} + \frac{\alpha v}{g} \frac{dv}{dl} + \frac{v^2}{C^2 R}. \quad (15.4)$$

Заменив среднюю скорость ее выражением через расход и площадь живого сечения  $v = Q/\omega$ , запишем

$$\frac{dv}{dl} = \frac{d(Q\omega^{-1})}{dl} = -Q\omega^{-2} \frac{d\omega}{dl};$$

$$i = \frac{dh}{dl} - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{d\omega}{dl} + \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}. \quad (15.5)$$

Запишем производную  $d\omega/dl$  с учетом (15.2) как

$$\frac{d\omega}{dl} = \frac{\partial\omega}{\partial h} \frac{dh}{dl} + \frac{\partial\omega}{\partial s} \frac{ds}{dl}.$$

Тогда вместо (15.5) получим

$$i = \frac{dh}{dl} - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial\omega}{\partial h} \frac{dh}{dl} - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial\omega}{\partial s} \frac{ds}{dl} + \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$$

или

$$i = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} + \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial\omega}{\partial s} \frac{ds}{dl} = \frac{dh}{dl} \left( 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial\omega}{\partial h} \right). \quad (15.6)$$

Обращаясь к рис. 15.2, видим, что частная производная  $\partial\omega/\partial h$  равна ширине живого сечения по верху, которую в дальнейшем будем обозначать через  $B$ , т. е.  $\partial\omega = B\partial h$ .

Окончательно получаем

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} + \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial\omega}{\partial s} \frac{ds}{dl}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3}}. \quad (15.7)$$

Уравнение (15.7) является общим дифференциальным уравнением установившегося плавно изменяющегося движения жидкости в открытом русле.

В частном случае призматического русла уравнение (15.7) несколько упрощается, так как в силу ранее сказанного производная  $ds/dl$  равна в этом случае нулю:

$$\frac{dh}{dl} = i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} / \left( 1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3} \right). \quad (15.8)$$

После преобразований вычитаемого в знаменателе правой части уравнений (15.7) или (15.8) получим

$$\frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3} = \frac{\alpha v^2/g}{\omega/B} = \frac{2\alpha v^2/2g}{h_{cp}},$$

где  $h_{cp} = \omega/B$  — средняя глубина сечения.

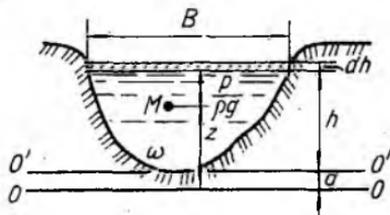


Рис. 15.2

Таким образом, рассматриваемая дробь представляет собой удвоенное отношение удельной кинетической энергии к удельной потенциальной энергии при средней глубине потока в данном живом сечении. Учитывая это, в дальнейшем будем называть безразмерный комплекс  $\alpha Q^2 B / (g \omega^3)$  параметром кинетичности потока, обозначая его символом  $\Pi_k$ :

$$\Pi_k = \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}. \quad (15.9)$$

Для прямоугольного русла  $h_{cp} = h$  и при  $\alpha = 1$  параметр кинетичности представляет собой число Фруда [см. (7.12)]  $Fr = v^2 / gh$ , где за характерный линейный размер живого сечения  $l$  принята глубина  $h$ .

## 15.2. Основные виды установившегося движения жидкости в призматическом открытом русле

Уравнение (15.8) отражает характер изменения глубин потока по его длине в открытом призматическом русле. Предполагается, что само изменение глубин происходит достаточно плавно. Однако при  $\Pi_k \rightarrow 1$  знаменатель стремится к нулю и производная  $dh/dl \rightarrow \infty$ . При этом имеют место особые случаи неплавно изменяющегося движения жидкости, которые не описываются уравнением (15.8).

Уравнение (15.8) при  $\Pi_k \neq 1$  может иметь три случая:

$dh/dl > 0$  — движение с нарастанием глубин по длине потока, или, как принято говорить, с образованием кривой подпора;

$dh/dl < 0$  — движение с уменьшением глубин по длине потока, или с образованием кривой спада;

$dh/dl = 0$  — движение с постоянной глубиной по длине потока.

Очевидно, что в первых двух случаях имеет место неравномерное плавно изменяющееся движение жидкости, тогда как третий случай соответствует равномерному движению жидкости.

Уравнение равномерного движения жидкости в открытом русле получается как частный случай уравнения (15.8), а именно:

$$i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = 0$$

или

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}. \quad (15.10)$$

Заметим, что уравнение (15.10) также вытекает непосредственно из уравнения Шези (7.21), так как при равномерном движении жидкости в открытом русле очевидно, что  $J = i$ .

В дальнейшем глубину потока, соответствующую равномерному движению, будем называть нормальной глубиной и

обозначать ее символом  $h_0$ . Тогда уравнение (15.10) перепишем в виде

$$Q = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0} \sqrt{i}, \quad (15.11)$$

где  $C_0$ ,  $R_0$ ,  $\omega_0$  соответствуют нормальной глубине  $h_0$ .

Пользуясь понятием расходной характеристики  $K = \omega C \sqrt{R}$  (см. гл. 13), вместо уравнения (15.11) имеем

$$Q = K_0 \sqrt{i}, \quad (15.12)$$

где

$$K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0}.$$

### 15.3. Удельная энергия потока и удельная энергия сечения

Остановимся на анализе движения открытого потока с энергетической точки зрения.

Механическая энергия массы жидкости, протекающей в единицу времени через выбранное живое сечение потока, отнесенная к единице веса и определяемая относительно произвольной горизонтальной плоскости, называется удельной энергией потока и обозначается  $E$ .

При анализе изменения  $E$  вдоль потока последняя должна вычисляться для всех живых сечений относительно единой горизонтальной плоскости.

При плавно изменяющемся движении с учетом ранее сказанного для любой точки живого сечения потока можно записать (рис. 15.2)

$$E = z + p/\rho g + \alpha v^2/2g = a + h + \alpha v^2/2g, \quad (15.13)$$

где  $p$  — избыточное давление.

Вниз по течению удельная энергия потока  $E$  для установившегося движения должна всегда уменьшаться ( $dE/dl < 0$ ), так как само движение и происходит за счет расходования этой энергии.

Проведем теперь плоскость сравнения  $\theta-\theta$  не произвольно, а через низшую точку данного сечения ( $\theta'-\theta'$  на рис. 15.2).

Удельную энергию в данном живом сечении, определенную относительно горизонтальной плоскости, проходящей через низшую точку этого сечения, будем называть удельной энергией сечения и обозначать символом  $\mathcal{E}$ . Таким образом, имеем

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}. \quad (15.14)$$

Понятие об удельной энергии сечения удобно при анализе установившегося движения жидкости в открытом русле. Заметим также, что  $\mathcal{E}$  вычисляется в каждом живом сечении потока относительно своей горизонтальной плоскости сравнения.

Из (15.13) и (15.14) следует, что

$$\mathcal{E} = E - a = E + il.$$

Тогда, принимая во внимание, что  $\frac{dE}{dl} = -J = -\frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$ , получаем

$$\frac{d\mathcal{E}}{dl} = \frac{dE}{dl} + i = -\frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} + i, \quad (15.15)$$

или при  $i > 0$

$$\begin{aligned} \frac{d\mathcal{E}}{dl} &= i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = i \left( 1 - \frac{\omega_0^2 C_0^2 R_0}{\omega^2 C^2 R} \right) = \\ &= i \left( 1 - \frac{K_0^2}{K^2} \right). \end{aligned} \quad (15.16)$$

Из уравнения (15.16) видно, что при равномерном движении  $d\mathcal{E}/dl = 0$ , так как  $K = K_0$ , а при неравномерном движении  $d\mathcal{E}/dl \geq 0$  в зависимости от отношения  $K_0/K$ .

Смысл последнего положения заключается в том, что при равномерном движении работа силы тяжести полностью расходуется на преодоление сил сопротивления и изменения удельной энергии сечения не наблюдается. Если же  $K > K_0$ , средняя скорость потока будет меньше, чем при равномерном движении, гидравлические сопротивления уменьшатся и часть работы силы тяжести даст постепенное накопление удельной энергии сечения вниз по течению. При  $K < K_0$  картина будет обратная, т. е. на преодоление сопротивлений будет затрачиваться больше энергии, чем может дать работа силы тяжести, и дополнительно требующаяся энергия будет заимствоваться из удельной энергии нижележащих сечений, т. е.  $d\mathcal{E}/dl < 0$ .

В заключение отметим, что при  $i = 0$  или  $i < 0$  из равенства (15.15) следует только отрицательное значение производной  $d\mathcal{E}/dl$ .

## 15.4. Спокойные и бурные потоки.

### Критическая глубина

Рассмотрим зависимость удельной энергии сечения  $\mathcal{E}$  от глубины наполнения  $h$  при заданной форме поперечного сечения русла и при  $Q = \text{const}$ .

В соответствии с ранее изложенным удельную энергию сечения  $\mathcal{E}$  можно рассматривать состоящей из двух частей:  $\mathcal{E}_{\text{пот}} = h$  и  $\mathcal{E}_{\text{кин}} = \alpha v^2/2g = \alpha Q^2/2g\omega^2$ . Нетрудно заметить, что тенденция их изменения с изменением  $h$  диаметрально противоположна, а именно:

$$\begin{array}{lll} \text{при } h \rightarrow 0 & \mathcal{E}_{\text{пот}} \rightarrow 0; & \mathcal{E}_{\text{кин}} \rightarrow \infty; \\ \text{при } h \rightarrow \infty & \mathcal{E}_{\text{пот}} \rightarrow \infty; & \mathcal{E}_{\text{кин}} \rightarrow 0. \end{array}$$

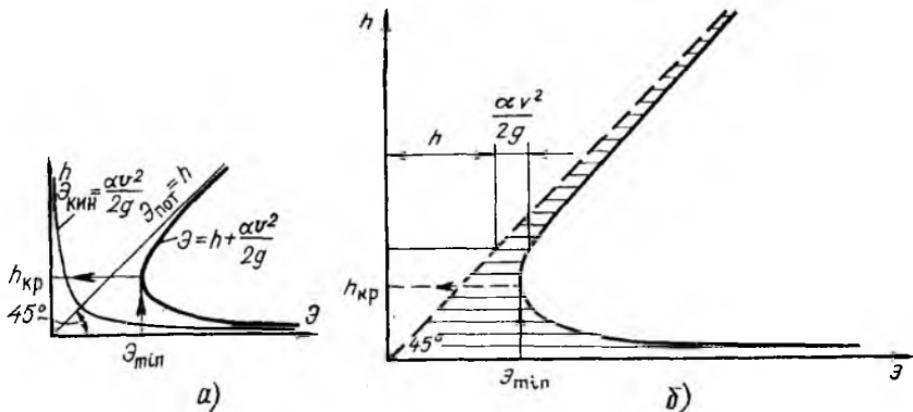


Рис. 15.3

Следовательно, функция  $\mathcal{E} = f(h)$  на графике удельной энергии сечения (рис. 15.3, а) должна иметь вид кривой с двумя ветвями, уходящими в бесконечность при  $h \rightarrow 0$  и при  $h \rightarrow \infty$ . При этом  $\mathcal{E}_{\text{пот}}$  отобразится прямой — биссектрисой координатного угла, а  $\mathcal{E}_{\text{кин}}$  — некоторой кривой второго порядка.

Линия, характеризующая изменение удельной энергии сечения в зависимости от  $h$ , асимптотически приближается к биссектрисе координатного угла и к оси абсцисс и имеет экстремальную точку при некотором значении глубины наполнения.

Глубина потока, при которой удельная энергия сечения для заданного расхода в данном русле достигает минимального значения, называется критической глубиной и обозначается  $h_{\text{кр}}$ .

Экстремальная точка на графике, соответствующая  $h = h_{\text{кр}}$ , делит кривую удельной энергии на две части: верхнюю, где  $h > h_{\text{кр}}$ , и нижнюю, где  $h < h_{\text{кр}}$ . Соответственно принято различать три состояния потока:

1) спокойное состояние, при котором  $h > h_{\text{кр}}$ , а удельная энергия сечения увеличивается с увеличением  $h$ ;

2) бурное состояние, когда  $h < h_{\text{кр}}$ , а удельная энергия сечения с увеличением  $h$  уменьшается;

3) критическое состояние при  $h = h_{\text{кр}}$  и  $\mathcal{E} = \mathcal{E}_{\text{мин}}$ .

Выявление состояния потока, таким образом, производится путем сопоставления фактического значения  $h$  с  $h_{\text{кр}}$ .

По графику на рис. 15.3, б можно наглядно проследить за сопоставлением  $\mathcal{E}_{\text{пот}} = h$  и  $\mathcal{E}_{\text{кин}} = \frac{\alpha v^2}{2g}$  для данного русла при  $Q = \text{const}$ . На чертеже доля вклада  $h$  и  $\frac{\alpha v^2}{2g}$  в значения удельной энергии сечения  $\mathcal{E}$  отражена горизонтальными отрезками, причем

отрезки, обозначающие  $\frac{\alpha v^3}{2g}$ , заключены между биссектрисой координатного угла (линия  $\mathcal{E}_{\text{пот}}$ ) и линией, изображающей значения  $\mathcal{E}$ .

Видно, что с уменьшением  $h$  (при данных неизменных условиях) значения  $\alpha v^2/2g$  увеличиваются, и наоборот.

Знание критической глубины необходимо не только для определения состояния потока, но и для выполнения ряда гидравлических расчетов, а также для анализа в безразмерных координатах результатов исследований.

Для вывода уравнения критического состояния используем то, что при  $h = h_{\text{кр}}$   $\mathcal{E} = \mathcal{E}_{\text{min}}$ , т. е.  $(d\mathcal{E}/dh)_{\text{кр}} = 0$ . Имеем

$$\frac{d\mathcal{E}}{dh} = \frac{d}{dh} \left( h + \frac{\alpha Q^2}{2g} \omega^{-2} \right) = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{d\omega}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3},$$

так как ранее было показано, что  $d\omega/dh = B$ ; тогда для призматического русла  $d\omega/dh = B$ .

Отсюда

$$\left( \frac{d\mathcal{E}}{dh} \right)_{\text{кр}} = 1 - \frac{\alpha Q^2 B_{\text{кр}}}{g\omega_{\text{кр}}^3} = 0$$

или

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_{\text{кр}}^3}{B_{\text{кр}}} \quad (15.17)$$

Уравнение (15.17) называется уравнением критического состояния. Для русла произвольной формы в общем виде оно решается подбором или графоаналитически. (На рис. 15.4 показаны некоторые виды поперечных сечений призматических русл).

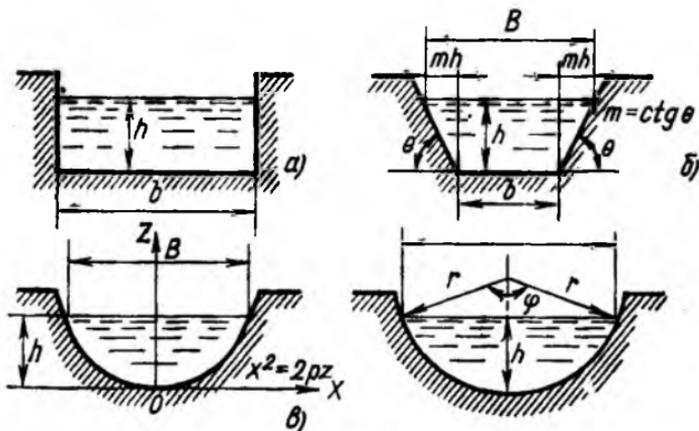


Рис. 15.4

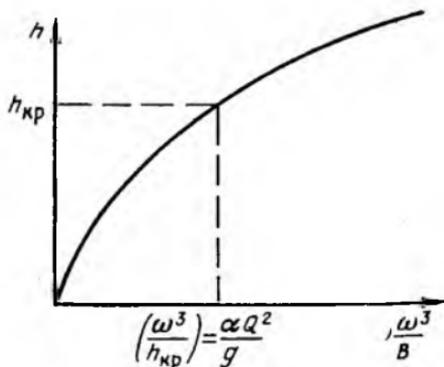


Рис. 15.5

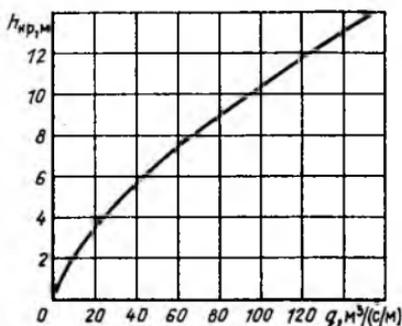


Рис. 15.6

В последнем случае для данного русла строится график  $\omega^3/B$ . Затем на оси абсцисс находится значение  $\omega^3/B$ , равное известному из условия задачи значению  $\alpha Q^2/g$ . Глубина, полученная по графику при  $\alpha Q^2/g = \omega_{кр}^3/B_{кр}$ , будет равна критической глубине  $h_{кр}$  (рис. 15.5). Индекс «кр» при  $\omega_{кр}$  и  $B_{кр}$  показывает, что эти параметры соответствуют глубине, равной критической, т. е.  $\omega$  и  $B$  определяются при  $h = h_{кр}$ .

Для русла правильного поперечного сечения возможны более простые решения.

Из (15.17) имеем

$$\frac{\alpha v^2}{2g} = \left( \frac{\omega}{2B} \right)_{кр}$$

или после преобразования

$$(h_{кр})_{кр} = 2 \left( \frac{\alpha v^2}{2g} \right)_{кр} = \left( \frac{\alpha v^2}{g} \right)_{кр} = \frac{\alpha}{g} (v^2)_{кр}.$$

Тогда можно записать

$$\frac{\alpha v^2}{2g} = \frac{(h_{кр})_{кр}}{2}.$$

Подставляя в выражение для удельной энергии сечения, получим

$$\mathcal{E}_{min} = h_{кр} + \left( \frac{\alpha v^2}{2g} \right)_{кр} = \frac{3}{2} h_{кр}$$

или

$$h_{кр} = \frac{2}{3} \mathcal{E}_{min}.$$

Для прямоугольного русла (рис. 15.4, а) из (15.17) имеем

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha q^2/g}, \quad (15.18)$$

где  $q = Q/b$  — удельный расход, т. е. расход на единицу ширины прямоугольного русла.

При  $\alpha = 1$  и  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup> имеем  $h_{кр} = 0,467 q^{2/3}$  или  $h_{кр} = 0,467 q^{0,667}$ .

При  $\alpha = 1,1$  и  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup> имеем  $h_{кр} = 0,482 q^{2/3}$  ( $h_{кр} = 0,482 q^{0,667}$ ).

Для наглядности приведем график (рис. 15.6) зависимости критической глубины в прямоугольном русле  $h_{кр}$  от  $q$ . При построении графика взят практически максимальный диапазон изменения значений удельного расхода  $q$ , а  $\alpha = 1,1$  и  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup>.

Для трапецеидального русла критическая глубина рассчитывается аналитическим способом, предложенным И. И. Агроскиным. На рис. 15.4, б даны следующие обозначения:  $b$  — ширина сечения по дну;  $h$  — глубина наполнения;  $m = \text{ctg } \theta$  — коэффициент откоса. Тогда

$$\omega = bh + mh^2 = (b + mh)h; \quad B = b + 2mh;$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2};$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}; \quad \beta = b/h.$$

Перепишем уравнение (15.17) в виде

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{(bh_{кр.т} + mh_{кр.т}^2)^3}{b + 2mh_{кр.т}} = \frac{b^2 h_{кр.т}^3 (1 + mh_{кр.т}/b)^3}{1 + 2mh_{кр.т}/b}. \quad (15.19)$$

Обозначим безразмерное отношение  $mh_{кр.т}/b$  через  $z_{т}$ . Из (15.19) получим

$$h_{кр.т}^3 = h_{кр.т}^3 \frac{(1 + z_{т})^3}{1 + 2z_{т}}$$

или

$$h_{кр.т} = h_{кр} \frac{\sqrt[3]{1 + 2z_{т}}}{1 + z_{т}}, \quad (15.20)$$

где  $h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha q^2/g}$  — критическая глубина в прямоугольном русле с тем же расходом  $Q$  и той же шириной по дну, что и у рассматриваемой трапеции.

По аналогии с  $z_{т}$  введем обозначение  $z_{п} = mh_{кр}/b$  для прямоугольного русла ( $m$  — коэффициент откоса трапеции). Также из (15.19) получим

$$z_{п} = \frac{z_{т}(1 + z_{т})}{\sqrt[3]{1 + 2z_{т}}}. \quad (15.21)$$

Очевидно, что  $h_{кр.т}/h_{кр} = z_{т}/z_{п}$ .

Задаваясь различными значениями  $z_\tau$ , можно получить из (15.21) соответствующие  $z_\Pi$  и затем значения отношения  $h_{кр. \tau}/h_{кр.}$ . Эти значения сведены в табл. П.15.1.

По найденным  $h_{кр. \tau}$  и  $z_\Pi = mh_{кр. \tau}/b$  определяем  $h_{кр. \tau}/h_{кр.}$  и затем находим  $h_{кр. \tau}$ .

И. И. Агроскиным была также предложена приближенная зависимость, аппроксимирующая (15.20),

$$h_{кр. \tau} = h_{кр.} \left( 1 - \frac{z_\Pi}{3} + 0,105z_\Pi^2 \right). \quad (15.20a)$$

При этом результаты с достаточно высокой точностью получаются при  $z_\Pi \leq 1$  и  $b/m \geq 1,5$  м. При больших значениях  $z_\Pi$  точность может быть меньшей.

Для русла с треугольным поперечным сечением

$$\omega = mh^2; \quad B = 2mh.$$

Тогда из (15.17) имеем

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{(mh_{кр. \tau}^2)^3}{2mh_{кр. \tau}} = 0,5m^2h_{кр. \tau}^5$$

и

$$h_{кр. \tau} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha}{g} \left(\frac{Q}{m}\right)^2}, \quad (15.22)$$

или при  $\alpha = 1$  и  $g = 9,81 \text{ м}^2/\text{с}$

$$h_{кр. \tau} = 0,73 \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{m}\right)^2},$$

а при  $\alpha = 1,1$  и  $g = 9,81 \text{ м}^2/\text{с}$

$$h_{кр. \tau} = 0,74 \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}.$$

Для параболического русла (рис. 15.4, в), описываемого уравнением  $y^2 = 2pz$  ( $p$  — параметр параболы, имеющий линейную размерность), имеем

$$B = 2\sqrt{2\rho h}; \quad \omega = \frac{2}{3} Bh;$$

$$\chi = p \left[ \sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln \sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau} \right] = pf(\tau),$$

где  $\tau = h/p$ ;  $m = 1/\sqrt{2\tau} = \text{ctg } \theta$  на урезе воды. Значения функции  $f(\tau)$  приведены в табл. 15.1. Тогда

$$h_{кр. \text{ пар}} = \sqrt[4]{\frac{27\alpha Q^2}{64gp}}. \quad (15.23)$$

Таблица 15.1

$\tau$	$f(\tau)$	$\tau$	$f(\tau)$	$\tau$	$f(\tau)$	$\tau$	$f(\tau)$
0,01	0,09	0,15	0,15	0,55	2,44	0,95	3,48
0,005	0,2	0,2	1,34	0,6	2,58	1	3,61
0,01	0,28	0,25	1,54	0,65	2,71	1,05	3,72
0,02	0,4	0,3	1,71	0,7	2,83	1,1	3,84
0,04	0,57	0,35	1,85	0,75	2,97	1,15	3,97
0,06	0,71	0,4	2,02	0,8	3,1	1,2	4,08
0,08	0,82	0,45	2,16	0,85	3,23	1,25	4,19
0,1	0,93	0,5	2,3	0,9	3,34		

Критическая глубина в параболическом русле равна при  $\alpha = 1$  и  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$

$$h_{\text{кр. пар}} = 0,455 \sqrt[4]{\frac{Q^2}{p}},$$

при  $\alpha = 1,1$  и  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$

$$h_{\text{кр. пар}} = 0,466 \sqrt[4]{\frac{Q^2}{p}}.$$

Для сегментного (кругового) русла (рис. 15.4, з) на основе уравнения критического состояния потока также можно получить выражения для критической глубины. При этом используются известные геометрические величины

$$\omega = \frac{1}{2} (\varphi - \sin \varphi) r^2;$$

$$B = 2r \sin \frac{\varphi}{2} = \sqrt{2} r \sqrt{1 - \cos \varphi},$$

где  $\varphi$  — центральный угол сегмента, рад;  $r$  — радиус кругового поперечного сечения. Для сегментного русла

$$\frac{h_{\text{кр. с}}}{r} = 2 \sin^2 \frac{\varphi_{\text{к}}}{4}.$$

Отсюда  $\sin \varphi_{\text{к}} = 0,707 \sqrt{\frac{h_{\text{кр. с}}}{r}}$ . Порядок определения  $h_{\text{кр. с}}$  по способу, предложенному И. И. Агроскиным, следующий. Вначале определяют вспомогательный параметр — критическую глубину прямоугольного русла с шириной, равной  $r$ , т. е.

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gr^2}}$$

Далее находят значение отношения  $\frac{h_{\text{кр}}}{r}$ . По найденному значению

$\frac{h_{крr}}{r}$  в табл. П.15.2 определяют значение отношения искомой критической глубины сегментного русла к  $r$ , т. е.  $\frac{h_{кр.с}}{r}$ . Умножив это значение на  $r$ , получают значение  $h_{кр.с}$ .

Введя вспомогательную величину  $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gd^2}}$  (здесь  $d$  — диаметр кругового поперечного сечения), И. И. Агроскин и В. М. Алышев предложили приближенные формулы, по которым  $h_{кр.с}$  определяется с погрешностью не более 2%, а именно:

$$\text{при } 0,05 < \frac{h_{кр}}{d} \leq 0,4$$

$$\frac{h_{кр.с}}{d} = 1,55 \frac{h_{кр}}{d} - 0,9 \left( \frac{h_{кр}}{d} \right)^2 + 0,025;$$

$$\text{при } 0,4 < \frac{h_{кр}}{d} \leq 0,85$$

$$\frac{h_{кр.с}}{d} = 1,5 \frac{h_{кр}}{d} - 0,6 \left( \frac{h_{кр}}{d} \right)^2 + 0,018.$$

В заключение отметим, что учет уклона дна приводит к зависимости для определения критической глубины в русле прямоугольного поперечного сечения (по Б. Т. Емцеву)

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g \cos \theta}},$$

где  $\theta$  — угол наклона дна в продольном направлении по отношению к горизонтальной плоскости сравнения (см. рис. 15.1).

Естественно, учет наклона дна при определении  $h_{кр}$  необходим лишь при значениях  $\cos \theta$ , дающих заметный эффект.

Совместное рассмотрение уравнений (15.9) и (15.17) приводит к выводу о равенстве параметра кинетичности единице при критическом состоянии потока, т. е.  $П_{к.кр} = 1$ . Таким образом, оценка состояния потока может быть сделана по значению параметра кинетичности, а именно:

$П_{к} < 1$  — спокойное состояние потока;

$П_{к} > 1$  — бурное состояние потока.

### 15.5. Критический уклон

Как видно из изложенного выше, критическая глубина зависит только от геометрической формы поперечного сечения русла и расхода, но не зависит от продольного уклона дна  $i$ . Кроме того, в призматическом русле критическая глубина постоянна по всей его длине.

При равномерном движении жидкости нормальная глубина, как это следует из (15.11), зависит именно от уклона (при заданном расходе  $Q$ ). Тогда, очевидно, для любого призматического русла можно подобрать такое значение  $i$ , при котором нормальная глубина  $h_0$  станет равной  $h_{кр}$ .

К р и т и ч е с к и м у к л о н о м называется уклон, при котором нормальная глубина равна критической.

Для определения  $i_{кр}$  нужно решить совместно уравнения (15.11) и (15.17), принимая  $h_0 = h_{кр}$ :

$$\frac{\alpha \omega_{кр}^2 C_{кр}^2 R_{кр} i_{кр}}{g} = \frac{\omega_{кр}^3}{B_{кр}},$$

откуда

$$i_{кр} = \frac{g \omega_{кр}}{\alpha C_{кр}^2 R_{кр} B_{кр}} \quad \text{или} \quad i_{кр} = \frac{g \chi_{кр}}{\alpha C_{кр}^2 B_{кр}}, \quad (15.24)$$

так как  $\omega_{кр} = R_{кр} \chi_{кр}$ .

Из уравнения (15.11) следует, что нормальная глубина уменьшается с увеличением  $i$ . Поэтому если фактический уклон дна русла  $i < i_{кр}$ , поток при равномерном движении будет находиться в спокойном состоянии, т. е.  $h_0 > h_{кр}$ . Наоборот, при  $i > i_{кр}$  поток при равномерном движении будет находиться в бурном состоянии, т. е.  $h_0 < h_{кр}$ .

Используя формулу Павловского для коэффициента Шези  $C$ , получаем

$$i_{кр} = \frac{g \chi_{кр} n^2}{\alpha R_{кр}^{2y} B_{кр}} = \frac{g n^2}{\alpha} \frac{\omega_{кр}}{R_{кр}^{1+2y} B_{кр}}$$

или

$$i_{кр} = \frac{g n^2}{\alpha} \frac{\chi_{кр}^{1+2y}}{\omega_{кр}^{2y} B_{кр}}$$

Очевидно, что с увеличением значений коэффициента Шези  $C$  (или с уменьшением значений коэффициента шероховатости  $n$  при остальных неизменных условиях) значения критического уклона уменьшаются.

Рассмотрим соотношение  $\chi$  и  $B$ , например, для прямоугольного русла:

$$\chi = b + 2h; \quad B = b;$$

тогда  $\frac{\chi}{B} = 1 + 2 \frac{h}{b}$  или  $\frac{B}{\chi} = \frac{\beta}{\beta + 2}$ , где  $\beta = \frac{b}{h}$ .

Для трапецидального русла

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2};$$

$$B = b + 2mh; \quad \frac{\chi}{B} =$$

$$= \frac{b + 2h\sqrt{1+m^2}}{b + 2mh} =$$

$$= \frac{1 + 2\frac{h}{b}\sqrt{1+m^2}}{1 + 2m\frac{h}{b}} =$$

$$= \frac{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}{\beta + 2m}$$

или 
$$\frac{B}{\chi} = \frac{\beta + 2m}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}$$

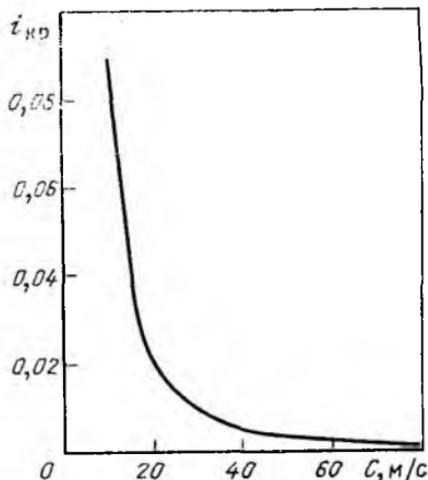


Рис. 15.7

Задаваясь определенной степенью погрешности с учетом конкретных значений относительной глубины и коэффициента откоса (для трапецидального русла), устанавливаем, в каких случаях принимать  $i_{кр}$  по формуле (15.24), а в каких — по (15.25). Для тех случаев, когда можно принять  $\chi_{кр} \approx B_{кр}$ ,

$$i_{кр} = \frac{g}{\alpha C_{кр}^2}, \quad (15.25)$$

при  $\alpha = 1$  и  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$

$$i_{кр} = \frac{9,81}{C^2}$$

и при  $\alpha = 1,1$  и  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$

$$i_{кр} = \frac{8,92}{C^2}$$

Значения  $i_{кр}$  по формуле (15.25) при  $\alpha = 1,1$  приведены в табл. 15.2.

Для иллюстрации зависимости  $i_{кр}$  [определенного по (15.25) при  $\alpha = 1,1$ ] от значений коэффициента Шези  $C$  приведен график (рис. 15.7).

Таблица 15.2

$C, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$	10	20	30	40	50	60	70	80
$i_{кр}$	0,0892	0,0223	0,0091	0,0056	0,0036	0,0025	0,0018	0,0014

## 15.6. Контрольные вопросы и примеры

1. Какие приняты предположения относительно гидравлических сопротивлений при равномерном и при неравномерном движении, когда рассматривается плавно изменяющееся движение?

2. Какие русла относятся к призматическим и непризматическим?

3. Каковы основные особенности плавно изменяющегося движения, которые используются при выводе дифференциального уравнения указанного движения? Напишите дифференциальное уравнение установившегося плавно изменяющегося движения жидкости в открытом русле. Чем такое уравнение для непризматического русла отличается от уравнения, соответствующего движению в призматическом русле?

4. Как можно истолковать параметр кинетичности с энергетической точки зрения?

5. Что такое удельная энергия потока и чем она отличается от удельной энергии сечения?

6. Как изменяются по длине удельная энергия сечения и удельная энергия потока? Может ли удельная энергия сечения быть постоянной по длине потока? Может ли удельная энергия потока увеличиваться вниз по течению? Может ли она оставаться постоянной по направлению движения? Может ли удельная энергия потока уменьшаться по направлению течения?

7. В чем заключается трактовка изменения удельной энергии сечения с точки зрения соотношения работы сил сопротивления и работы сил тяжести при движении жидкости?

8. Какие особенности удельной энергии сечения и ее изменения по длине можно отметить в руслах с нулевым или обратным уклоном?

9. Какая глубина в данном русле называется критической?

10. Какие состояния потока различают? Как соотносится глубина в данном русле и критическая глубина в нем же при различных состояниях потока?

11. Запишите уравнение критического состояния. При каком значении параметра кинетичности глубина в русле равна критической глубине?

12. Как определяется критическая глубина в руслах прямоугольного и трапецидального поперечных сечений?

13. Как определяют критическую глубину в треугольном русле?

14. Чему равна критическая глубина в русле с параболическим поперечным сечением, если очертание русла — квадратичная парабола?

15. Как определяется критическая глубина в сегментном русле?

16. Что такое нормальная глубина?

17. Чему равен критический уклон?

**Пример 15.1.** Определить критическую глубину в прямоугольном русле, по которому проходит расход воды  $Q = 250 \text{ м}^3/\text{с}$ . Ширина русла  $b = 12 \text{ м}$ , коэффициент Кориолиса  $\alpha = 1,1$ .

*Решение.* Находим  $h_{кр}$  по формуле (15.18) при  $g = \frac{Q}{b} = 20,83 \text{ м}^3/\text{с}/\text{м}$ :

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = 3,65 \text{ м}.$$

**Пример 15.2.** Определить критическую глубину в треугольном русле при  $Q = 2 \text{ м}^3/\text{с}$  и значении коэффициента откоса  $m = 1,5$ ; коэффициент Кориолиса принять равным 1.1.

*Решение.* Согласно (15.22) имеем

$$h_{кр. тр} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha}{g} \left(\frac{Q}{m}\right)^2} = 0,74 \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{m}\right)^2} = 0,83 \text{ м}.$$

Т а б л и ц а 15.3

$h = h_{\text{пот}}, \text{ м}$	$\omega = \frac{(b+mh)}{m} h,$	$v = \frac{Q}{\omega}, \text{ м/с}$	$S_{\text{крит}} = \frac{\alpha v^3}{2g}$	$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha v^3}{2g}$
0,4	4,32	6,94	2,7	3,1
0,5	5,5	5,45	1,66	2,16
0,6	6,72	4,46	1,11	1,71
0,7	7,98	3,76	0,79	1,49
0,8	9,28	3,23	0,58	1,38
0,9	10,62	2,82	0,447	1,347
1	12	2,5	0,35	1,35
1,1	13,42	2,24	0,28	1,38
1,2	14,88	2,02	0,23	1,43
1,3	16,38	1,83	0,19	1,49
1,5	19,5	1,54	0,13	1,63
1,8	24,48	1,22	0,08	1,88
2,4	35,52	0,84	0,04	2,44
0,95	11,305	2,654	0,394	1,344

**Пример 15.3.** Определить критическую глубину в параболическом русле, имеющем параметр параболы  $p = 0,4 \text{ м}$ .

Расход  $Q = 1,5 \text{ м}^3/\text{с}$ , коэффициент Кориолиса  $\alpha = 1,1$ .

*Решение.* Согласно (15.23)

$$h_{\text{кр. пар}} = \sqrt[4]{\frac{27\alpha Q^2}{64gp}} = 0,466 \sqrt[4]{\frac{Q^2}{p}} = 0,717 \text{ м}.$$

**Пример 15.4.** Определить критическую глубину в сегментном (круговом) русле при  $Q = 1,8 \text{ м}^3/\text{с}$  и  $d = 2 \text{ м}$ .

*Решение.* Вычисляем вспомогательный параметр:

$$h_{\text{кр} d} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gd^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 1,8^2}{9,81 \cdot 2^2}} = 0,5 \text{ м}.$$

Тогда имеем  $\frac{h_{\text{кр}}}{d} = \frac{0,5}{2,0} = 0,25 < 0,4$ . Поэтому значение  $\frac{h_{\text{кр. с}}}{d}$  определяем по формуле

$$\frac{h_{\text{кр. с}}}{d} = 1,55 \frac{h_{\text{кр} d}}{d} - 0,9 \left( \frac{h_{\text{кр} d}}{d} \right)^2 + 0,025 = 1,55 \cdot 0,25 - 0,9 \cdot 0,25^2 + 0,025 = 0,468;$$

$$h_{\text{кр. с}} = \left( \frac{h_{\text{кр. с}}}{d} \right) d = 0,468 \cdot 2 = 0,936 \text{ м}.$$

**Пример 15.5.** Построить график удельной энергии сечения и определить критическую глубину в трапециевидальном русле при следующих данных:

$$Q = 30 \text{ м}^3/\text{с}, \quad b = 10 \text{ м} \quad \text{и} \quad m = 2.$$

*Решение.* Определяем критическую глубину следующими способами:

а) определяем  $h_{\text{кр. т}}$  по графику удельной энергии сечения  $\mathcal{E} = f(h)$ . Задаемся глубинами  $h$  от 0,4 до 2,4 м, результаты расчетов по формуле (15.14)

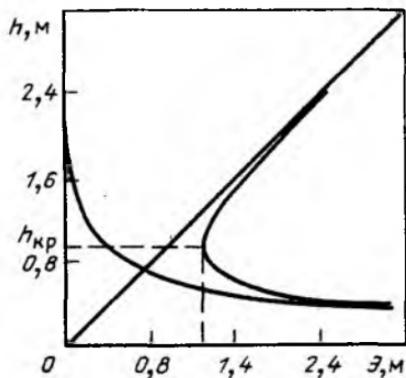


Рис. 15.8

графику при  $\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{1,1 \cdot 30,0^2}{9,81} = 100,9 \text{ м}^5$  находим  $h_{кр.т} = 0,94 \text{ м}$ ;

в) определяем  $h_{кр.т}$  по формуле (15.20а):

$$h_{кр.т} = \left(1 - \frac{z_n}{3} + 0,105 z_n^2\right) = \left(1 - \frac{0,2}{3} + 0,105 \cdot 0,04\right) \cdot 1 = 0,937 \text{ м},$$

где

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 30^2}{9,81 \cdot 10^2}} = 1,003 \text{ м}; \quad z_n = \frac{m h_{кр}}{b} = \frac{2,0 \cdot 1}{10} = 0,2 \text{ м}.$$

Расхождение между полученными значениями  $h_{кр}$ , определенными разными способами, удовлетворительное.

**Пример 15.6.** Определить критическую глубину  $h_{кр.т}$  в трапецидальном русле и установить, в каком состоянии находится поток при следующих исходных данных:  $Q = 25 \text{ м}^3/\text{с}$ ,  $b = 15 \text{ м}$ ,  $m = 1$  и  $h = 1,1 \text{ м}$ .

Т а б л и ц а 15.4

$h, \text{ м}$	$\omega, \text{ м}^2$	$\omega^3, \text{ м}^6$	$B, \text{ м}$	$\frac{\omega^3}{B}, \text{ м}^5$
0,2	2,08	9,0	10,8	0,83
0,4	4,32	80,62	11,6	6,95
0,6	6,72	303,46	12,4	24,47
0,8	9,28	799,218	13,2	60,54
1,0	12,0	1728	14,0	123,43
1,2	14,88	3294,64	14,8	222,61

сводим в табл. 15.3, при этом принято значение коэффициента Кориолиса  $\alpha \neq 1,1$ .

В соответствии с данными табл. 15.3, в которой для уточнения графика добавили значение  $h = 0,95 \text{ м}$ , строим график  $\mathcal{E} = f(h)$  (рис. 15.8), по которому находим  $h_{кр.т} = 0,94 \text{ м}$ ;

б) определяем  $h_{кр.т}$  по уравнению критического состояния потока (15.17). Вновь задаемся глубинами  $h$ , принимая значения глубины от 0,2 м до 1,2 м, и определяем значения  $\frac{\omega^3}{B}$  (табл. 15.4).

По данным табл. 15.4 построен график  $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$  (рис. 15.9). По этому

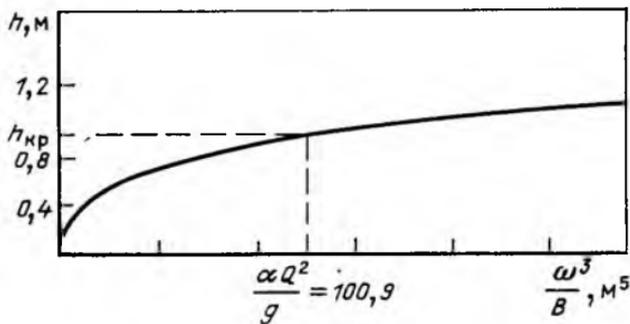


Рис. 15.9

*Решение.* Определяем критическую глубину по формуле (15.20а):

$$h_{кр.т} = \left(1 - \frac{z_n}{3} + 0,105z_n^2\right) = \left(1 - \frac{0,0452}{3} + 0,105 \cdot 0,0452^2\right) \times \\ \times 0,678 = 0,668,$$

где

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 25^2}{9,81 \cdot 15^2}} = 0,678 \text{ м}; \\ z_n = \frac{mh_{кр}}{b} = \frac{1 \cdot 0,678}{15} = 0,0452.$$

Так как  $h = 1,1 \text{ м} > h_{кр.т} = 0,668 \text{ м}$ , то поток находится в спокойном состоянии.

**Пример 15.7.** Определить критический уклон в русле трапецидального сечения при следующих данных: расход воды  $Q = 27 \text{ м}^3/\text{с}$ , ширина по дну  $b = 10 \text{ м}$ , коэффициент откоса  $m = 2$ , коэффициент шероховатости  $n = 0,025$ , коэффициент Кориолиса  $\alpha = 1,1$ .

*Решение.* Найдем критическую глубину. Для этого определим  $h_{кр.т}$  прямоугольного русла с шириной по дну  $b = 10 \text{ м}$  при  $\alpha = 1,1$ :

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = 0,935 \text{ м}.$$

$$\text{Находим } z_n = \frac{mh_{кр}}{b} = \frac{2 \cdot 0,935}{10} = 0,187 \text{ м}.$$

По табл. 15.1 по значению  $z_n = 0,187$  находим отношение  $h_{кр.т}/h_{кр} = 0,941$ . Тогда  $h_{кр.т} = 0,941 h_{кр} = 0,88 \text{ м}$ .

Далее находим для трапецидального русла

$$\chi_{кр.т} = b + 2h_{кр.т} \sqrt{1 + m^2} = 10 + 2 \cdot 0,88 \sqrt{5} = 13,94 \text{ м};$$

$$B_{кр.т} = b + 2mh_{кр.т} = 10 + 2 \cdot 2 \cdot 0,88 = 13,52 \text{ м};$$

$$\omega_{кр.т} = (b + mh_{кр.т}) h_{кр.т} = (10 + 2 \cdot 0,88) \cdot 0,88 = 10,35 \text{ м}^2;$$

$$R_{кр.т} = \frac{\omega_{кр.т}}{\chi_{кр.т}} = 0,74 \text{ м}.$$

Значение коэффициента Шези определяем по (8.52):

$$C = \frac{1}{n} + (27,5 - 300n) \lg R = 40 + 20 \lg 0,74 = 37,88 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Тогда (опуская индекс «т») по (15.24) определяем

$$i_{кр} = \frac{g\chi_{кр}}{\alpha C_{кр}^2 B} = \frac{9,81 \cdot 13,94}{1,1 \cdot 37,38^2 \cdot 13,52} = 0,00658.$$

По приближенной формуле (15.25), считая  $B_{кр} \approx \chi_{кр}$ , имеем

$$i_{кр} = \frac{g}{\alpha C_{кр}^2} = 0,00638.$$

т. е. получили достаточно близкие значения  $i_{кр}$ .

## Глава 16

### РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ (КАНАЛАХ)

#### 16.1. Общие сведения. Гидравлически наивыгоднейший профиль

Основные особенности равномерного движения были изложены в гл. 3 и 8. При равномерном движении в открытом русле давление на свободной поверхности по длине не изменяется. Так же постоянно по длине значение скоростного напора  $\alpha v^2/2g$ . Следовательно, пьезометрический уклон свободной поверхности  $J_n$  при равномерном движении равен гидравлическому уклону  $J$ , который в свою очередь равен уклону дна  $i$ , т. е.  $J = J_n = i$ .

Равномерное движение характеризуется такими признаками:

- 1) расход постоянен;
- 2) русло призматическое;
- 3) глубина  $h$ , а следовательно (с учетом п. 2), форма и площадь живого сечения  $\omega$ ,  $\chi$  и  $R$  постоянны;
- 4) шероховатость смоченной поверхности по длине не изменяется;
- 5) местные сопротивления отсутствуют;
- 6) положительный (прямой) уклон дна  $i > 0$  по длине не изменяется.

Условно можно считать, что в призматических каналах указанные условия выполняются. Условность связана с неизбежностью тех или иных местных нарушений равномерности движения (например, вблизи мостов, перегораживающих и других сооружений). Для дальнейшего рассмотрения принимаем, что движение равномерное. Расход при равномерном движении по (15.11)

$$Q = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0 i} \quad (16.1)$$

или по (15.12)

$$Q = K_0 \sqrt{i},$$

где  $K_0 = \omega_0 c_0 \sqrt{R_0}$  — расходная характеристика при равномерном движении.

Форма поперечного сечения каналов, проложенных в грунтах, может быть различной: трапецеидальной, параболической и полигональной. Сборные железобетонные лотки применяются в основном параболической или сегментной формы. Могут быть и другие формы поперечного сечения каналов.

Площадь всех форм живых сечений, кроме полукруга, для которого  $\omega = 0,5 \pi r^2$ , зависит от двух или более параметров: для трапеции  $\omega = f(b, h, m)$ ; для параболы  $\omega = f(p, h)$ ; для сегмента с центральным углом  $\varphi$   $\omega = f(\varphi, r)$  и т. д. Поэтому заданную площадь живого сечения данной формы можно получить, используя сколь угодно много различных сочетаний этих параметров. При этом каждый из вариантов будет иметь свои значения гидравлического радиуса  $R$  и длины смоченного периметра  $\chi$ .

Для каналов параболической формы сечения значения параметра параболы  $p$  задаются в нормативных документах в зависимости от высоты поперечного сечения лотка  $h_{л}$ . Например, для железобетонных лотков при  $h_{л} = 0,4 \div 0,8$  м рекомендуется  $p = 0,2$  м; при  $h_{л} = 1,0 \div 1,8$  м значение  $p = 0,4$  м и т. д. Для каналов параболического поперечного сечения в земляном русле значения  $p$  гораздо больше (см. табл. П.16.1).

Значения коэффициентов откоса  $m$  в земляных каналах принимают по нормативным данным или по сведениям об устойчивости откосов существующих каналов в аналогичных гидрогеологических и геологических условиях. При глубине выемки до 5 м и отсутствии данных о каналах-аналогах значения коэффициентов откоса можно принимать по табл. 16.1. Если же глубина выемки превышает 5 м, то для определения значений  $m$  следует провести специальные геотехнические расчеты.

В табл. 16.1 первое из значений коэффициента откоса  $m$  соответствует расходам  $Q$ , меньшим  $0,5$  м<sup>3</sup>, а второе — расходам, бóльшим  $10$  м<sup>3</sup>/с.

Таблица 16.1

Грунты	Коэффициент откоса	
	подводного	надводного
Скальный грунт	0—0,5	0—0,25
Полускальный грунт	0,5—1	0,5
Галечник и гравий с песком	1,25—1,5	1
Глина, суглинок тяжелый и средний, торф мощностью до 0,7 м, подстилаемый этими грунтами	1—1,5	0,5—1
Суглинок легкий, супесь, торф мощностью до 0,7 м, подстилаемый этими грунтами	1,25—2	1—1,5
Песок мелкий, торф мощностью до 0,7 м, подстилаемый этим грунтом	1,5—2,5	1—2
Песок пылеватый	3—3,5	2,5
Торф со степенью разложения до 50 %	1,25—1,75	1,25
Торф со степенью разложения более 50 %	1,5—2	1,5

Если найти такой вариант, при котором для неизменяемой  $\omega = \text{const}$  смоченный периметр  $\chi$  будет наименьшим ( $\chi_{min}$ ), то гидравлический радиус  $R = \omega/\chi = \text{const}/\chi_{min}$  будет максимально возможным в данных условиях. Следовательно, такой профиль живого сечения с  $\omega = \text{const}$  и  $R = \text{max}$  пропустит наибольший расход. Гидравлически наивыгоднейшим сечением (профилем) канала называется такое, в котором при заданной площади живого сечения пропускная способность канала будет наибольшей, при этом имеется в виду, что коэффициент шероховатости  $n$  и уклон дна  $i$  заданы и неизменны.

При гидравлических расчетах каналов рекомендуется использовать значения коэффициентов шероховатости, приведенные в таблицах приложения к гл. 8.

Но чаще гидравлически наивыгоднейший профиль канала определяют как профиль, в котором при данных  $n$  и  $i$  заданный расход проходит при минимальной площади живого сечения  $\omega$ .

В земляных каналах минимизация  $\omega$  приводит к уменьшениям выемки грунта, т. е. к экономии затрат. При наименьшей длине смоченного периметра возможно уменьшение объемов работ и материалов на укрепление откосов и дна. Кроме того, при  $\chi_{min}$  снижаются и возможные потери на фильтрацию через борта и дно канала.

Обязательно надо учитывать, что проектировать гидравлически наивыгоднейший профиль можно только при условии, если параметры, от которых зависит площадь живого сечения  $\omega$ , заранее не заданы. Если заданы глубина  $h$  или другой геометрический размер, то выбор вариантов невозможен и остальные параметры определяются однозначно из формулы Шези.

Для определения значений относительной ширины по дну канала трапециевидальной формы сечения  $\beta$ , при которых смоченный периметр будет минимальным (что при данном значении площади живого сечения  $\omega$  приводит к максимальному гидравлическому радиусу  $R$ ), выполним следующий анализ.

Учитывая, что  $\beta = \frac{b}{h}$  или  $b = \beta h$ , имеем

$$\omega = h^2(\beta + m); \quad \chi = h(\beta + 2\sqrt{1 + m^2}) = h(\beta + m').$$

Так как в данном случае  $\omega = \text{const}$ , то  $d\omega = h^2 d\beta + 2(\beta + m)hdh = 0$ . Приравнивая нулю первую производную  $d\chi = h d\beta + (\beta + m') dh = 0$ , найдем

$$d\beta = -\frac{\beta + m'}{h} dh.$$

Подставив найденное значение  $d\beta$  в выражение для  $d\omega$ , получим для трапециевидального гидравлически наивыгоднейшего профиля

$$\beta_{г.н} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m), \quad (16.2)$$

при этом  $h/R_{г.н} = 2$ .

Таблица 16.2

$m$	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3	4
$\beta_{г.н}$	2	1,56	1,236	1	0,828	0,606	0,472	0,385	0,325	0,246

Таблица 16.3

Расчетный ход	Определяющие параметры	Расчетные элементы конструкций каналов
Максимальный	Наибольшая ордината графика водоподачи	Гидравлические элементы сечения
Минимальный	Наименьшая ордината графика водоподачи	Проверка уровней воды, обеспечивающих водозабор и независимость; местоположение подпорных сооружений
Форсированный	Максимальный расход, увеличенный на коэффициент форсировки	Превышение дамб и бровок берм над уровнем воды в канале; проверка неразмываемости

Таким образом, чтобы получить гидравлически наивыгоднейший профиль трапецидального канала, необходимо запроектировать трапецию с соотношением ширины по дну к глубине, равным  $\beta_{г.н}$  по (16.2). Значения  $\beta_{г.н}$  приведены в табл. 16.2 и на рис. 16.1.

Таким образом, каналы гидравлически наивыгоднейшего профиля представлены относительно узкими и глубокими. Для прямоугольного гидравлически наивыгоднейшего профиля, т. е.  $m = 0$ ,  $(h/b)_{г.н} = 0,5$ , а для трапецидального профиля относительная глубина по табл. 16.2 изменяется в пределах  $(h/b)_{г.н} = 0,64 \div 4,06$  при увеличении  $m$  от 0,25 до 4,0. Для параболического русла гидравлически наивыгоднейшего профиля относительная глубина  $\tau_{г.н} = (h/p)_{г.н} = 1,8856$ .

В связи с этим крупные каналы не проектируют с гидравлически наивыгоднейшим профилем. Малые каналы, особенно мелиоративные, целесообразно проектировать с гидравлически наивыгоднейшим профилем (сечением) или с профилем, близким к гид-

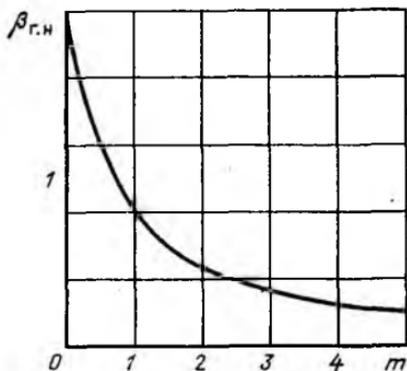


Рис. 16.1

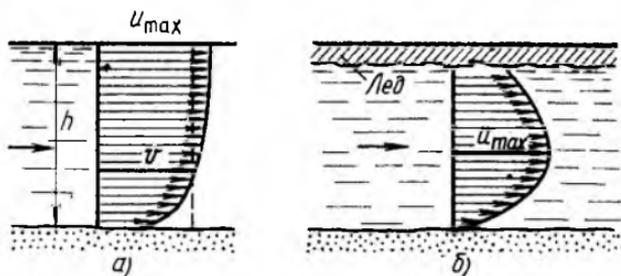


Рис. 16.2

равлически невыгоднейшему. Этот вопрос будет рассмотрен в § 16.8.

При гидравлических расчетах каналов на оросительных системах расчетные расходы принимаются согласно табл. 16.3.

При этом значения коэффициента форсировки  $k_{\text{форс}}$  зависят от расхода воды  $Q$  (табл. 16.4).

При проектировании каналов следует учитывать, что верх дамб и бровки берм каналов должны располагаться выше максимального уровня воды в канале на определенное значение  $\Delta h$ , которое также зависит от расхода (табл. П.16.2).

Таблица 16.4

$Q$ , м <sup>3</sup> /с	Менее 1	1—10	10—50	50—100	Более 100
$k_{\text{форс}}$	1,2	1,15	1,1	1,05	1

## 16.2. Распределение осредненных и пульсационных скоростей в безнапорных (открытых) потоках

Распределение осредненных скоростей. Для открытых достаточно широких потоков распределение осредненных скоростей (рис. 16.2, а), начиная с некоторого расстояния от стенки, хорошо описывается формулами логарифмического закона.

Относительный дефицит местной скорости от максимальной в открытых руслах с учетом (8.24)

$$\frac{u_{\text{max}} - u}{u_*} = \frac{2,3}{\kappa} \lg \frac{h}{z}. \quad (16.3)$$

Относительный дефицит средней скорости от максимальной, как и в трубах, постоянен для данных условий:

$$\frac{u_{\text{max}} - v}{u_*} = \frac{1}{\kappa}.$$

Для открытого плоского потока можно также аналитически (см. § 8.5) получить  $z_v \approx 0,4 h$ , где  $h$  — глубина.

Для лабораторных лотков и каналов с жесткими стенками коэффициент  $\kappa = 0,34 \div 0,4$  (см. § 8.4); для рек  $\kappa \approx 0,1 \div 1,3$ ; для земляных размываемых каналов  $\kappa \approx 0,2 \div 0,6$ .

Схематизация, принятая при определении  $z_0$  и интегрировании, конечно, не может соответствовать всему многообразию условий в естественных (реки) и искусственных (каналы) водотоках. Поэтому исследования, особенно проводимые в натуральных условиях, позволяют получить некоторые уточнения.

На распределение осредненных скоростей в натуральных условиях влияют многочисленные факторы. В ряде случаев максимальная скорость наблюдается в местах, несколько заглубленных под поверхностью. Так, максимум скорости под ледяным покровом находится в толще потока (рис. 16.2, б). При этом местоположение на вертикали точки, где наблюдается  $u_{max}$ , зависит от соотношения шероховатости дна и нижней поверхности льда.

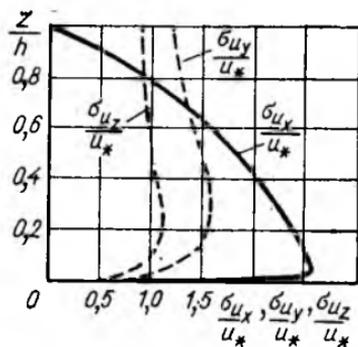


Рис. 16.3

При грядовой форме дна эпюры скоростей, измеренных в различных створах гряд (рис. 8.6) (на гребне, в подвалье и т. п.), могут различаться.

На распределение осредненных скоростей оказывает влияние ветер (при встречном ветре, например, поверхностные слои затормаживаются и скорость в них может значительно уменьшиться), что приводит к переформированию эпюры.

Распределение скоростей по вертикали также зависит от относительной ширины русла и размещения створа, где измеряются скорости, по отношению к стенкам русла.

В широких руслах распределение скоростей на осевой вертикали можно считать не зависящим от влияния стенок.

В узких руслах максимум скорости обычно наблюдается не на поверхности открытого потока.

При наличии в потоке взвешенных наносов форма эпюры скоростей также изменяется: чем выше содержание наносов, тем эпюра скоростей получается менее «полной».

Коэффициент кинетической энергии. Изменение коэффициентов  $\alpha$  с изменением  $\lambda$  или  $C$  для каналов подчиняется другим зависимостям, чем для напорных труб. Натурные исследования, проведенные на больших каналах Средней Азии, проложенных в песчаных грунтах, показали, что при  $\lambda = 0,02 \div 0,087$  коэффициент  $\alpha \approx 1,2 + 0,7 \lambda$ .

Распределение пульсационных составляющих скоростей. В открытых потоках распределение по вертикали пульсационных составляющих скорости неодинаково (рис. 16.3). Все три пульсационные составляющие скорости, характеризующиеся среднеквадратичными отклонениями, отнесенными к динамической скорости (см. гл. 6), имеют в придонной области максимум, а затем по мере приближения к дну уменьшаются. Вблизи дна и берегов интенсивность продольных пульсаций больше, чем на оси потока.

Касательные напряжения. В открытых потоках максимальные значения касательного напряжения  $\tau$  наблюдаются на уровне вершин выступов шероховатости. Затем  $\tau$  убывает и по направлению к дну, и по нормали к нему.

Влияние ветра сказывается и на кинематике потока, на гидравлическом уклоне, на возникающих на поверхности воды касательных напряжениях, на пропускной способности. Это влияние различно при разных направлениях ветра. При попутном ветре уклон водной поверхности уменьшается, поверхностная скорость в потоке растет, а придонная уменьшается. Высота волн (а значит, и шероховатость водной поверхности) и их длина уменьшаются при попутном ветре. Например, при направлении ветра, совпадающем с направлением течения (попутный ветер), высота ветровых волн

в несколько (примерно 3—5) раз меньше, чем при встречном ветре. Пропускная способность (расход воды) при попутном ветре растет.

Тенденции изменения всех указанных параметров при встречном направлении ветра (по отношению к направлению движения воды) противоположны. При попутном ветре касательное напряжение на водной поверхности меньше, чем при встречном направлении ветра.

На незащищенных участках земляных каналов ветровые волны способствуют усилению размыва и повышению концентрации взвешенных наносов в потоке вблизи линии уреза. В целом встречное направление ветра больше влияет на поток воды в канале, чем попутное.

### 16.3. Коэффициенты Шези

Область сопротивления. В каналах, как проходящих в земляном русле, так и в бетонных, может наблюдаться не только квадратичная область сопротивления, но и переходная область. Однако в этих случаях применение формул для коэффициента Шези, предложенных для квадратичной области, не приводит к особым погрешностям.

В то же время во многих натуральных исследованиях экспериментально подтверждается, что при достаточно больших  $Re$  коэффициент  $\lambda$  не зависит от  $Re$ , т. е. наблюдается автомодельность по числу  $Re$  (движение происходит в квадратичной области сопротивления).

Неоднородная шероховатость по периметру русла (канала) встречается довольно часто. Так, откосы канала могут быть укреплены бетонной одеждой или каменной наброской, а дно может быть грунтовым. Русло может иметь неоднородную шероховатость по периметру при наличии ледяного покрова, шероховатость нижней поверхности которого отличается от шероховатости откосов и дна канала. Могут быть и другие случаи, в которых шероховатость по периметру неодинакова.

При наличии неоднородной шероховатости по периметру канала расчет коэффициента Шези обычно проводится по известным формулам (8.49), (8.51) с введением в них так называемого приведенного коэффициента шероховатости  $n_{пр}$ . Для его определения существует несколько формул, дающих приблизительно одинаковые численные результаты. Если известны части смоченного периметра с различной шероховатостью (сюда в общем случае включается и ледяной покров), например  $\chi_1$ ,  $\chi_2$  и  $\chi_3$ , и соответственно коэффициенты шероховатости для этих частей периметра  $n_1$ ,  $n_2$  и  $n_3$ , приведенный коэффициент шероховатости можно вычислить по формуле Павловского

$$n_{пр} = \sqrt{\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2 + \chi_3 n_3^2}{\chi_1 + \chi_2 + \chi_3}}$$

Деформируемые русла. В земляных руслах, подверженных деформациям, кроме шероховатости частиц, слагающих русло и оцениваемых высотой выступа  $\Delta$ , в гидравлических сопротивлениях учитываются и русловые образования различного характера. К ним относятся излучины, плесы и перекаты и другие крупные образования, характеризующие русловой процесс в реках и каналах.

Конечно, не все виды указанных крупных образований могут образоваться в данном водотоке. Условия их возникновения и существования рассматриваются в речной гидравлике и теории руслового процесса.

Элементами рельефа деформируемых водотоков являются рифели (более мелкие формы донного рельефа), гряды (более крупные) (см. рис. 8.6) и др. Коэффициент Дарси представляют в виде суммы коэффициента  $\lambda_\Delta$ , отражающего зернистую шероховатость, и  $\lambda_\phi$ , зависящего от донных форм рельефа:

$$\lambda = \lambda_\Delta + \lambda_\phi.$$

При необходимости добавляются члены, отражающие влияние растительности, а также ледяного покрова, и другие параметры.

Очевидно, что

$$1/C^2 = (1/C_{\Delta}^2) + (1/C_{\Phi}^2).$$

Коэффициент  $\lambda_{\Delta}$  помимо уже известных из (7.16) параметров зависит от относительной гладкости в виде относительной глубины  $h/\Delta$ , неоднородности грунтового материала, которая оценивается отношением диаметров частиц в выбранных характерных зернах одного размера, и от других факторов. Коэффициент  $\lambda_{\Phi}$  (или  $C_{\Phi}$ ) чаще всего представляют в виде функции относительных параметров  $h/h_r$ ,  $l_r/h_r$  и др. ( $h$  — глубина потока,  $h_r$  и  $l_r$  — высота и длина гряд). При этом коэффициент Шези увеличивается с увеличением относительной гладкости и относительной длины гряды.

Как уже указывалось в § 8.6, статистические параметры полнее всего оценивают шероховатость.

Ниже приводится формула (Д. В. Штеренлихт, А. П. Поладзаде) для коэффициента Шези, полученная по данным натурных исследований крупных каналов, проходящих в песчаных грунтах:

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = 6,18 \lg \left[ 0,183 \left( \frac{R}{h_{r.сп}} \right) \left( \frac{l_{r.сп}}{h_{r.сп}} \right) \right],$$

где  $h_{r.сп}$  и  $l_{r.сп}$  — высота и длина гряд, определенные на основе статистического (в данном случае спектрального) анализа.

**Заращение водотока.** В каналах и реках при благоприятных температурных условиях может происходить заращение дна и откосов. Это приводит к уменьшению живого сечения и повышению шероховатости границ потока. В результате при неизменности перепада напоров происходит уменьшение скоростей движения воды и расхода. Увеличиваются потери воды на испарение и фильтрацию через дно и откосы канала, вследствие чего может начаться выпадение взвешенных в воде частиц наносов, т. е. заиление.

Заращение может охватить часть живого сечения или даже все живое сечение. Если растительность своевременно не удалить, пропускная способность канала снижается, а если подавать постоянный расход, глубины потока в зарастающем русле увеличиваются.

К зарастающим обычно относятся также поймы рек. При некоторых схемах поверхностных поливов сплошной травяной покров также может находиться на дне. Как показывают натурные и лабораторные исследования, наличие растительности сказывается на форме эпюры скорости (часто точка с максимальной скоростью располагается ниже свободной поверхности).

Наблюдаются случаи движения, при котором в заросшем водотоке потери напора по длине  $h_{дл}$  пропорциональны первой степени средней скорости:

$$\lambda = 7500/Re + 110\,000/Re,$$

имеются и предложения (А. Д. Асанова) по трехчленной зависимости

$$\lambda = \lambda_0 + (a/Re) + (b/Re^2),$$

где  $\lambda_0$  — коэффициент Дарси в незаросшем русле в данных условиях;  $a$  и  $b$  — коэффициенты.

В большинстве исследований заросших русл квадратичная область не зафиксирована.

Укажем, что коэффициенты  $\lambda$  (или  $C$ ) в рассматриваемых условиях зависят от вида растений, соотношения высоты растений и глубины, от отношения части площади живого сечения, занятой растительностью, ко всей площади живого сечения, от гибкости растений, количества растений на единице

площади дна и откосов, числа  $Re$ , подсчитанного по диаметру стеблей, от критериев, характеризующих поток в канале, и ряда других факторов.

Влияние формы живого сечения. Гидравлический радиус в качестве характерного линейного размера в формулах для коэффициента Шези не является достаточно точным решением для всех форм живого сечения русла. На значения коэффициента Шези влияет и форма сечения, что проявляется тем сильнее, чем выше относительная шероховатость.

При прочих равных условиях наибольший коэффициент Шези имеют русла с криволинейной формой. Значения коэффициента Шези уменьшаются от треугольного к прямоугольному живому сечению.

Разность значений коэффициента Шези для различных форм живого сечения может доходить по лабораторным данным максимально до 15 %.

Влияние формы живого сечения на коэффициенты Шези — один из вопросов, подлежащих дальнейшему изучению. Пока же в расчетах применяют обычные формы для коэффициента Шези без учета влияния формы живого сечения.

В расчетной практике отмеченные особенности потоков в деформируемых земляных руслах суммарно учитывают по коэффициентам шероховатости  $n$ . Принятые значения коэффициентов  $n$  при расчетах земляных русл могут быть не совсем точными, что зависит от полноты исходных данных. Целесообразно переходить к расчету коэффициентов Шези, при котором будут использоваться только объективно определяемые параметры шероховатости.

Анализ натуральных материалов, полученных на реках и крупных каналах в диапазоне изменения гидравлического радиуса от 2 до 5 м (каналы) и от 3 до 20 м (реки), позволил в дополнение к (8.46) предложить уточненную формулу для коэффициента Шези, отвечающую указанным натурным данным:

$$C = \frac{1}{n} + \frac{0,42 + 0,003R}{n} \lg R,$$

или в среднем

$$C = \frac{1}{n} + \frac{0,45}{n} \lg R.$$

#### 16.4. Допускаемые скорости движения воды в каналах

В настоящее время для гидравлических расчетов каналов применяют различные методы: метод допускаемых скоростей, влекущей силы, режимной теории, морфометрических зависимостей, а также комбинированные методы.

В большинстве случаев применяется метод допускаемых скоростей. Согласно методу допускаемых скоростей для обеспечения высокой надежности каналов необходимо принимать такое расчетное значение средней скорости  $v$ , при котором в канале не будет происходить ни размыв, ни заиление. При недопустимо высоких значениях скорости ( $v > v_{\text{доп}}$ ) борта и дно могут подвергаться разрушению (это касается и каналов с жесткими одеждами) и размыву. При недопустимо малых скоростях ( $v < v_{\text{нез}}$ ) в канале могут выпадать взвешенные в воде наносы и канал будет постепенно заиляться. Заиление может происходить не только в земляных, но и в бетонных каналах.

Под допускаемой неразмывающей средней скоростью  $v_{\text{доп}}$  понимается наибольшее значение средней скорости движения воды, при которой поток не может вызвать недопустимого для нормальной эксплуатации размыва (разрушения) русла.

За незаиляющую скорость  $v_{\text{нез}}$  принимается наименьшее значение средней скорости движения, при которой поток способен транспортировать без осаждения находящиеся в нем наносы.

Как размыв, так и заиление нарушают нормальную работу каналов.

Существует весьма большое число формул как для  $v_{\text{доп}}$ , так и для  $v_{\text{нез}}$ . Имеются и ведомственные нормативы, отражающие специфику работы сооружений разного назначения.

Значения допускаемой неразмывающей скорости (средней  $v_{\text{доп}}$  и придонной  $u_{\Delta \text{ доп}}$  на уровне выступов шероховатости) принимаются в соответствии с результатами исследований, которые выполнил акад. Ц. Е. Мирцхулава.

Допускаемые скорости определены при логарифмическом распределении осредненных скоростей по вертикали. Принято, что высота выступа шероховатости для однородных грунтов  $\Delta = 0,7 d$  [ $d$  — средний размер частиц несвязного или агрегатов (отдельно-стей) связного грунта], для неоднородного грунта  $\Delta = 0,7 d_{95}$ .

Рассмотрим сначала несвязные грунты. Несвязный грунт считается однородным, если  $d_{95}/d_5 \leq 5$ , где  $d_5$  и  $d_{95}$  — диаметр частиц, меньше которых в данном грунте содержится по массе соответственно 5 % и 95 %.

Для однородных несвязных грунтов при глубине  $h$

$$\left. \begin{aligned} v_{\text{доп}} &= \lg \frac{8,8h}{d} \sqrt{\frac{2m}{0,44\rho n} [g(\rho_{\text{гр}} - \rho) d + 2C_{\text{ун}}^n k]} ; \\ u_{\Delta \text{ доп}} &= 1,25 \sqrt{\frac{2m}{0,44\rho n} [g(\rho_{\text{гр}} - \rho) d + 2C_{\text{ун}}^n k]} , \end{aligned} \right\} (16.4)$$

где  $v_{\text{доп}}$  — средняя по сечению допускаемая неразмывающая скорость потока, м/с;  $u_{\Delta \text{ доп}}$  — допускаемая неразмывающая придонная скорость потока на высоте выступов шероховатости  $\Delta$ , м/с;  $\rho_{\text{гр}}$ ,  $\rho$  — плотность материала частиц грунта и воды, кг/м<sup>3</sup>;  $d$  — средний (средневзвешенный) диаметр частиц грунта, м;  $C_{\text{ун}}^n$  — усталостная прочность на разрыв несвязного грунта, Па, этим параметром учитывается появление ощутимых сил сцепления при мелкозернистости грунта (при  $d < 0,25$  мм);  $m$  — коэффициент условий работы, учитывающий (для каналов, устраиваемых в несвязных грунтах) влияние наносов в коллоидном состоянии на размывающую способность потока; при содержании в воде глинистых частиц менее 0,1 кг/м<sup>3</sup> коэффициент  $m = 1$ , при наличии в воде этих частиц

0,1 кг/м<sup>3</sup> и более  $m > 1$ ;  $n$  — коэффициент перегрузки, учитывающий изменение размывающей способности потока под влиянием пульсационного характера скоростей и другие случаи вероятного превышения нагрузок на частицы грунта над расчетными значениями;  $k$  — коэффициент, характеризующий вероятность отклонения сил сцепления от среднего значения, его можно принять равным  $k = 0,5$ .

Усталостная прочность на разрыв несвязного грунта приближенно определяется по формуле  $C_{\text{ун}}^n = 1,72 \cdot 10^{-4} d^{-1}$ , где  $d$  — в м,  $C_{\text{ун}}^n$  — в Па.

Коэффициент перегрузки равен

$$n = (u_{\Delta \text{макс}} / \bar{u}_{\Delta})^2,$$

где  $u_{\Delta}$  и  $\bar{u}_{\Delta}$  — максимальная мгновенная и осредненная (по времени) придонная скорость на высоте выступов шероховатости. При  $d < 0,001$  м можно  $n$  определять по приближенной формуле

$$n = 1 + \frac{d}{0,00005 + 0,3d}, \quad (16.5)$$

где  $d$  — в метрах.

При  $d > 0,001$  м коэффициент перегрузки  $n = 4$ .

Значения  $v_{\text{доп}}$  и  $u_{\Delta \text{доп}}$ , подсчитанные по (16.4) для потоков, свободных от наносов, для однородных несвязных грунтов при  $\rho_{\text{гр}} = 2650$  кг/м<sup>3</sup>,  $m = 1$  приведены в табл. 16.5.

Если несвязные грунты неоднородны, при определенных условиях учитывают возможное при их размыве явление естественной отмытки (самоотмытки) русла канала крупными фракциями грунта. При этом, если допустить незначительный размыв русла канала в начальный период его эксплуатации, более крупные фракции грунта покроют (отмытят) поверхность русла. Вследствие этого допускаемая неразмывающая скорость увеличивается, так как она будет определяться не для среднего диаметра частиц, а для среднего диаметра частиц отмытки  $d_{\text{отм}}$ . Значение допускаемой глубины размыва здесь ограничивают 5 % глубины потока, т. е.  $h_{\text{доп}} \leq 0,05 h$ .

Значения допускаемых неразмывающих средних скоростей потока  $v_{\text{доп}}$ , м/с, для неоднородных по крупности грунтов при допускаемой глубине размыва  $h_{\text{доп}} = 0,05 h$  приведены в табл. 16.6. Неоднородность частиц грунта оценена коэффициентом неоднородности  $k = d_{\text{ср}}/d_{95}$ , где  $d_{95}$  — средний размер частиц, мельче которых в данном грунте содержится 95 % (по массе).

Если необходимо рассчитать крепление русла каменной наброской, средний размер (диаметр) устойчивого камня (грунта) определяется из (16.4).

Таблица 16.5

Средний размер частиц грунта $d$ , мм	Допускаемые неразмыывающие донные скорости на высоте выступов шероховатости $u_{\Delta\text{доп}}$ , м/с	Допускаемые неразмыывающие средние скорости $v_{\text{доп}}$ , м/с, при глубине потока $h$ , м			
		0,5	1	3	5
0,05	0,13	0,52	0,55	0,6	0,62
0,15	0,1	0,36	0,38	0,42	0,44
0,25	0,11	0,37	0,39	0,41	0,45
0,37	0,12	0,38	0,41	0,46	0,48
0,5	0,13	0,41	0,44	0,5	0,52
0,75	0,16	0,47	0,51	0,57	0,59
1	0,17	0,51	0,55	0,62	0,65
2	0,24	0,64	0,7	0,79	0,83
2,5	0,27	0,69	0,75	0,86	0,9
3	0,29	0,73	0,8	0,91	0,96
5	0,37	0,87	0,96	1,1	1,17
10	0,52	1,1	1,23	1,42	1,51
15	0,64	1,26	1,42	1,65	1,76
20	0,73	1,37	1,55	1,84	1,96
25	0,82	1,48	1,65	1,98	2,12
30	0,89	1,56	1,76	2,1	2,26
40	1,03	1,68	1,93	2,32	2,5
75	1,42	2,01	2,35	2,89	3,14
100	1,63	2,15	2,54	3,14	3,46
150	2	2,35	2,84	3,62	3,96
200	2,31	2,47	3,03	3,92	4,31
300	2,82	2,9	3,32	4,4	4,94

Для связных грунтов (глины, суглинки, супеси) допускаемые неразмыывающие скорости находят по формулам, предложенным Ц. Е. Мирцхулава:

$$\left. \begin{aligned} v_{\text{доп}} &= \left( \lg \frac{8,8h}{d} \right) \sqrt{\frac{2m}{2,6\rho n} [g(\rho_{\text{гр}} - \rho)d + 1,25C_y^H k]} ; \\ u_{\Delta\text{доп}} &= 1,25 \sqrt{\frac{2m}{2,6\rho n} [g(\rho_{\text{гр}} - \rho)d + 1,25C_y^H k]} , \end{aligned} \right\} (16.6)$$

где  $C_y^H$  — нормативная усталостная прочность на разрыв связного грунта, Па;  $d$  — средний размер агрегатов (отрывающихся отдельностей) грунта, приведенный к диаметру равнообъемного шара, м;  $m$  — коэффициент условий работы;  $k$  — коэффициент однородности связных грунтов, характеризующий вероятность отклонения показателей сцепления от их средних значений в неблагоприятную сторону по сравнению с нормативной. При отсутствии данных по испытанию грунтов  $k = 0,5$ ;  $n$  — коэффициент перегрузки, определяется по формуле (16.5); при отсутствии данных специальных исследований пульсации скоростей для потоков с вполне развившейся турбулентностью принимают  $n = 4$ .

$v_{\text{доп}}$ , м/с, для неоднородных несвязных грунтов при  $h_{\text{доп}} \leq 0,05 h$ 

$d_{\text{ср}}$ , мм	$k = \frac{d_{\text{ср}}}{d_{95}} = 0,5$				$k = \frac{d_{\text{ср}}}{d_{95}} = 0,3$				$k = \frac{d_{\text{ср}}}{d_{95}} = 0,2$			
	$h = 0,5 \text{ м}$	$h = 1 \text{ м}$	$h = 3 \text{ м}$	$h = 5 \text{ м}$	$h = 0,5 \text{ м}$	$h = 1 \text{ м}$	$h = 3 \text{ м}$	$h = 5 \text{ м}$	$h = 0,5 \text{ м}$	$h = 1 \text{ м}$	$h = 3 \text{ м}$	$h = 5 \text{ м}$
	0,25	0,44	0,47	0,52	0,55	0,53	0,58	0,64	0,68	0,62	0,67	0,76
0,37	0,48	0,52	0,58	0,61	0,59	0,64	0,72	0,75	0,65	0,75	0,84	0,89
0,50	0,53	0,57	0,64	0,67	0,63	0,70	0,79	0,83	0,67	0,81	0,92	0,97
0,75	0,59	0,65	0,73	0,77	0,68	0,79	0,89	0,94	0,70	0,87	1,05	1,11
1,0	0,63	0,70	0,79	0,83	0,71	0,83	0,96	1,02	0,70	0,89	1,13	1,20
2,0	0,79	0,89	1,04	1,10	0,83	1,01	1,26	1,34	0,76	0,99	1,41	1,56
2,5	0,84	0,96	1,13	1,20	0,87	1,06	1,36	1,46	0,78	1,02	1,46	1,70
3,0	0,88	1,02	1,21	1,28	0,90	1,11	1,44	1,56	0,80	1,04	1,54	1,78
5,0	1,01	1,18	1,45	1,56	0,98	1,23	1,67	1,86	1,86	1,11	1,68	1,98
10	1,18	1,42	1,82	2,00	1,10	1,39	1,97	2,26	0,95	1,21	1,83	2,22
15	1,29	1,57	2,05	2,28	1,17	1,48	2,13	2,48	1,02	1,29	1,92	2,34
20	1,38	1,68	2,22	2,48	1,23	1,55	2,24	2,64	1,07	1,35	1,99	2,42
25	1,44	1,76	2,36	2,65	1,28	1,61	2,33	2,75	1,11	1,40	2,05	2,48
30	1,50	1,83	2,47	2,79	1,32	1,66	2,40	2,84	1,15	1,44	2,10	2,54
40	1,59	1,95	2,64	3,01	1,39	1,74	2,52	2,99	1,20	1,52	2,19	2,63
75	1,79	2,22	3,05	3,51	1,51	1,94	2,79	3,31	1,28	1,68	2,43	2,88
100	1,87	2,35	3,24	3,75	1,56	2,02	2,93	3,48	1,30	1,74	2,55	3,02
150	1,98	2,52	3,54	4,09	1,60	2,14	3,14	3,71				

Нормативная усталостная прочность на разрыв находится в зависимости от нормативного удельного сцепления грунта  $C^H$  по формуле

$$C_y^H = 0,035C^H.$$

За нормативное удельное сцепление грунта  $C^H$  принимается среднее значение сцепления поверхностного слоя грунта в состоянии капиллярного водонасыщения при полной влагоемкости, полученное по данным испытаний путем вдавливания сферического штампа, проведенных непосредственно на трассе проектируемого канала на отобранных на трассе образцах грунтов.

Значения нормативного удельного сцепления можно принимать по нормативам (см. табл. П.16.3).

Произведение нормативного удельного сцепления  $C^H$  на коэффициент однородности грунта  $k$  принимают в качестве расчетного удельного сцепления

$$C_{\text{расч}} = C^H k,$$

в зависимости от которого устанавливают допускаемую неразмывающую скорость потока по табл. 16.3, составленной по (16.6) при  $\rho_r = 2650 \text{ кг/м}^3$ ,  $m = 1$ ,  $d = 4 \text{ мм}$ ,  $\Delta = 2,8 \text{ мм}$ .

Найденные по (16.6) значения приведены в табл. 16.7.

Т а б л и ц а 16.7

Расчетное сцепление $C_{\text{расч}}$ $10^5 \text{ Па}$	Допускаемые неразмывающие придонные скорости на высоте выступов эквивалентной шероховатости $u_{\Delta \text{ доп}}$	Допускаемые неразмывающие средние скорости $u_{\text{доп}}$ , м/с, при глубине потока $h$ , м			
		0,5	1	3	5
0,005	0,16	0,39	0,43	0,49	0,52
0,01	0,18	0,44	0,48	0,55	0,58
0,02	0,21	0,52	0,57	0,65	0,69
0,03	0,24	0,59	0,64	0,74	0,78
0,04	0,27	0,65	0,71	0,81	0,86
0,05	0,29	0,71	0,77	0,89	0,98
0,075	0,34	0,83	0,91	1,04	1,1
0,1	0,39	0,96	1,04	1,2	1,27
0,125	0,42	1,03	1,13	1,3	1,37
0,15	0,46	1,13	1,23	1,41	1,49
0,175	0,5	1,21	1,33	1,52	1,6
0,2	0,53	1,28	1,4	1,6	1,69
0,225	0,56	1,36	1,48	1,7	1,8
0,25	0,58	1,42	1,55	1,78	1,88
0,3	0,63	1,54	1,69	1,94	1,04
0,35	0,69	1,67	1,83	2,09	2,21
0,4	0,74	1,79	1,96	2,25	2,38
0,45	0,77	1,88	2,06	2,35	2,49
0,5	0,82	1,99	2,17	2,5	2,63
0,6	0,89	2,16	2,38	2,72	2,88

Таблица 16.8

Грунт. условия работы канала	Значения коэффициентов $m$ для		
	магистральных каналов	водохозяйствен- ных распределителей	хозяйственных распределителей
Песок:			
мелкий и средней крупности	1,3	1,4	1,5
крупный и гравелистый	1,5	1,6	1,7
Гравий:			
мелкий	1,5	1,6	1,7
средней крупности	1,4	1,5	1,6
крупный	1,2	1,3	1,4
галька	1,1	1,2	1,3
Глинистые грунты:			
при содержании в потоке глинистых частиц менее 0,1 кг/м <sup>3</sup>	1	1	1
то же более 0,1 кг/м <sup>3</sup> при донных корродиру- ющих наносах	1,3 0,75	1,4 0,8	1,6 0,85
Дно и откосы покрыты расти- тельностью	1,1	1,15	1,2
При длительных перерывах работы каналов:			
для районов недостаточ- ного увлажнения	0,2	0,22	0,25
для районов с влажным климатом	0,6	0,7	0,8

Значения коэффициента условий работы  $m$ , учитывающего влияние ряда факторов на  $v_{\text{доп}}$  и  $u_{\text{доп}}$ , приведены в табл. 16.8.

Если  $m \neq 1$ , то значения допускаемых неразмывающих скоростей, найденные по табл. 16.5 и 16.7, следует умножить на  $\sqrt{m}$ .

Допускаемые неразмывающие скорости для связных засоленных грунтов значительно ниже, чем для незасоленных при тех же значениях  $S_{\text{расч}}$ . В табл. 16.9 приведены значения допускаемых неразмывающих средних скоростей потока для связных соленых грунтов при содержании легкорастворимых солей 0,2—0,3 % массы грунта.

Допускаемые неразмывающие средние скорости потока для каналов, проходящих в торфяных грунтах, зависят от свойств грунта. Значения этих скоростей (при  $R = 1$  м) даны в табл. 16.10.

В практике проектирования и эксплуатации каналов с креплениями большое значение имеет правильное определение допускаемых скоростей. Значения допускаемых средних скоростей, м/с, потока для каналов с монолитными бетонными, сборными железобетонными и асфальтобетонными облицовками приведены в табл. 16.11.

Все приведенные выше для каналов в неукрепленных руслах зависимости и табличные данные рекомендуется применять при расходах в канале не более 50 м<sup>3</sup>/с. При больших расходах допускаемые скорости принимают по данным работы каналов-аналогов или по данным специально проводимых исследований.

Таблица 16.9

Расчетное сцепление $S_{расч}$ $10^3$ Па	Допускаемые неразмывающие средние скорости $v_{доп}$ , м/с, при глубине потока, м			
	0,5	1	3	5
0,005	0,36	0,4	0,46	0,49
0,01	0,39	0,43	0,49	0,52
0,02	0,41	0,45	0,52	0,55
0,03	0,43	0,48	0,55	0,59
0,04	0,46	0,51	0,58	0,62
0,05	0,48	0,53	0,61	0,65
0,075	0,51	0,56	0,64	0,69
0,1	0,55	0,61	0,7	0,75
0,125	0,6	0,67	0,76	0,81
0,15	0,65	0,72	0,82	0,88
0,175	0,7	0,77	0,89	0,94
0,2	0,75	0,82	0,93	1
0,225	0,8	0,88	1	1,07
0,25	0,82	0,91	1,04	1,1
0,3	0,9	0,99	1,12	1,2
0,35	0,97	1,06	1,22	1,3
0,4	1,03	1,15	1,31	1,4
0,5	1,26	1,28	1,46	1,56
0,6	1,27	1,38	1,6	1,7

Таблица 16.10

Вид торфа	Допускаемые неразмывающие средние скорости, м/с
Древесный	0,4
Хвощевой	0,8
Осок-гипновый хорошо разложившийся (более 55 %)	0,6
Осок-гипновый слабо разложившийся (до 35 %)	0,9
Сфагновый хорошо разложившийся (более 55 %)	0,7
Сфагновый слабо разложившийся (до 35 %)	1,2

Примечание. При других значениях гидравлического радиуса приведенные в табл. 16.10 значения  $v_{доп}$  умножаются на  $R^{0,667}$ .

**Незаиляющие скорости.** Средняя незаиляющая скорость  $v_{нез}$  соответствует состоянию, когда мутность потока или концентрация взвешенных наносов  $\rho_n$  (т. е. содержание наносов в единице объема воды) равна его транспортирующей способности  $\rho_t$ . Транспортирующая способность потока — то максимальное количество взвешенных наносов, содержащихся в единице объема воды, которое поток способен транспортировать без их осаждения.

Таблица 16.11

Проектная марка (класс) материала облицовки по прочности	Глубина потока, м			
	0,5	1	3	5
50 (B3,5)	9,6	10,6	12,3	13
75 (B5)	11,2	12,4	14,3	15,2
100 (B7,5)	12,5	13,8	16	17
150 (B10)	14	15,6	18	19,1
200 (B15)	15,6	17,3	20	21,2
300 (B22,5)	19,2	21,2	24,6	26,1

Приведем формулы для  $\rho_{\tau}$ , предложенные Е. А. Замариным для водотоков, где мутность  $\rho_n$  не превышает 5—6 кг/м<sup>3</sup>. Г и д - рав л и ч е с к о й к р у п н о с т ь ю н а н о с о в  $\omega$  называется скорость равномерного падения частицы наносов в неподвижной воде.

По Е. А. Замарину:  
при  $0,0004 < \omega < 0,002$  м/с

$$\rho_{\tau} = 11v \sqrt{\frac{v}{\omega}} \sqrt{Ri}; \quad (16.7)$$

при  $0,002 < \omega < 0,008$  м/с

$$\rho_{\tau} = 0,022 (v/\omega)^{3/2} \sqrt{Ri}. \quad (16.8)$$

Гидравлическая крупность зависит от размера и формы частиц наносов и от кинематической вязкости воды (см. гл. 20). При расчетах обычно принимают  $\omega$  как средневзвешенное значение гидравлических крупностей для каждой из фракций.

От формул (16.7) и (16.8) можно перейти к определению выражений для незаиляющей (средней по живому сечению) скорости  $v_{нез}$ .

Записав по формуле Шези  $v_{нез} = (C \sqrt{R})_{нез} \sqrt{i}$ , получим для случаев, когда гидравлическая крупность находится в пределах  $0,0004 < \omega < 0,002$  м/с:

$$\omega \rho^2 = 121v_{нез}^3 Ri,$$

отсюда

$$(C^{0,6} \sqrt{R})_{нез} \sqrt{i} = 0,383 \rho^{0,4} \omega^{0,2}. \quad (16.7a)$$

Для тех случаев, когда  $0,002 < \omega < 0,008$  м/с,

$$(C^{0,6} \sqrt{R})_{нез} \sqrt{i} = 4,6 \rho^{0,4} \omega^{0,6}. \quad (16.8a)$$

Значение выражения  $C^{0,6} \sqrt{R}$  при данном значении коэффициента шероховатости зависит только от гидравлического радиуса.

Обозначим  $(C \sqrt{R})_{нез} = \varphi (R_{нез})$ , где под  $R_{нез}$  подразумевается наименьшее значение гидравлического радиуса, при кото-

ром в данных условиях еще не начинается осаждение взвешенных в воде наносов. Значения  $\varphi (R_{\text{нез}}) = (C^{0,6} \sqrt{R})_{\text{нез}}$  приведены в табл. П.16.4.

Прямым следствием формул Е. А. Замарина является запись

$$\varphi (R_{\text{нез}}) = \frac{\Phi_{\text{н}}}{\sqrt{i}} .$$

В правой части формул (16.7а) и (16.8а) — функция от концентрации взвешенных наносов в воде, поступающей в канал, и гидравлической крупности (как указывалось, обычно принимается средневзвешенное значение  $\omega$ ). Эти значения определяют при проведении расчетов применительно к формулам (16.7а) и (16.8а). Вычисленные значения соответствующих правых частей в (16.7а)  $\rho^{0,4}\omega^{0,2}$  и в (16.7в)  $\rho^{0,4}\omega^{0,6}$ , обозначенные через  $\Phi_{\text{н}}$  (функция наносов), сведены в табл. П.16.4. Значения функции  $\Phi_{\text{н}}$  размерные, так же как и значения  $C^{0,6} \sqrt{R}$  в левой части формул (16.7а) и (16.8а).

Порядок определения  $v_{\text{нез}}$  такой: по известным  $\rho$  и  $\omega$  по табл. П.16.4 определяется значение функции  $\Phi_{\text{н}}$ , затем находится значение  $\frac{\Phi_{\text{н}}}{\sqrt{i}}$ , т. е. значение  $\varphi (R_{\text{нез}}) = \frac{\Phi_{\text{н}}}{\sqrt{i}}$ , а по этому значению при заданном коэффициенте шероховатости  $n$  в табл. П.16.5 — значение  $R_{\text{нез}}$ . Далее по известному  $R_{\text{нез}}$  в табл. П.16.6 также при заданном значении коэффициента шероховатости находится  $(C \sqrt{R})_{\text{нез}}$  и затем определяется

$$v_{\text{нез}} = (C \sqrt{R})_{\text{нез}} \sqrt{i} .$$

Другой способ определения  $v_{\text{нез}}$  заключается в следующем. Приняв коэффициент Шези по формуле, например, Павловского  $C = \frac{1}{n} R^y$ , получим

$$v_{\text{нез}} = \frac{\sqrt{i}}{n} R_{\text{нез}}^{0,5+y} .$$

Тогда из формул (16.7) и (16.8) получим:  
для  $0,0004 < \omega < 0,002$  м/с

$$R_{\text{нез}} = \sqrt[2,5+3y]{\frac{n^2 \omega \rho^2}{121 i^{2,5}}} ;$$

для  $0,002 \leq \omega \leq 0,008$  м/с

$$R_{\text{нез}} = \sqrt[2,5+3y]{\frac{n^3 \rho^2 \omega^3}{0,022^2 i^{2,5}}} .$$

Приняв для простоты вычислений  $y = 1/6$ , найдем при  $0,0004 < \omega < 0,002$  м/с

$$R_{\text{нез}} = \frac{0,2n}{i^{0,833}} \rho^{0,667} \omega^{0,33} .$$

При  $0,002 \leq \omega \leq 0,008$  м/с

$$R_{\text{нез}} = \frac{12,74}{i^{0,833}} \rho^{0,667} \omega.$$

Зная значение  $R_{\text{нез}}$ , находим по нему в табл. П.16.6 ( $C \sqrt{R}$ )<sub>нез</sub> и далее

$$v_{\text{нез}} = (C \sqrt{R})_{\text{нез}} \sqrt{i}.$$

Для ориентировочных расчетов  $v_{\text{нез}}$  применяют также формулы

$$v_{\text{нез}} = 0,3R^{0,25} \text{ или } v_{\text{нез}} = AR^{0,2},$$

где  $R$  — гидравлический радиус (м). Значения коэффициента  $A$  принимают в зависимости от значений средневзвешенной гидравлической крупности:  $A = 0,33$  при  $\omega_{\text{ср. в}} < 0,0015$  м/с;  $A = 0,44$  при  $\omega_{\text{ср. в}} = 0,0015 \div 0,0035$  м/с и  $A = 0,55$  при  $\omega_{\text{ср. в}} > 0,0035$  м/с.

Итак, при проектировании канала надо обеспечить, чтобы средняя скорость находилась в пределах

$$v_{\text{доп}} > v > v_{\text{нез}},$$

но при этом средняя скорость не может быть больше, чем скорость  $v_{\text{г. н}}$ , соответствующая условиям гидравлически наиболее выгодного профиля, т. е.  $v_{\text{г. н}} = (C \sqrt{R})_{\text{г. н}} \sqrt{i}$ . Таким образом, если  $v_{\text{доп}} > v_{\text{г. н}}$ , то средняя скорость должна быть ограничена в пределах  $v_{\text{доп}} > v_{\text{г. н}} > v_{\text{нез}}$ .

## 16.5. Основные типы задач при расчете каналов

### Основные типы задач

1. Заданы все элементы живого сечения, а также  $m$ ,  $n$ . Необходимо найти расход  $Q$  и среднюю скорость  $v$ .

1а. Заданы расход  $Q$ , линейные размеры,  $m$  и  $n$ . Необходимо найти уклон  $i$ .

Решение задач этого типа проводится прямой подстановкой вычисленных  $\omega$ ,  $R$ ,  $C$  в (16.1).

2. Заданы  $Q$ ,  $m$ ,  $n$ ,  $i$ , один из геометрических элементов живого сечения ( $b$  или  $h$  для трапециевидального сечения и  $r$  или  $h$  для параболического). Необходимо найти другой линейный элемент живого сечения, а затем среднюю скорость  $v$ .

Решение ведется с помощью подбора. Задаем несколькими значениями неизвестного параметра, для каждого из значений находим по уравнению Шези расход  $Q$ . Найдя расход, равный заданному, тем самым определим неизвестный линейный элемент. Расчет можно вести с построением графика зависимости расхода от неизвестного геометрического элемента. Средняя скорость определяется просто. Задача по отысканию ширины трапеции по дну  $b$  при неудачном задании  $h$  может не иметь решения.

3. Известны  $Q$ ,  $i$ ,  $m$ ,  $n$ . Необходимо найти размеры элементов живого сечения и среднюю скорость  $v$ .

Неопределенность таких задач нейтрализуется введением в них дополнительных условий:

а) канал должен быть гидравлически наивыгоднейшего профиля, т. е. иметь  $\beta_{г.н} = 2 (\sqrt{1+m^2} - m)$  для трапецеидального или  $\beta_{г.н} = 1,8856$  для параболического сечения;

б) канал должен иметь заданное отношение  $\beta = b/h$  для трапецеидального или  $B/h$  для параболического сечения.

В практике проектирования относительная ширина по дну земляных каналов часто принимается близкой к  $\beta$  по формуле С. А. Гиршкана, полученной по натурным данным в каналах оросительных систем, при расходах в них до 250 м<sup>3</sup>/с:

$$\beta = 3\sqrt[4]{Q} - m,$$

очевидно, что коэффициент в формуле — размерный.

Эти дополнительные условия помогают свести решения этих задач или к использованию уравнения Шези, или к подбору.

Например, для трапецеидального сечения подстановка  $b = \beta h$  позволяет выразить

$$\begin{aligned}\omega &= (\beta + m) h^2; \\ \chi &= b + 2h \sqrt{1+m^2} = h(\beta + 2\sqrt{1+m^2}); \\ R &= \frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}} h; \\ Q &= \frac{h^{2.5+y}}{n} (\beta + m) \left( \frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}} \right)^{0.5+y} \sqrt{i}.\end{aligned}$$

Далее определяются  $h$ , затем  $b$  и  $v$ .

4. Известны  $Q$ ,  $v$ ,  $i$ ,  $m$ ,  $n$ . Необходимо найти элементы живого сечения.

Определить  $C \sqrt{R} = v/\sqrt{i}$  по известным  $v$  и  $i$ , затем по табл. П.16.6 или подбором найти  $R$  при заданном значении  $n$ .

Для трапецеидального сечения при известном  $R$  найдем  $b$  и  $h$  из системы уравнений

$$\left. \begin{aligned}\omega &= \frac{Q}{v} = (b + mh) h; \\ \chi &= b + 2h \sqrt{1+m^2}.\end{aligned} \right\} \quad (16.9)$$

Для параболического сечения  $p$  и  $h$  определяются подбором из системы

$$\left. \begin{aligned}\omega &= \frac{Q}{v} = \frac{4}{3} h \sqrt{2p} \sqrt{h}; \\ \chi &= p [\sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau})].\end{aligned} \right\} \quad (16.10)$$

Могут встретиться и некоторые промежуточные виды задач. Следует отметить, что метод подбора позволяет получить решение задач равномерного движения в открытых руслах произвольной формы при достаточном числе исходных известных параметров.

### 16.6. Основы гидравлического расчета каналов в безразмерных параметрах

Способ расчета призматических каналов по характеристикам живого сечения был предложен И. И. Агроскиным.

На основании изучения геометрии отдельного живого сечения, представленного рядом линейных размеров (глубины, средней ширины, гидравлического радиуса и т. п.), можно прийти к заключению, что взаимосвязи отдельных элементов должны проявляться в виде безразмерных соотношений.

Для установления взаимосвязей необходимо сравнивать расход через данное живое сечение с расходом через какое-либо определенное живое сечение, взятое в качестве эталона.

При гидравлическом расчете каналов любой формы за такой эталон принимается живое сечение той же формы, но гидравлически наивыгоднейшее, т. е. с наибольшей пропускной способностью в данных условиях.

Для квадратичной области сопротивления при равномерном движении запишем

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \omega C \sqrt{R} = \omega \frac{1}{n} R^{0.5+y}. \quad (16.11)$$

Введем безразмерный параметр, равный отношению площади живого сечения к квадрату гидравлического радиуса, и обозначим его  $\psi = \omega/R^2$ .

Размерные  $\omega$  и  $R$  в расходной характеристике представляют собой геометрию живого сечения.

Безразмерная  $\psi$  может зависеть только от некоторого другого безразмерного параметра характеристики живого сечения, который сам должен полностью характеризовать геометрию живого сечения.

Параболическое сечение определяется параметром параболы  $p$ , зная который, можно построить параболу по уравнению  $y^2 = 2pz$ . Задавая еще глубину воды  $h$ , можно зафиксировать живое сечение. Таким образом, два размерных параметра  $p$  и  $h$  или их безразмерное отношение  $\tau = h/p$  характеризуют живое сечение.

Параметр  $\tau = h/p$  называется характеристикой живого сечения в параболическом русле.

Характеристика живого сечения трапе-

цеидального русла, также полностью определяющая живое сечение,

$$\sigma = m_0 h / b_{\text{ср}}, \quad (16.12)$$

где  $m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m$  — характеристика откоса.

Из всех возможных безразмерных параметров, составленных из геометрических элементов живого сечения, только  $\tau$  (для параболического сечения) и  $\sigma$  (для трапецеидального сечения) полностью характеризуют живое сечение данной формы для каждой из характеристик.

Перепишем (16.11) с учетом того, что  $\omega = \psi R^2$ . Тогда

$$\left. \begin{aligned} K_0 &= \psi C R^{2,5} \\ \text{или} \\ n K_0 &= \psi R^{2,5+y}. \end{aligned} \right\} \quad (16.13)$$

В канале той же формы, с тем же коэффициентом шероховатости, при том же значении  $K_0 = Q/\sqrt{i}$ , но гидравлически наиболее выгодного профиля будем иметь

$$\left. \begin{aligned} K_0 &= \psi_{\text{г. н}} (C R^{2,5})_{\text{г. н}} \\ \text{или} \\ n K_0 &= \psi_{\text{г. н}} R_{\text{г. н}}^{2,5+y}. \end{aligned} \right\} \quad (16.14)$$

Так как гидравлический радиус  $R_{\text{г. н}}$  максимальный, то при данных значениях  $n$  и  $K_0$  значение  $\psi_{\text{г. н}}$  должно быть минимальным.

Далее можно найти значения  $\psi_{\text{г. н}}$  для различных форм живого сечения. Из (16.14) можно получить

$$R_{\text{г. н}} = \sqrt[2,5+y]{\frac{Qn}{\psi_{\text{г. н}} \sqrt{i}}}. \quad (16.15)$$

Обозначив  $F(R_{\text{г. н}}) = (C R^{2,5})_{\text{г. н}}$ , получим

$$F(R_{\text{г. н}}) = \frac{Q}{\psi_{\text{г. н}} \sqrt{i}} = \frac{K_0}{\psi_{\text{г. н}}}. \quad (16.16)$$

Значение  $R_{\text{г. н}}$  может быть найдено или непосредственно из (16.15), или после отыскания по известным  $K_0$  и  $\psi_{\text{г. н}}$  значения  $F(R_{\text{г. н}})$ . По найденному значению  $K_0/\psi_{\text{г. н}}$  в табл. П.16.6 найдем значения  $C R^{2,5}$  и затем  $R_{\text{г. н}}$ .

Отметим, что в (16.3) показатель степени  $2,5 + y \approx 2,65 \div 2,8$ . Значение  $2,5 + y = 2,7$  при расчетах не будет давать отличий, которые надо было бы учитывать, по сравнению с показателями 2,5 и 2,8 до  $R \leq 3$  м. При больших  $R$  целесообразно для расчета принимать точные значения показателя степени  $2,5 + y$ .

Значение  $R_{\text{г. н}}$  принято в рассматриваемом способе расчета в качестве основного масштаба. Все элементы каналов выражаются в безразмерном виде через  $R_{\text{г. н}}$ .

Из (16.13) и (16.14) имеем безразмерный гидравлический радиус

$$R/R_{г. н} = \sqrt[2.7]{\Psi_{г. н}/\psi}; \quad (16.17)$$

безразмерную площадь

$$\omega/R_{г. н}^2 = \Psi R^2/R_{г. н}^2 = \Psi (R/R_{г. н})^2; \quad (16.18)$$

безразмерную скорость

$$v/v_{г. н} = \omega_{г. н}/\omega = \Psi_{г. н} R_{г. н}^2/(\Psi R^2). \quad (16.19)$$

Любой элемент живого сечения канала ( $b$ ,  $h$ ,  $b_{ср}$ ,  $B$ ,  $p$  и т. д.) может быть выражен в безразмерном виде через безразмерные коэффициенты  $\alpha$ .

Например, для трапеции имеем

$$h/R = 1 + \sigma; \quad b_{ср}/h = m_0(1 + \sigma)/\sigma; \quad \omega/R^2 = \Psi = m_0(1 + \sigma)^2/\sigma,$$

коэффициенты

$$\alpha_h = 1 + \sigma; \quad \alpha_{b_{ср}} = m_0(1 + \sigma)/\sigma \text{ и т. д.,}$$

отношение

$$R/R_{г. н} = \sqrt[2.7]{4\sigma/(1 + \sigma)^2}. \quad (16.17a)$$

Тогда, подставив в (16.17) и (16.17a) вместо  $R$  величины  $h\alpha_h^{-1}$  или  $b_{ср}\alpha_{b_{ср}}^{-1}$  и т. д., получим

$$\frac{h}{R_{г. н}} = \alpha_h \sqrt[2.7]{\frac{\Psi_{г. н}}{\Psi}} = (1 + \sigma) \sqrt[2.7]{\frac{4\sigma}{(1 + \sigma)^2}}; \quad (16.20)$$

$$\frac{b_{ср}}{R_{г. н}} = \alpha_{b_{ср}} \sqrt[2.7]{\frac{\Psi_{г. н}}{\Psi}} = \frac{m_0(1 + \sigma)}{\sigma} \sqrt[2.7]{\frac{4\sigma}{(1 + \sigma)^2}}. \quad (16.21)$$

Последнее отношение записывают в виде  $b_{ср}/(m_0 R_{г. н})$ , для того чтобы в правой части, так же как и для  $h/R_{г. н}$ , безразмерные элементы живого сечения были функциями только характеристики живого сечения, в данном случае  $\sigma$ :

$$\frac{v}{v_{г. н}} = \left[ \frac{4\sigma}{(1 + \sigma)^2} \right]^{0.26}. \quad (16.22)$$

Далее, относительная ширина по дну  $b/R_{г. н}$  зависит от  $\sigma$  и от коэффициента откоса  $m$ .

Таким образом была составлена табл. П.16.7 для трапецеидального сечения: задавались значения  $\sigma$  и по выведенным выше формулам вычислялись безразмерные элементы живого сечения. Аналогично получена табл. 16.8 для параболического сечения, связь между элементами которых дана в § 16.7.

В каждой такой таблице каждая строчка отражает неограниченное число живых сечений с разными размерами элементов, но с од-

ной характерной особенностью: эти живые сечения имеют одинаковое значение характеристики живого сечения. Размеры одноименных элементов живых сечений, охватываемых одной строкой таблицы, самые различные, но их безразмерное выражение для каждого элемента одно и то же.

### 16.7. Характеристики живых сечений с различной формой. Взаимосвязи элементов живого сечения

Выше было показано, что при гидравлически наивыгоднейшем профиле значение безразмерной площади  $\psi_{г. н} = (\omega/R^2)_{г. н}$  минимальное. Поэтому для живых сечений призматических каналов с любой формой необходимо записать  $\psi$  как функцию характеристики живого сечения и, выполнив анализ этой функции, из условия  $\psi_{г. н} = \min$  найти искомые значения как  $\psi_{г. н}$ , так и характеристики живого сечения гидравлически наивыгоднейшего профиля.

Трапецеидальное сечение. Для живого сечения в виде трапеции имеем

$$\omega = b_{\text{ср}} h,$$

где  $b_{\text{ср}}$  — средняя линия трапеции;

$$\begin{aligned} \chi &= b + 2h\sqrt{1+m^2} = (b_{\text{ср}} - mh) + \\ &+ 2h\sqrt{1+m^2} = b_{\text{ср}} + h(2\sqrt{1+m^2} - m) = \\ &= b_{\text{ср}} \left[ 1 + \frac{h}{b_{\text{ср}}} (2\sqrt{1+m^2} - m) \right] = b_{\text{ср}} [1 + \sigma]. \end{aligned}$$

Характеристика живого сечения трапецеидальной формы

$$\sigma = m_0 h / b_{\text{ср}}$$

отражает все факторы, от которых зависит геометрия трапеции.

Характеристика откоса  $m_0$  равна

$$m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m. \quad (16.23)$$

Имеем

$$\left. \begin{aligned} R &= \frac{\omega}{\chi} = \frac{h}{1 + \sigma}; & \omega &= \frac{m_0 \sigma}{h^2}; \\ \psi &= \frac{\omega}{R^2} = m_0 \frac{(1 + \sigma)^2}{\sigma} = \psi(\sigma); \\ \frac{d[\psi(\sigma)]}{d\sigma} &= m_0 \frac{2(1 + \sigma)\sigma - (1 + \sigma)^2}{\sigma^2}. \end{aligned} \right\} \quad (16.24)$$

Приравняв  $d[\psi(\sigma)]$  нулю, находим

$$\sigma_{г. н} = 1 \quad \text{и} \quad \psi_{г. н} = 4m_0. \quad (16.25)$$

Для гидравлически наивыгоднейшего профиля

$$(h/R)_{г. н} = 2; \quad (b_{\text{ср}}/h)_{г. н} = m_0; \quad (b_{\text{ср}}/m_0 R)_{г. н} = 2.$$

Введем относительную ширину трапеции по дну  $\beta = b/h$  и запишем

$$\sigma = \frac{m_0 h}{b_{\text{ср}}} = \frac{m_0 h}{b + mh} = \frac{m_0}{\beta + m} \quad (16.26)$$

или

$$\beta = m_0/\sigma - m. \quad (16.27)$$

Тогда для гидравлически наивыгоднейшего профиля ( $\sigma_{г.н} = 1$ )

$$\beta_{г.н} = m_0 - m = 2(\sqrt{1 + m^2} - m). \quad (16.28)$$

Для трапецеидального канала по (16.17)

$$R/R_{г.н} = \sqrt[2.7]{4\sigma/(1 + \sigma)^2}. \quad (16.29)$$

Остальные безразмерные элементы канала получаются на основе преобразований, показанных в § 16.6.

Основной элемент  $R_{г.н}$  определяется по (16.15):

$$R_{г.н} = \sqrt[2.7]{(4m_0)^{-1} K_0 n}$$

или

$$F(R_{г.н}) = (CR^{2.5})_{г.н} = \frac{Q}{4m_0 \sqrt{i}}, \quad (16.30)$$

где  $K_0 = Q/\sqrt{i}$ .

Параболическое сечение. Для такого сечения

$$B = 2\sqrt{ph} = 2\sqrt{\tau} p = 2,828p\sqrt{\tau};$$

$$\omega = \frac{2}{3} Bh = \frac{4\sqrt{\tau}}{3} ph = 1,8856\tau^{1.5} p^2;$$

$$\chi = p[\sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau})] = pf(\tau);$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{1,8856\tau^{1.5} p}{f(\tau)}.$$

Отсюда

$$\psi = \frac{\omega}{R^2} = \frac{[f(\tau)]^2}{1,8856\tau^{1.5}} = \psi(\tau).$$

Приравняв  $\frac{d\psi(\tau)}{d\tau}$  нулю, находим, что

$$\left. \begin{aligned} \tau_{г.н} &= 1,8856; \\ \psi_{г.н} &= 6,56. \end{aligned} \right\} \quad (16.31)$$

Далее находим

$$R_{г. н} = \sqrt[2.7]{\frac{K_0 n}{\psi_{г. н}}} = 0,498 \sqrt[2.7]{K_0 n}$$

или

$$F(R_{г. н}) = (CR^{2.5})_{г. н} = \frac{Q}{6,56 \sqrt{i}} = 0,152 \frac{Q}{\sqrt{i}};$$

$$\frac{R}{R_{г. н}} = \sqrt[2.7]{\frac{6,56}{\psi(\tau)}} = f_1(\tau).$$

Остальные элементы сведены в табл. П.16.8.

Круговое (сегментное) сечение. Круговое сечение определяется радиусом  $r$ , для определения живого сечения требуется еще значение глубины  $h$ . Но относительная глубина  $h/r = 2 \sin^2 \varphi/4$  ( $\varphi$  — центральный угол сегмента).

Центральный угол  $\varphi$  поэтому принят в качестве характеристики рассматриваемого сечения.

Для сегментного сечения

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{г. н} &= \pi; \\ \psi_{г. н} &= (\omega/R^2)_{г. н} = 2\pi = 6,28; \\ R_{г. н} &= \sqrt[2.7]{\frac{K_0 n}{2\pi}}; \\ F(R_{г. н}) &= (CR^{2.5})_{г. н} = \frac{Q}{2\pi \sqrt{i}}, \end{aligned} \right\} (16.33)$$

где  $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$ . При этом

$$\frac{R}{R_{г. н}} = \sqrt[2.7]{\frac{\pi(\varphi - \sin \varphi)}{\varphi^3}}.$$

Расчеты каналов с сегментным сечением выполняются с помощью табл. П.16.9.

Отметим, что полукруг — абсолютно гидравлически наиболее выгодный профиль среди всех возможных форм живого сечения.

### 16.8. Рекомендации по выполнению расчетов каналов при равномерном движении

Указанные в § 16.5 основные задачи легко решаются с помощью таблиц, составленных И. И. Агроскиным. В задачах первого типа, вычислив  $R$ , по табл. П.16.6 находим значение  $C\sqrt{R}$ , а затем продолжаем вычисления.

Вычисления при решении остальных типов задач начинаются с определения  $R_{г. н}$  через  $F(R_{г. н}) = Q/(\psi_{г. н} \sqrt{i})$  с последующим

обращением к табл. П.16.7 при расчете по (16.15). Значения  $C\sqrt{R}$  и  $CR^{2.5}$  от формы сечения не зависят.

В задачах второго типа при заданном линейном элементе живого сечения необходимо найти недостающий линейный размер. Находим отношение известного линейного элемента к  $R_{г.н}$  и по численному значению этого отношения в табл. П.16.7, П.16.8 и П.16.9 (соответствующему данной форме живого сечения) находим значение безразмерного отношения искомого линейного параметра к  $R_{г.н}$ . Умножив это значение на  $R_{г.н}$ , найдем искомый параметр.

В задачах третьего типа для канала гидравлически наивыгоднейшего профиля используется  $\sigma_{г.н} = 1$  (трапеция) или  $\tau_{г.н} = 1,8856$  (парабола).

При заданном значении  $\beta$  (для трапеции) и  $B/h$  (для параболы) используются формулы, связывающие характеристику живого сечения и заданный параметр [например, (16.26) для трапеции]. Найдя по вычисленному значению  $\sigma$  соответствующую строку в таблице, принимаем по этой строке все необходимые безразмерные отношения линейных элементов живого сечения к  $R_{г.н}$  и затем находим значения этих элементов ( $R_{г.н}$  найдем предварительно).

При известной средней скорости  $v$  (задача четвертого типа) определяем  $R_{г.н}$ , затем  $v_{г.н}$  и затем отношение  $v/v_{г.н}$ .

По найденной  $v/v_{г.н}$  аналогично третьему типу задач определяем безразмерные отношения линейных элементов к  $R_{г.н}$ . Далее находим размеры линейных элементов.

Трапецеидальные каналы гидравлически наивыгоднейшего профиля относительно узкие (см. табл. 16.2), что осложняет их строительство. В связи с этим представляет большой интерес рассмотрение возможности создания трапецеидальных каналов, в которых отношение  $v/v_{г.н}$  было бы незначительно (например, не более чем на 5 %) меньше единицы (см. табл. П.16.7). Следовательно, в таких каналах  $\omega/\omega_{г.н}$  незначительно (также не более чем на 5 %) превышает единицу. При столь малых отклонениях от  $\omega_{г.н}$  (напомним, что она минимальная при данном расходе) отношения  $b/h$  при «удалении» от гидравлически наивыгоднейшего профиля резко растут, а это и необходимо. Поэтому если нельзя запроектировать канал гидравлически наивыгоднейшего профиля, рекомендуется запроектировать канал, назначая требуемое отношение  $v/v_{г.н}$  (тем самым и  $\omega/\omega_{г.н}$ ), и расчет ведется как для задачи четвертого типа.

Обычно назначают  $\omega \leq (1,01 \div 1,05) \omega_{г.н}$ . Такого увеличения отношения  $\omega/\omega_{г.н}$  в большинстве случаев достаточно для получения приемлемых значений относительной ширины канала.

Следует особо отметить, что все расчеты каналов при равномерном движении могут быть успешно выполнены с помощью любых ЭВМ без применения вспомогательных таблиц.

## 16.9. Расчет каналов замкнутого сечения

Равномерное движение в безнапорных водоводах замкнутого сечения характерно для водоотводных труб, туннелей и других конструкций, работающих при неполном заполнении.

В некоторых случаях равномерное движение наблюдается не при всех глубинах.

При равномерном движении расчеты ведутся по уравнению Шези с учетом особенностей, присущих только руслам замкнутого сечения. В них при превышении некоторого значения глубины наполнения для круглой трубы ( $h/d = 0,813$ ) увеличение  $\chi$  происходит интенсивнее, чем увеличение  $\omega$ . Вследствие этого гидравлический радиус уменьшается, хотя глубина растет.

Расход и средняя скорость в каналах замкнутого сечения определяются по формулам

$$Q = AK_{\text{п}} \sqrt{i} = A\omega_{\text{п}} C_{\text{п}} \sqrt{R_{\text{п}} i}; \quad (16.34)$$

$$v = BC_{\text{п}} \sqrt{R_{\text{п}} i}, \quad (16.35)$$

где  $A = K/K_{\text{п}}$  — относительная расходная характеристика;  $B = v/v_{\text{п}}$  — относительная средняя скорость;  $K$  — расходная характеристика и  $v$  — средняя скорость при неполном наполнении. Индекс «п» соответствует полному наполнению.

Для круглых труб график зависимости параметров  $A$  и  $B$  от относительной глубины наполнения  $h/d$  представлен на рис. 16.4. Очевидно, что рассчитанные значения  $A$  и  $B$  имеют максимум при  $h/d = 0,95$  (для  $A$ ) и  $h/d = 0,813$  (для  $B$ ).

Однако исследования Н. Ф. Федорова и Ю. М. Константинова показали, что при больших наполнениях расход и средняя скорость имеют меньшие значения, чем вычисленные по (16.34) и (16.35) с использованием  $A$  и  $B$  из рис. 16.4. Поэтому рекомендуется принимать  $A$  и  $B$  согласно пунктирным линиям на рис. 16.4.

Дренажные трубы рассчитывают как безнапорные, но полностью заполненные, т. е.  $A = 1$ . В этом случае при известном расходе  $K = Q/\sqrt{i}$ , а затем определяют необходимый диаметр труб.

Трубы и туннели, для которых применяются замкнутые сечения специальных форм, рассчитываются также по (16.34) и (16.35). Значения  $A$  и  $B$  при этом принимаются по приводимым в справочниках графикам, соответствующим каждой форме сечения в зависимости от относительной глубины наполнения.

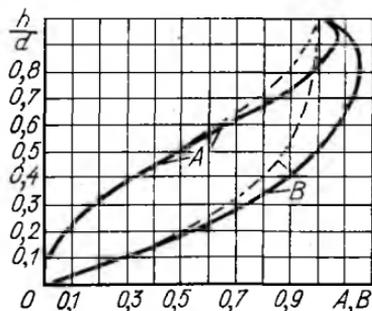


Рис. 16.4

## 16.10. Контрольные вопросы и примеры

1. Какими признаками характеризуется равномерное движение в открытом русле?

2. Как располагаются по отношению к линии дна пьезометрическая линия и линия удельной энергии при равномерном движении в открытом русле?

3. Выведите выражение для относительной ширины по дну в русле гидравлически наивыгоднейшего профиля (трапециевидальное поперечное сечение). Что такое гидравлически наивыгоднейший профиль (сечение) канала?

4. Каковы особенности распределения осредненных местных скоростей в открытых потоках? Какие факторы влияют на распределение указанных скоростей?

5. Как учитывается неоднородная шероховатость по периметру русла при расчете коэффициента Шези?

6. Какие факторы влияют также на значения коэффициентов Шези?

7. Что называется допускаемой неразмывающей и допускаемой незаляющей средней скоростью в русле?

8. Какие основные факторы влияют на допускаемую неразмывающую среднюю скорость? Как эти факторы определяются?

9. Что такое гидравлическая крупность наносов?

10. Что называется транспортирующей способностью потока?

11. Как можно определить незаляющую скорость в открытом потоке?

12. Какие основные типы задач рассматриваются при расчете каналов? Какие расчетные приемы (способы) могут быть применены при расчете каналов?

13. Какие характеристики живого сечения можно указать для трапециевидального и параболического русел?

14. Какая методика (сравнение с каким эталоном) выбрана при расчете каналов по способу Агроскина?

15. Укажите соотношения между основными характерными элементами рассчитываемого русла и русла с гидравлическим наивыгоднейшим профилем.

16. Как ведется расчет канала по способу Агроскина, если необходимо определить те или иные параметры канала при остальных заданных параметрах?

17. Каковы характеристики живого сечения канала трапециевидального параболического и сегментного (кругового) сечения гидравлически наивыгоднейшего профиля?

18. Как рассчитываются каналы в задачах различного типа?

19. Каковы особенности расчета каналов замкнутого сечения при равномерном движении?

**Пример 16.1.** Определить расход в трапециевидальном канале с шириной по дну  $b = 5$  м, коэффициентом откоса  $m = 1,5$ , если глубина воды в канале  $h = 2$  м и уклон дна канала  $i = 0,0003$ .

Канал имеет бетонное крепление, коэффициент шероховатости  $n = 0,014$ .

*Решение.* Находим гидравлический радиус:

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} = \frac{(5 + 1,5 \cdot 2) \cdot 2}{5 + 2 \cdot 2 \cdot \sqrt{3,25}} = 1,31 \text{ м.}$$

По табл. П. 16.6 при  $n = 0,014$  и  $R = 1,31$  м находим  $C\sqrt{R} = 84,14$  м/с. Тогда  $Q = \omega C\sqrt{R}\sqrt{i} = 16 \cdot 84,14 \sqrt{0,0003} = 23,32$  м<sup>3</sup>/с.

**Пример 16.2.** Определить глубину воды в трапециевидальном оросительном канале при следующих исходных данных: расход  $Q = 18$  м<sup>3</sup>/с, ширина канала по дну  $b = 8$  м, грунты, в которых проложен канал, — тяжелые суглинки, уклон дна канала  $i = 0,00008$ .

*Решение.* Найдем значение откоса по табл. 16.1, приняв  $m = 1,5$ ; коэффициент шероховатости для оросительного канала при  $1 \text{ м}^3/\text{с} < Q = 18 \text{ м}^3/\text{с} < 25 \text{ м}^3/\text{с}$  (табл. П.8.7) принимаем  $n = 0,0225$  (грунты связные).

Расчет выполним по способу Агресскина. Найдем

$$F(R_{г.н}) = \frac{Q}{4m_0 \sqrt{i}} = \frac{18}{8,424 \sqrt{0,00008}} = 238,9 \text{ м}^3/\text{с},$$

где значение  $4m_0 = 8,424$  принято по табл. П.16.7 для  $m = 1,5$ .

Согласно табл. П.16.6 при  $n = 0,0225$  по значению  $F(R_{г.н}) = (CR^{2,5})_{г.н} = 238,9$  находим  $R_{г.н} = 1,88 \text{ м}$ .

Вычислим отношение известного линейного размера  $b = 8 \text{ м}$  к  $R_{г.н} = 1,88 \text{ м}$ .

Это отношение  $b/R_{г.н} = 4,26$ .

По табл. П.16.7 при  $m = 1,5$  и по найденному значению  $\frac{b}{R_{г.н}} = 4,26$

находим значение  $\frac{h}{R_{г.н}} = 1,383$ . Тогда глубина равна

$$h = 1,383R_{г.н} = 1,383 \cdot 1,88 = 2,6 \text{ м}.$$

**Пример 16.3.** Рассчитать размеры канала гидравлически наиболее выгодного трапецидального профиля при следующих данных: расход  $Q = 12 \text{ м}^3/\text{с}$ ; коэффициент шероховатости  $n = 0,0225$ ; коэффициент откоса  $m = 1,25$ , уклон дна канала  $i = 0,00011$ .

*Решение.* Находим

$$F(R_{г.н}) = \frac{Q}{4m_0 \sqrt{i}} = \frac{12}{7,808 \sqrt{0,00011}} = 146,5 \text{ м}^3/\text{с},$$

где  $4m_0 = 7,808$  для  $m = 1,25$  принято по табл. П.16.7.

Далее по табл. П.16.6 при  $n = 0,0225$  по найденному значению  $F(R_{г.н}) = 146,5$  находим  $R_{г.н} = 1,56 \text{ м}$ .

Обращаясь к табл. П.16.7 и зная, что для гидравлически наиболее выгодного профиля  $\sigma_{г.н} = \left(\frac{m_0 h}{b_{ср}}\right)_{г.н} = 1$  (или отношение  $\frac{R}{R_{г.н}}$  в этом случае, естественно, равно единице), из соответствующей строки указанной таблицы имеем

$$h/R_{г.н} = 2 \text{ и (при } m = 1,25) \frac{b}{R_{г.н}} = 1,4.$$

Тогда канал гидравлически наиболее выгодного профиля при заданных условиях имеет ширину по дну

$$b = 1,4R_{г.н} = 2,18 \text{ м},$$

а глубина воды

$$h = 2R_{г.н} = 3,12 \text{ м}.$$

Отношение  $\beta = b/h$  в данном случае равно  $\beta_{г.н} = 2,18/3,12 = 0,7$ .

Согласно (16.2)  $\beta = 2(\sqrt{1+m^2} - m) = 0,7$ . Расчет размеров канала выполнен верно.

**Пример 16.4.** Определить ширину по дну трапецидального канала и глубину воды в нем так, чтобы относительная ширина по дну  $\beta = b/h = 5$ . Расход  $Q = 23 \text{ м}^3/\text{с}$ , уклон дна  $i = 0,00005$ , коэффициент откоса  $m = 1,5$ , коэффициент шероховатости  $n = 0,025$ .

*Решение.* Вначале найдем значение  $R_{г.н}$ .

Для этого вычисляем

$$F(R_{г.н}) = \frac{Q}{4m_0 \sqrt{i}} = \frac{23}{8,424 \sqrt{0,00005}} = 386,1 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Тогда по табл. П.16.6 при  $n = 0,025$  по найденному значению  $F(R_{г.н})$  находим  $R_{г.н} = 2,33$  м.

Далее, зная, что характеристика живого сечения для трапеции

$$\sigma = \frac{m_0 h}{b_{ср}} = \frac{m_0 h}{b + mh} = \frac{m_0}{\beta + m},$$

найдем значение  $\sigma$ :

$$\sigma = \frac{m_0}{\beta + m} = \frac{2,106}{5 + 1,5} = 0,324,$$

где  $m_0 = 2,106$  для  $m = 1,5$  принято по табл. П.16.7.

Из таблицы П.16.7 при  $\sigma = 0,324$  находим  $\frac{h}{R_{г.н}} = 1,184$  и  $\frac{h}{R_{г.н}} = 5,92$ .

Тогда ширина канала по дну  $b = 5,92 R_{г.н} = 13,79$  м и глубина воды  $h = 1,184 R_{г.н} = 2,76$  м.

Проверка показывает, что  $\beta = \frac{b}{h} = 5$ , т. е. условия задачи выполнены.

**Пример 16.5.** Определить размеры элементов живого сечения трапециевидального канала, в котором необходимо обеспечить среднюю скорость  $v = 0,65$  м/с при следующих данных:  $Q = 40$  м<sup>3</sup>/с,  $m = 2$ ,  $n = 0,025$ ,  $i = 0,0001$ .

*Решение.* Вначале определим  $R_{г.н}$ . Найдем

$$F(R_{г.н}) = \frac{Q}{4m_0 \sqrt{i}} = \frac{40}{9,888 \sqrt{0,0001}} = 404,86 \text{ м}^3/\text{с},$$

где  $4m_0 = 4(2\sqrt{1+m^2} - m) = 9,888$ . По табл. П.16.6 по значению  $F(R_{г.н}) = 404,86$  при  $n = 0,025$  находим, что  $R_{г.н} = 2,37$  м. Из той же таблицы определяем вновь при заданном значении  $n = 0,025$ , что  $(C\sqrt{R})_{г.н} = 71,9$  м/с.

Тогда  $v_{г.н} = (C\sqrt{R})_{г.н} \sqrt{i} = 0,719 \cong 0,72$  м/с.

Так как заданное значение средней скорости в канале  $v = 0,65$  м/с оказалось меньше, чем вычисленное значение  $v_{г.н} = 0,72$  м/с, решение задачи возможно.

Найдем отношение значений заданной скорости  $v$  и  $v_{г.н}$ , равное

$$\frac{v}{v_{г.н}} = \frac{0,65}{0,72} = 0,9027.$$

Обращаясь к табл. П.16.7, найдем, что при этом значении  $v/v_{г.н}$  имеем  $h/R_{г.н} = 1,088$  и  $b/R_{г.н} = 7,93$  (при  $m = 2$ ). Тогда  $h = 1,088 R_{г.н} = 2,58$ ,  $b = 7,93 R_{г.н} = 18,79$  м.

Проверим, какой будет средняя скорость в канале с такими размерами живого сечения:

$$\omega = (b + mh) h = (18,79 + 2 \cdot 2,58) \cdot 2,58 = 61,79 \text{ м}^2.$$

Средняя скорость  $v = Q/\omega = 40/61,79 = 0,647 = 0,65$  м/с.

Если назначить ширину канала по дну  $b = 19$  м (из соображений технологии строительства), для обеспечения требуемой скорости глубина воды в канале  $h$  должна быть несколько меньше, а именно  $h = 2,55$  м.

## УСТАНОВИВШЕЕСЯ НЕРАВНОМЕРНОЕ ПЛАВНО ИЗМЕНЯЮЩЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ В ОТКРЫТЫХ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ И НЕПРИЗМАТИЧЕСКИХ РУСЛАХ

### 17.1. Формы свободной поверхности потока в открытых призматических руслах с прямым уклоном дна ( $i > 0$ )

При рассмотрении в гл. 16 равномерного движения жидкости в открытых призматических руслах указывались условия, при соблюдении которых происходит равномерное движение. При нарушении этих условий, например при возведении в русле плотины или перепада, движение станет неравномерным, при этом глубины будут отличаться от нормальных. В зависимости от гидравлических условий, создающихся при возведении сооружений, и состояния потока глубины могут по длине потока увеличиваться или уменьшаться по мере приближения к сооружению, а скорости при этом будут соответственно уменьшаться или увеличиваться.

Проанализируем формы свободной поверхности потока в открытых призматических руслах при уклонах дна  $i > 0$ . Учтем, что след свободной поверхности на продольной вертикальной плоскости будет криволинейным. Эти следы являются кривыми свободной поверхности.

Для анализа используем уравнение (15.8), записав его в виде

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - (K_0/K)^2}{1 - \Pi_k}, \quad (17.1)$$

где  $K_0$  — расходная характеристика при равномерном движении;  $K$  — расходная характеристика при неравномерном движении;  $\Pi_k = \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3} = \frac{\alpha v^2}{g h_{cp}}$  — параметр кинетичности.

Напомним, что  $\Pi_k = 1$  при критическом состоянии потока,  $\Pi_k < 1$  при спокойном состоянии потока и  $\Pi_k > 1$  при бурном состоянии потока.

Равенство числителя уравнения (17.1) нулю соответствует равномерному движению, когда  $dh/dl = 0$ . Если знаменатель стремится к нулю, т. е.  $\Pi_k \rightarrow 1$ , свободная поверхность скачкообразно повышается (или понижается) и  $dh/dl \rightarrow \infty$ . В первом случае происходит переход потока из бурного состояния в спокойное — так называемый гидравлический прыжок (который будет рассматриваться в гл. 21). Во втором случае образуется оводопад (см. рис. 17.3).

Когда числитель и знаменатель не равны нулю, возможны различные сочетания знаков числителя и знаменателя в (17.1). Как указывалось в гл. 15, при  $dh/dl > 0$  глубина вдоль потока непрерывно и плавно увеличивается (кривая подпора), а при

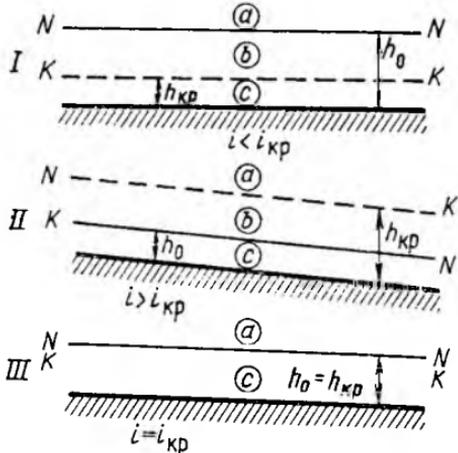


Рис. 17.1

а) при спокойном состоянии потока ( $h_0 > h_{кр}$ ), если  $i < i_{кр}$ ;  
 б) при бурном состоянии потока ( $h_0 < h_{кр}$ ), если  $i > i_{кр}$ ;  
 в) при критическом состоянии потока ( $h_0 = h_{кр}$ ), если  $i = i_{кр}$ .

Для анализа условий образования кривых свободной поверхности зафиксируем при  $i > 0$  зоны в потоке, определяемые  $h_0$  и  $h_{кр}$  (рис. 17.1), проведем также параллельно линии дна линии нормальной  $NN$  и критической  $KK$  глубин. Тогда получаются следующие зоны, в которых может располагаться кривая свободной поверхности: зона  $a$  — выше линий  $NN$  и  $KK$ ; зона  $b$  — между линиями  $NN$  и  $KK$ ; зона  $c$  — ниже линий  $NN$  и  $KK$ .

При  $i = i_{кр}$  линии  $NN$  и  $KK$  совмещены и имеются только зоны  $a$  и  $c$ . При  $i > 0$  возможны восемь случаев образования кривых свободной поверхности.

1. Уклон дна  $i < i_{кр}$ , т. е. при равномерном движении поток находится в спокойном состоянии,  $h_0 > h_{кр}$ .

Зона  $a$ :  $h > h_0 > h_{кр}$  (рис. 17.2). Пусть вследствие возведения плотины имевшееся в бытовых (ненарушенных) условиях равномерное движение с глубиной  $h_0$  на участке некоторой длины перешло в неравномерное движение с глубинами  $h > h_0$ . При этом  $K > K_0$ ,  $K_0/K < 1$ . Учитываем, что при спокойном состоянии потока  $П_k < 1$ , при увеличении  $h$  по сравнению с  $h_0$  параметр  $П_k$

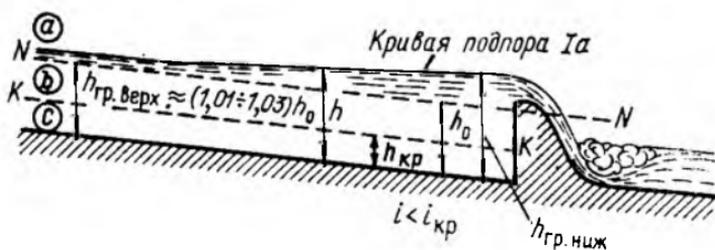


Рис. 17.2

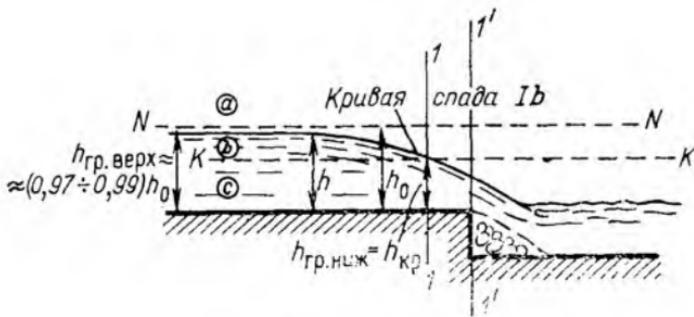


Рис. 17.3

будет еще уменьшаться по сравнению с  $\Pi_k$  при равномерном движении, поэтому  $1 - \Pi_k > 0$ . Формулу (17.1) условно можно представить только знаками числителя и знаменателя, тогда получим

$$\frac{dh}{dl} = \frac{+}{+} > 0.$$

Таким образом, имеем расположенную в зоне *a* кривую подпора *Ia* вогнутой формы (так как  $d^2h/dl^2 > 0$ ). Проанализируем поведение кривой подпора *Ia* в верхней (по течению) и в нижней (по течению) частях. При  $h \rightarrow h_0$  получим, что  $K \rightarrow K_0$  и  $dh/dl \rightarrow 0$ , т. е. кривая подпора *Ia* в верхней части асимптотически стремится к линии нормальных глубин *MN*, т. е. пересекается с этой линией лишь в бесконечности. Для крупных сооружений на равнинных реках длина кривой подпора может достигать нескольких сотен километров.

При возрастании *h* и *K* числитель и знаменатель (17.1) стремятся к единице, так как  $K_0/K \rightarrow 0$  и  $(1 - \Pi_k) \rightarrow 1$ . Тогда  $dh/dl \rightarrow 1$ , т. е. кривая подпора в нижней части асимптотически стремится к горизонтальной прямой.

Зона *b*:  $h_0 > h > h_{кр}$  (рис. 17.3). В этом случае равномерное движение вследствие создания перепада перешло в неравномерное. Здесь  $K < K_0$ ;  $K_0/K < 1$ , а  $\Pi_k < 1$ . Тогда (17.1) можем представить как

$$\frac{dh}{dl} = \frac{-}{+} < 0.$$

Глубины по длине потока уменьшаются, т. е. в рассматриваемом случае имеем кривую спада *Ib*, располагающуюся в зоне *b*. Эта кривая асимптотически стремится к линии нормальных глубин *MN* в верхней своей части, так как  $h \rightarrow h_0$ ,  $dh/dl \rightarrow 0$ . В нижней части при подходе потока к уступу условия плавной изменяемости, положенные в основу вывода дифференциального уравнения, применяемого здесь в виде (15.8), не выполняются. Кривизна линий тока становится столь большой, что распределение давления по живому сечению значительно отличается от гидростатического.

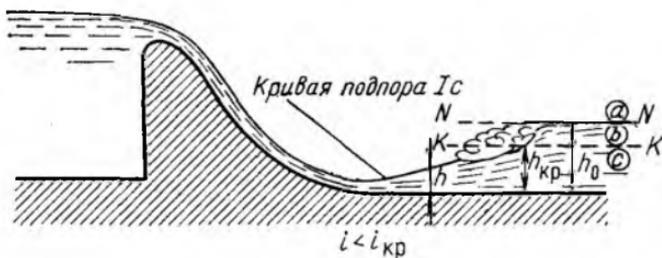


Рис. 17.4

Кривая спада  $Ib$  располагается в зоне  $b$  и обращена выпуклостью вверх. Укажем, что в сечении  $1-1$ , т. е. выше уступа на расстоянии, равном  $(2 \div 2,5) h_{кр}$ , кривая свободной поверхности пересекает линию критических глубин. Строго говоря, (15.8) вблизи входа в перепады, т. е. на участке между  $1-1$  и  $1'-1'$ , неправильно. При расчете достаточно длинных русл иногда условно считают, что глубина над ребром равна  $h_{кр}$ .

Зона  $c$ :  $h_0 > h_{кр} > h$  (рис. 17.4). Поток поступает на участок сопряжения бьефов за водосливной плотиной в бурном состоянии, а в естественных (бытовых) условиях находится в спокойном состоянии. Ниже по течению от створа у подножья водослива движение потока будет неравномерным. При этом глубины будут увеличиваться, скорости уменьшаться и образуется кривая подпора  $Ic$ .

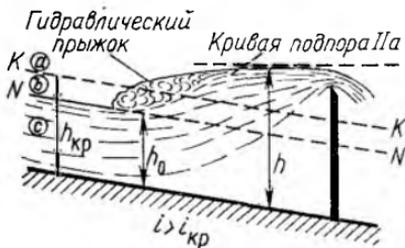


Рис. 17.5

Действительно, на участке кривой подпора  $Ic$  глубины  $h < h_0$ , т. е.  $K_0/K > 1$ , а  $П_к > 1$ . Следовательно,  $dh/dl > 0$ . Кривая подпора располагается в зоне  $c$ , так как перейти через линию критических глубин плавным образом кривая свободной поверхности не может, что видно на графике изменения удельной энергии сечения  $\mathcal{E}$

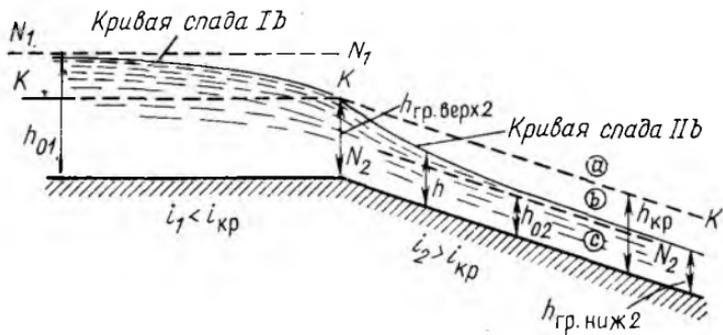


Рис. 17.6

(см. рис. 15.3). В рассматриваемом случае  $h < h_{кр}$  и уменьшение  $\mathcal{E}$  до минимума, а затем последующее увеличение удельной энергии сечения и продолжение движения невозможны.

Кривая свободной поверхности имеет вогнутую форму (выпуклостью обращена вниз) и заканчивается в том сечении, где начинается гидравлический прыжок.

Анализ остальных кривых подпора и спада проведем, помня, что каждая кривая свободной поверхности формируется непрерывно только в границах своей зоны.

II. Уклон дна  $i > i_{кр}$ , т. е. при равномерном движении поток находится в бурном состоянии,  $h_0 < h_{кр}$ .

Зона *a*:  $h > h_{кр} > h_0$  (рис. 17.5). В этом случае  $K > K_0$ ;  $K_0/K < 1$ . Так как  $h > h_{кр}$ , то в пределах рассматриваемой кривой  $\Pi_k < 1$ . Тогда  $dh/dl > 0$  и кривая подпора *IIa* расположена в зоне *a*. Кривая имеет выпуклую форму, в нижней части асимптотически приближается к горизонтальной линии (снизу от этой линии), так как при  $h \rightarrow \infty$  отношение  $dh/dl \rightarrow i$ . Кривая подпора *IIa* образуется ниже гидравлического прыжка по течению, через который происходит переход потока из бурного состояния в спокойное.

Зона *b*:  $h_{кр} > h > h_0$  (рис. 17.6). В этом случае  $K > K_0$ ;  $K_0/K < 1$ . При  $h < h_{кр}$  параметр  $\Pi_k > 1$ . Тогда имеем кривую спада *IIb*. При  $h \rightarrow h_0$  кривая асимптотически стремится к линии нормальных глубин *NN*. Можно считать, что глубина, с которой начинается плавная кривая спада в этой зоне, равна  $h_{кр}$ . Ширина канала *b* на первом и на втором участках канала одинакова. Следовательно,  $h_{кр}$  будет одной и той же на обоих участках. Но вблизи перелома дна в верхней части кривой движение только условно считается плавно изменяющимся. Кривая спада *IIb* имеет вогнутую форму.

Зона *c*:  $h_{кр} > h_0 > h$  (рис. 17.7). Здесь  $K < K_0$ , а  $\Pi_k > 1$ . Тогда  $dh/dl > 0$  и имеем кривую *IIc*. В данном случае начальная

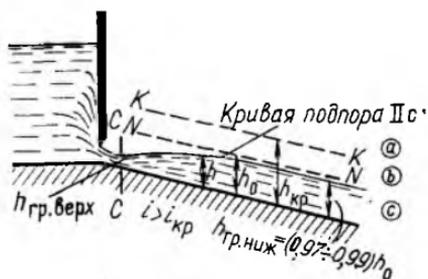


Рис. 17.7

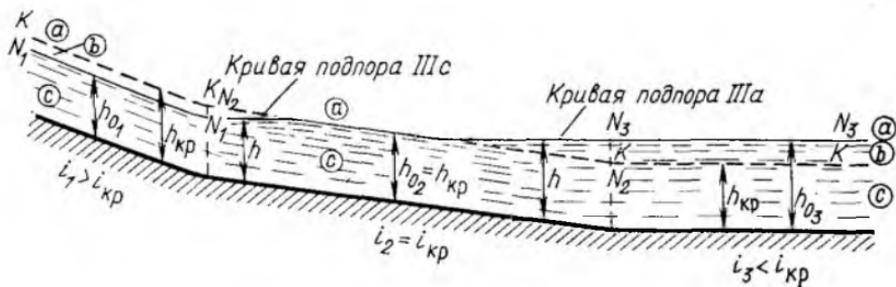


Рис. 17.8

глубина  $h_{гр. \text{ верх}}$  определяется расчетом истечения из-под вертикального плоского затвора (см. § 23.1). В нижней части кривая  $IIIc$  асимптотически стремится к линии нормальной глубины, так как при  $h \rightarrow h_0$  отношение  $dh/dl \rightarrow 0$ . Кривая  $IIIc$  имеет выпуклую форму.

III. Уклон дна  $i = i_{кр}$ , т. е. при равномерном движении поток находится в критическом состоянии,  $h_0 = h_{кр}$ . В этом случае имеются лишь две зоны:  $a$  и  $c$ .

Зона  $a$ :  $h > h_0 = h_{кр}$  (рис. 17.8). В этом случае  $K > K_0$ ;  $\Pi_k < 1$ . Тогда  $dh/dl > 0$ , т. е. имеем кривую подпора. Такая кривая образуется при сопряжении потока, находящегося в критическом состоянии, с потоком, находящимся в русле с  $i < i_{кр}$  (рис. 17.8). В широких руслах кривая подпора в зоне  $a$  близка к горизонтальной прямой.

Зона  $c$ :  $h < h_0 = h_{кр}$  (рис. 17.8). В этом случае  $K < K_0$ ;  $\Pi_k > 1$ . Из уравнения (17.1) имеем  $dh/dl > 0$ , и кривая свободной поверхности — кривая подпора  $IIIc$ . Такая кривая создается при сопряжении двух потоков, если уклон подводящего русла  $i > i_{кр}$ , т. е.  $h_0 < h_{кр}$ , а уклон отводящего русла  $i = i_{кр}$  (рис. 17.8). В широких руслах кривая подпора в зоне  $c$  также близка к горизонтальной прямой.

## 17.2. Формы свободной поверхности потока в открытых призматических руслах с нулевым ( $i=0$ ) и обратным ( $i<0$ ) уклоном дна

При прямом уклоне дна ( $i > 0$ ) равномерное движение происходит при равенстве работы силы тяжести в направлении движения и сил сопротивления движению жидкости.

На участке с  $i \leq 0$  проекция силы тяжести на направление движения равна нулю (при  $i = 0$ ) или отрицательна (при  $i < 0$ ). Поскольку на таких участках равномерное движение вообще невозможно, не имеет смысла и понятие нормальной глубины для случаев движения в руслах с  $i \leq 0$ . В связи с этим при  $i \leq 0$  имеем только две зоны:  $b$  и  $c$ .

Движение происходит, как и в других случаях, за счет уменьшения удельной (на единицу веса) энергии потока  $E$ , имеющейся в потоке при вступлении на рассматриваемый участок русла.

Удельная энергия потока  $E$  затрачивается на преодоление гидравлических сопротивлений. Удельная энергия сечения  $\mathcal{E}$  также будет уменьшаться вниз по течению, как было показано в § 15.3.

Поток может вступать на участок с нулевым или обратным уклоном в спокойном или бурном состоянии, так как вступление потока на участок с  $i \leq 0$  в критическом состоянии энергетически невозможно. Это объясняется тем, что удельная энергия сечения в критическом состоянии минимальна и нет источника энергии для преодоления гидравлических сопротивлений ниже по течению.

З о н а *b*. Поток вступает на участок с  $i \leq 0$  в спокойном состоянии  $h > h_{кр}$ . Удельная энергия сечения  $\mathcal{E} = h + \alpha v^2 / (2g)$  при этом определяется верхней ветвью кривой  $\mathcal{E} = f(h)$  (см. рис. 15.3). Уменьшению удельной энергии сечения соответствует уменьшение глубины. Тогда становится ясно, что поток, вступивший на участок с  $i = 0$  или  $i < 0$ , может иметь свободную поверхность только в форме кривых спада  $b_0$  (при  $i = 0$ ) или  $b'$  (при  $i < 0$ ).

З о н а *c*. Поток вступает на участок с  $i \leq 0$  в бурном состоянии,  $h < h_{кр}$ . Здесь уменьшение удельной энергии сечения  $\mathcal{E}$  возможно лишь при росте глубин [нижняя ветвь кривой  $\mathcal{E} = f(h)$ ]. Поэтому при вступлении на участок с  $i \leq 0$  потока в бурном состоянии возможные формы кривой свободной поверхности — только кривые подпора  $c_0$  (при  $i = 0$ ) или  $c'$  (при  $i < 0$ ). Итак, в открытых призматических руслах возможны 12 видов кривых свободной поверхности.

### 17.3. Интегрирование дифференциальных уравнений установившегося неравномерного движения в открытых призматических руслах

Для расчета кривых свободной поверхности необходимо проинтегрировать уравнение (15.8)

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \Pi_k},$$

которое может быть записано в общем виде:

$$dl = \frac{1 - \Pi_k}{i - Q^2/K^2} dh = F(h) dh, \quad (17.2)$$

где

$$F(h) = 1 - \frac{\Pi_k}{i(1 - Q^2/K^2)}.$$

Проинтегрировав (17.2), получим формулы для расчета кривых подпора и спада. Для упрощения решения примем некоторые допущения.

Запишем (17.2), зная, что уклон  $i$  может быть больше нуля, равен нулю и меньше нуля. Тогда при  $i > 0$  имеем

$$i dl = \frac{1 - \Pi_k}{1 - Q^2/(iK^2)} dh = \frac{1 - \Pi_k}{1 - (Q/Q')^2} dh, \quad (17.3)$$

где знак минус в знаменателе соответствует прямому уклону дна водотока  $i > 0$ ;  $Q$  — расход при равномерном движении;  $Q' = \omega C \sqrt{Ri} = K \sqrt{i}$  — расход, который пропускало бы данное живое сечение при  $h$ ,  $\omega$ ,  $C$ ,  $R$ ,  $K$ , соответствующих неравномерному движению, но в условиях равномерного движения, т. е. при гидрав-

лическом уклоне  $J = i$  и при  $K = \omega C \sqrt{R}$ . Расход  $Q'$  изменяется вдоль потока, будучи различным по значению в различных сечениях.

При  $i < 0$

$$|i| dl = -\frac{1 - \Pi_k}{1 + (Q/Q')^2} dh,$$

где  $|i|$  — абсолютное значение отрицательного уклона  $i$ ;  $Q' = \omega C \sqrt{R|i|}$  — фиктивный расход, который проходил бы через данное живое сечение при равномерном движении и прямом уклоне, равном  $|i|$ .

При  $i = 0$  из (17.2) имеем

$$dl = \frac{1 - \Pi_k}{-(Q^2/K^2)} dh$$

или

$$i' dl = \frac{1 - \Pi_k}{-(Q^2/i'K^2)} dh = \frac{\Pi_k - 1}{(Q/Q')^2} dh, \quad (17.4)$$

где  $i'$  — произвольное положительное значение уклона, его часто принимают  $i = i_{кр}$ ;  $Q'$  — также фиктивный расход, который пропускало бы данное живое сечение при глубине и других параметрах, соответствующих неравномерному движению, но в условиях равномерного движения при уклоне дна  $i'$ , т. е.  $Q' = \omega C \sqrt{Ri'}$ . Расход  $Q'$  изменяется по длине потока.

Отношение  $(Q/Q')^2$  равно отношению соответствующих средних скоростей  $(v/v')^2$  и параметров кинетичности, т. е.

$$(Q/Q')^2 = (v/v')^2 = \Pi_k/\Pi'_k, \quad (17.5)$$

При этом  $v'$  и  $\Pi'_k$  — средняя скорость и параметр кинетичности, которые были бы в данном живом сечении (размеры его соответствуют неравномерному движению), но в условиях равномерного движения. Таким образом, среднюю скорость  $v'$  можно определить по формуле Шези  $v' = C \sqrt{Ri}$ . Тогда

$$\Pi'_k = \frac{\alpha (Q')^2 B}{g\omega^3} = \frac{\alpha (v')^2}{gh_{cp}} = \frac{\alpha C^2 Ri}{gh_{cp}}. \quad (17.6)$$

Для широких русл  $R \approx h_{cp}$ ;  $\Pi'_k = \alpha C^2 i/g$ .

Параметр  $\Pi'_k$  также выражают в виде

$$\Pi'_k = \frac{\alpha i C^2 B}{g\omega}, \quad (17.7)$$

или с учетом введенных в гл. 16 соотношений между элементами живого сечения при равномерном движении, принимая коэффициент  $C$  по формуле Павловского,

$$\Pi'_k = \frac{\alpha i}{gn^2} \frac{B}{\psi R^{1-2y}}, \quad (17.8)$$

где  $\psi = \omega/R^2$ .

Для последующего интегрирования введем новую переменную

$$z^x = (Q'/Q)^2 = \Pi'_k/\Pi_k, \quad (17.9)$$

т. е.

$$\left. \begin{aligned} z &= \sqrt[x]{(Q'/Q)^2}; \\ x &= 2 \lg \frac{Q'}{Q} / \lg z; \\ \Pi_k &= \Pi'_k / z^x. \end{aligned} \right\} \quad (17.10)$$

Как видно из (17.9) и (17.10), конкретные условия движения отражены отношением  $(Q'/Q)^2 = \Pi'_k/\Pi_k$ . При этом хотя  $z$  и  $x$  — произвольные, но связаны они между собой по (17.10): приняв  $x$  по (17.10), получим значение  $z$  и наоборот.

Далее принимается допущение

$$dh = a dz, \quad (17.11)$$

откуда

$$a = dh/dz \approx \Delta h/\Delta z.$$

Тогда уравнения (17.3) можно преобразовать с учетом (17.10) и (17.11).

1. Прямой уклон дна,  $i > 0$ :

$$\frac{i dl}{a} = \frac{1 - \Pi'_k/z^x}{1 - 1/z^x} dz = \frac{\Pi'_k - z^x}{1 - z^x} dz = \left( 1 - 1 + \frac{\Pi'_k - z^x}{1 - z^x} \right) dz,$$

или после преобразований

$$dl = \frac{a}{i} \left[ dz - (1 - \Pi'_k) \frac{dz}{1 - z^x} \right]. \quad (17.12)$$

2. Обратный уклон дна,  $i < 0$ :

$$\begin{aligned} \frac{|i|}{a} dl &= - \frac{1 - \Pi'_k/z^x}{1 + 1/z^x} dz = - \frac{z^x - \Pi'_k}{1 + z^x} dz = \\ &= - \left( 1 - 1 + \frac{z^x - \Pi'_k}{1 + z^x} \right) dz, \end{aligned}$$

или

$$dl = \frac{a}{|i|} \left[ - dz + (1 + \Pi'_k) \frac{dz}{1 + z^x} \right]. \quad (17.13)$$

3. Нулевой уклон дна,  $i = 0$ ; по (17.4):

$$\frac{i'}{a} dl = \frac{\Pi'_k/z^x - 1}{1/z^x} dz = (\Pi'_k - z^x) dz,$$

или

$$dl = \frac{a}{i'} (\Pi'_k - z^x) dz. \quad (17.14)$$

При расчетах обычно кривая свободной поверхности по длине разбивается на ряд участков. Обозначим живые сечения в общем виде номерами 1 и 2 и учтем, что по длине параметр  $P'_k$  изменяется очень мало. Для интегрирования введем допущение, позволяющее считать  $P'_k$  на данном участке постоянным параметром, равным  $P'_{k, \text{cp}} = (P'_{k1} + P'_{k2})/2$ .

1. Прямой уклон дна,  $i > 0$ :

$$l_{1-2} = \frac{a}{i} \{z_2 - z_1 - (1 - P'_{k, \text{cp}}) [\Phi(z_2) - \Phi(z_1)]\}, \quad (17.15)$$

где

$$\Phi(z) = \int \frac{dz}{1 - z^x} + \text{const.} \quad (17.16)$$

2. Обратный уклон дна,  $i < 0$ :

$$l_{1-2} = \frac{a}{|i|} \{- (z_2 - z_1) + (1 + P'_{k, \text{cp}}) [F(z_2) - F(z_1)]\}, \quad (17.17)$$

где

$$F(z) = \int \frac{dx}{1 + z^x} + \text{const.} \quad (17.18)$$

3. Нулевой уклон дна,  $i = 0$ :

$$l_{1-2} = \frac{a}{i'} \{P'_{k, \text{cp}} (z_2 - z_1) - [f(z_2) - f(z_1)]\}, \quad (17.19)$$

где

$$f(z) = \int z^x dz + \text{const.} \quad (17.20)$$

В табл. П.17.1—П.17.3 для  $\Phi(z)$ ,  $F(z)$ ,  $f(z)$  сведены значения указанных функций при  $x = 5.5$ .

#### 17.4. Расчет кривых свободной поверхности в открытых призматических руслах

Существует много способов расчета кривых свободной поверхности. Их можно разделить на две группы в зависимости от подхода к принятию  $z$  и соответствующих им значений  $x$ . Согласно первому подходу задаются постоянным значением  $x$  и вычисляют по (17.10)  $z$ , согласно второму задаются значениями  $z$ , а  $x$  вычисляют по (17.10), причем могут получиться и не целые числа.

**Способ И. И. Агроскина.** Значение  $x$  задано,  $x = 5,5$ ;

$$a = ah/dz = \Delta h/\Delta z.$$

Тогда по (17.10)

$$z = \sqrt[5.5]{(Q'/Q)^2}.$$

Учитывая, что

$$Q = K_0 \sqrt{i} = \frac{\sqrt{i}}{n} \omega_0 R_0^{0,5+y};$$

$$Q' = K' \sqrt{i} = \frac{\sqrt{i}}{n} \omega R^{0,5+y},$$

получаем

$$z = \sqrt[5,5]{\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 \left(\frac{R}{R_0}\right)^{1+2y}} \quad (17.21)$$

Далее по (17.8)

$$\Pi'_k = \frac{\alpha i}{gn^2} \frac{B}{\psi R^{1-2y}}.$$

Индекс нуль, как и ранее, соответствует равномерному движению. Для различных форм живого сечения выражения для  $z$  и  $\Pi_k$  имеют различный вид.

**Трапецидальное поперечное сечение.** Как известно из (16.24),  $\omega = \frac{m_0}{\sigma} h^2$ ;  $R = \frac{h}{1+\sigma}$ . Тогда

$$\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 = \frac{h^4}{\sigma^2} \frac{\sigma_0^2}{h_0^4};$$

$$\left(\frac{R}{R_0}\right)^{1+2y} = \left(\frac{h}{h_0}\right)^{1+2y} \left(\frac{1+\sigma_0}{1+\sigma}\right)^{1+2y},$$

где  $\sigma_0$  — характеристика живого сечения при равномерном движении, т. е. при  $h = h_0$  и  $b_{ср} = b_{ср0} = b + mh_0$ .

Подставив полученные выражения для  $(\omega/\omega_0)^2$  и  $(R/R_0)^{1+2y}$  в (17.21), найдем

$$z = \left(\frac{h}{h_0}\right)^{5+2y/5,5} \frac{\sqrt[5,5]{\sigma_0^2 (1+\sigma_0)^{1+2y}}}{\sqrt[5,5]{\sigma^2 (1+\sigma)^{1+2y}}}.$$

Если учесть, что  $y$  может быть принят приблизительно равным 0,2, тогда  $\frac{5+2y}{5,5} \approx 1$  и становится ясным, почему принят  $x =$

$$= 5,5 \approx 5 + 2y.$$

Обозначим

$$\left. \begin{aligned} F(\sigma) &= \left[ \sqrt[5,5]{\sigma^2 (1+\sigma)^{1+2y}} \right]^{-1}; \\ F(\sigma_0) &= \left[ \sqrt[5,5]{\sigma_0^2 (1+\sigma_0)^{1+2y}} \right]^{-1}, \end{aligned} \right\} \quad (17.22)$$

тогда

$$z = \frac{hF(\sigma)}{h_0F(\sigma_0)}. \quad (17.23)$$

В каждой задаче выражения  $h_0 F(\sigma_0)$  имеют постоянные значения. Найденные по (17.22) значения  $F(\sigma)$  приведены в табл. П.17.4.

Параметр  $\Pi_k$  по (17.8) с учетом  $\omega$ ,  $B$  и  $R$ , выраженных через ширину трапеции по дну  $b$  (см. § 16.7),

$$\Pi'_k = \frac{\alpha i}{gn^2} b^{0.4} \Theta(\sigma), \quad (17.24)$$

где  $n$  — коэффициент шероховатости.

Здесь обозначено

$$\Theta(\sigma) = \left[ \frac{\sigma}{m_0 \left(1 - \frac{m}{m_0} \sigma\right) \left(1 + \frac{m}{m_0} \sigma\right)} \right]^{2y} \times \left( \frac{1 + \frac{m}{m_0} \sigma}{1 + \sigma} \right)^{1+2y}. \quad (17.25)$$

Значения  $\Theta(\sigma)$ , вычисленные по (17.25) при  $y = 0,2$ , приведены в табл. П.17.5.

Выражение  $\frac{\alpha i}{gn^2} b^{0.4}$  в каждой задаче имеет постоянное значение.

**Параболическое поперечное сечение.**  
В этом случае  $\omega = 1,89 p^2 \tau \sqrt{\tau}$  и  $R = 1,89 \frac{\tau \sqrt{\tau}}{f(\tau)}$ . Тогда из (17.21) при этом же  $x = 5,5$  (что даст возможность использовать те же значения  $z$  при  $x = 5,5$ , что и для трапеций), если обозначить

$$F(\tau) = \tau^{0,82+0,55y} [f(\tau)]^{-(0,18+0,36y)}, \quad (17.26)$$

получим

$$z = \frac{F(\tau)}{F(\tau_0)}.$$

Значения  $F(\tau)$ , найденные по (17.26), приводятся в табл. П.17.6.

Параметр  $\Pi'_k$  для параболического русла найдется вновь по (17.8) с учетом соотношений между элементами такого русла (см. гл. 16.7):

$$\Pi'_k = \frac{\alpha i}{gn^2} p^{2y} \frac{3,65\tau^{0,5+3y}}{[f(\tau)]^{1+2y}} = \frac{\alpha i}{gn^2} p^{2y} \Theta(\tau). \quad (17.27)$$

Значения функции  $\Theta(\tau)$  при  $y = 0,2$  также приведены в табл. П.17.6. Соответственно  $p^{2y} = p^{0.4}$ . В каждой задаче  $F(\tau_0)$  и  $\alpha i/gn^2 p^{2y}$  имеют постоянные значения.

**Сегментное поперечное сечение.** Для сегмента  $\omega = \frac{1}{2} (\varphi - \sin \varphi) r^2$ ;  $R = \frac{\varphi - \sin \varphi}{2\varphi} r$ ;  $B = 2r \sin \varphi/2$ .

Для сегмента при  $x = 5,5$  имеем из (17.21)

$$z = \frac{\varphi^{0,36} \left( \frac{\varphi - \sin \varphi}{\varphi} \right)^{0,55+0,36y}}{\varphi_0^{0,36} \left( \frac{\varphi_0 - \sin \varphi_0}{\varphi_0} \right)^{0,55+0,36y}}$$

или

$$z = \frac{F(\varphi)}{F(\varphi_0)}$$

Значения функции  $F(\varphi)$  приведены в табл. П.17.7.

Подставляя  $\omega$ ,  $R$  и  $B$  в (17.8), получаем

$$P'_k = \frac{\alpha i}{gn^2} r^{2y} \Theta(\varphi),$$

где

$$\Theta(\varphi) = 2^{1-2y} \frac{\sin \frac{\varphi}{2}}{\varphi} \left( \frac{\varphi - \sin \varphi}{\varphi} \right)^{2y}.$$

Значения функции  $\Theta(\varphi)$  приведены в табл. П.17.7.

Обращает на себя внимание однотипность выражений для  $z$  и  $P'_k$  при расчетах по Агроскину в русле с различной формой поперечного сечения. Значение  $z$  равно частному от деления функции  $F(\sigma)$ ,  $F(\tau)$  на постоянное в каждой задаче значение той же функции, но при равномерном движении, т. е.  $F(\sigma_0)$ ,  $F(\tau_0)$ . Параметр кинетичности  $P'_k$  равен произведению  $\alpha i / gn^2$  на линейный или угловой параметр в степени  $2y$ , т. е.  $b^{2y}$ ,  $p^{2y}$ ,  $\varphi^{2y}$  и на функцию  $\Theta$  характеристики живого сечения, т. е.  $\Theta(\sigma)$ ,  $\Theta(\tau)$ ,  $\Theta(\varphi)$ . Наличие таблиц облегчает выполнение расчетов. Изменение  $y$  в пределах  $y = 0,15 \div 0,30$  незначительно сказывается на длине рассчитываемых кривых свободной поверхности.

В заключение укажем, что, принимая другие целые значения  $x$ , не равные единице, например 2; 3; 4, получим при  $x = 2$   $z = Q'/Q$ ; при  $x = 3$   $z = \sqrt[3]{(Q'/Q)^2} = h'_{кр}/h_{кр}$ ; при  $x = 4$   $z = \sqrt{Q'/Q}$  и т. д. И тогда можно непосредственно выполнить интегрирование, т. е., не применяя таблиц, найти необходимые значения функций  $\Phi(z)$ , или  $F(z)$ , или  $f(z)$ .

Способ Н. Н. Павловского. При  $x = 2$  имеем  $z = Q'/Q$  и

$$\Phi(z) = \frac{1}{2} \ln \left| \frac{1+z}{1-z} \right| = 1,1513 \lg \left| \frac{1+z}{1-z} \right|;$$

$$F(z) = \arctg z; \quad f(z) = z^3/3.$$

Способ М. Д. Чертоусова. При  $x = 4$  имеем  $z = \sqrt{Q'/Q}$  и

$$\Phi(z) = \frac{1}{4} \ln \left| \frac{1+z}{1-z} \right| + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} z = 0,5756 \lg \left| \frac{1+z}{1-z} \right| + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} z;$$

$$F(z) = \frac{1}{4\sqrt{2}} \ln \frac{z^2 + z\sqrt{2} + 1}{z^2 - z\sqrt{2} + 1} + \frac{1}{2\sqrt{2}} \operatorname{arctg} \frac{z\sqrt{2}}{1-z^2}; \quad f(z) = z^5/5.$$

Можно также выполнять расчеты при  $x = 3$ . В этом случае имеем

$$z = \sqrt[3]{\left(\frac{Q'}{Q}\right)^2} \text{ и}$$

$$\Phi(z) = \frac{1}{6} \ln \frac{1+z+z^2}{(1-z)^2} + \frac{1}{\sqrt{3}} \operatorname{arctg} \frac{2z+1}{\sqrt{3}};$$

$$F(z) = \frac{1}{6} \ln \frac{(1+z)^2}{1-z+z^2} + \frac{1}{\sqrt{3}} \operatorname{arctg} \frac{2z-1}{\sqrt{3}};$$

$$f(z) = z^4/4.$$

При вычислении функции  $\operatorname{arctg}$  в указанных формулах значение  $z$  должно быть в радианах.

Определив  $P'$  в каждом случае, найдем длину кривой свободной поверхности.

Длина кривой свободной поверхности независимо от выбранного значения  $x$  получится практически одной и той же. Связано это с тем, что при разных  $x$  значения  $z$ , как было показано, будут различными. Различными будут и значения  $a$ , и значения функций  $\Phi(z)$  при  $i > 0$ ,  $F(z)$  при  $i < 0$  и  $f(z)$  при  $i = 0$ , которые определяются в зависимости от принятого значения  $x$ .

**Способ Б. А. Бахметева.** Б. А. Бахметевым было установлено, что для многих форм поперечного сечения русл (для которых расходная характеристика  $K$  является монотонно возрастающей функцией глубины  $h$ ) существует показательная зависимость

$$(K_1/K_2)^2 = (h_1/h_2)^x, \quad (17.28)$$

где  $h_1$  и  $h_2$  — две произвольно взятые глубины в данном поперечном сечении русла;  $K_1$  и  $K_2$  — соответствующие им расходные характеристики.

Эта зависимость приближенная и строгого теоретического обоснования не получила, но она находит довольно широкое применение и дает вполне удовлетворительные результаты. Здесь  $x$  называется гидравлическим показателем русла. Приближенно считается, что гидравлический показатель русла постоянен для данного поперечного сечения русла и не зависит от глубины. Однако это справедливо лишь для некоторых русл. К ним относятся узкие прямоугольные русла ( $x = 2$ ), широкие ( $b \gg h$ ), прямоугольные ( $x = 3,4$ ) и некоторые другие.

Для прямоугольных, трапециевидных и параболических русл (кроме широких и узких) при  $i > 0$  показатель  $x$  определяется по вытекающему из (17.28) выражению

$$x = 2 \frac{\lg K_{\text{ср}} - \lg K_0}{\lg h_{\text{ср}} - \lg h_0}, \quad (17.29)$$

где  $h_{\text{ср}}$  — средняя глубина на рассчитываемом участке;  $K_{\text{ср}}$  — расходная характеристика при этой глубине.

Так как для указанных русл показатель  $x$  зависит от глубины, то выбор именно таких параметров ( $h_{\text{ср}}$  и  $h_0$ ,  $K_{\text{ср}}$  и  $K_0$ ) дает необходимую точность при расчетах.

Для русл с замкнутым и составным поперечным сечением зависимость (17.28) вообще неприменима.

При расчетах по способу Б. А. Бахметева длина кривых свободной поверхности определяется по (17.15), (17.17) и (17.19) при уклонах дна  $i > 0$ ,  $i < 0$  и  $i = 0$  соответственно.

По Б. А. Бахметеву при  $i > 0$ , приняв в (17.28) глубины  $h_1 = h$  и  $h_2 = h_0$ , имеем  $(K/K_0)^2 = (h/h_0)^2$ ,  $z = \eta = h/h_0$  или  $h = h_0 z$ . Далее

$$a = \frac{dh}{dz} = \frac{h_0 dz}{dz} = h_0.$$

Длина кривой свободной поверхности определяется по (17.15), функция  $\Phi(z)$  — по (17.16);  $P'_k = \alpha (Q')^2 B / (g\omega^3)$ ;  $Q' = \omega C \sqrt{Ri}$ .

Значения указанной функции при различных значениях гидравлического показателя приведены в табл. П.17.8 (для случая  $i > 0$ ).

При  $i < 0$   $z = \xi = h_0/h'_0$  и длина кривой свободной поверхности определяется по (17.17), а функция  $F(z)$  — по (17.18),  $h'_0$  — фиктивная нормальная глубина при равномерном движении с расходом  $Q$  в русле с уклоном  $i' = |i|$ ;  $Q' = \omega C \sqrt{R'i}$ ;  $P'_k = \alpha (Q')^2 \times B / (g\omega^3)$ . Значения  $F(z)$  приведены в табл. П.17.9.

При  $i = 0$  длина  $l_{1-2}$  определяется по (17.19),  $f(z)$  — по (17.20), в качестве произвольного положительного уклона  $i'$  здесь принят  $i_{\text{кр}}$ , а  $z = \xi = h/h_{\text{кр}}$ ;  $P'_{k, \text{кр}} = \alpha (Q')^2 B / (g\omega^3)$ ;  $Q' = \omega C \sqrt{R'i_{\text{кр}}}$ .

Гидравлический показатель русла  $x$  определяется при  $i > 0$  по (17.29); при  $i < 0$

$$x = 2 \frac{\lg K_{\text{ср}} - \lg K'_0}{\lg h_{\text{ср}} - \lg h'_0},$$

где  $K'_0 = \omega'_0 C'_0 \sqrt{R'_0}$ ; при  $i = 0$

$$x = 2 \frac{\lg K_{\text{ср}} - \lg K_{\text{кр}}}{\lg h_{\text{ср}} - \lg h_{\text{кр}}},$$

где  $K_{\text{кр}} = \omega_{\text{кр}} C_{\text{кр}} \sqrt{R_{\text{кр}}}$ .

**Последовательность расчета кривых свободной поверхности в открытых призматических руслах.** При расчете кривых свободной поверхности чаще всего необходимо найти значения глубин в различных створах, разбивающих рассчитываемую кривую на участки, и, суммируя длины отдельных участков, найти длину кривой свободной поверхности, т. е. построить кривую.

При расчете сначала определяются нормальная глубина  $h_0$  и критическая глубина (если необходимо, то и критический уклон  $i_{кр}$ ). Затем в результате анализа устанавливаются тип кривой свободной поверхности, асимптоты этой кривой, определяются граничные глубины. При этом могут быть известны обе граничные глубины из гидравлического расчета сооружения (например, верхняя и нижняя глубины для кривой подпора  $Ic$ ). В других случаях из гидравлического расчета сооружения известна лишь одна глубина, а вторая назначается так, чтобы она, например, отличалась от нормальной глубины на 1—3 % (см. рис. 17.2, 17.3, 17.7).

После определения граничных глубин весь участок кривой свободной поверхности разбивается на ряд расчетных участков. Последовательно переходя от одного участка к другому, вычисляя глубину на одной границе участка при известной глубине на другой границе участка и длину участка кривой свободной поверхности, можно выполнить расчет всей кривой подпора или спада.

### **17.5. Установившееся неравномерное плавно изменяющееся движение жидкости в открытых непризматических руслах**

В гидротехнической практике встречаются случаи, когда приходится рассчитывать установившееся неравномерное плавно изменяющееся движение жидкости в открытых непризматических руслах. К таким случаям может быть отнесено движение в пределах расширяющихся или сужающихся входных или выходных участков гидротехнических сооружений, в сравнительно коротких каналах с увеличивающейся или уменьшающейся по направлению течения шириной и т. п.

В этих случаях изменение глубин по длине потока описывается общим уравнением установившегося неравномерного плавно изменяющегося движения (15.7). Поскольку точное интегрирование уравнений (15.7) и (15.8) пока не осуществлено, пользуются приближенными решениями.

Одно из таких решений — применение уравнения Бернулли, т. е. замена дифференциального уравнения движения уравнением в конечных разностях. Этот способ впервые был предложен В. И. Чарномским (1914 г.). Аналогичное решение было предложено Хестедом в 1924 г. Рассматриваемый способ иногда называют способом Хестеда.

Следуя В. И. Чарномскому, запишем для двух сечений рассматриваемого потока применительно к рис. 15.1, находящихся на ко-

нечном, но достаточно малом расстоянии  $\Delta l$  друг от друга (плоскость сравнения проходит через наинизшую точку второго сечения),

$$h_1 + i\Delta l + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + \Delta h_{\text{тр}}, \quad (17.30)$$

где  $i$  — уклон дна;  $\Delta l$  — малое конечное расстояние между сечениями;  $\Delta h_{\text{тр}}$  — потери напора на преодоление гидравлических сопротивлений на длине участка  $\Delta l$ .

Как и раньше, будем считать, что потери по длине при плавно изменяющемся движении можно определять по формуле, непосредственно вытекающей из формулы Шези,

$$h_{\text{тр}} = \frac{v^2 l}{C^2 R}.$$

Полагая, что потери на трение на участке  $\Delta l$  можно определить через средние на данном участке параметры  $v_{\text{ср}}$ ,  $C_{\text{ср}}$ ,  $R_{\text{ср}}$ , имеем

$$\Delta h_{\text{тр}} = \frac{v_{\text{ср}}^2 \Delta l}{C_{\text{ср}}^2 R_{\text{ср}}}. \quad (17.31)$$

Заменив в (17.30)  $v = Q/\omega$ ,  $h_2 - h_1 = \Delta h$  и приняв  $\alpha = 1,1$ , т. е.  $\alpha/2g = 0,056 \text{ с}^2/\text{м}$ , получим

$$\Delta h - i\Delta l = 0,056Q^2 \left[ \frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2} - \frac{18\Delta l}{(\omega^2 C^2 R)_{\text{ср}}} \right]. \quad (17.32)$$

Уравнение (17.32) и принимается за основное расчетное уравнение для рассматриваемого движения в непризматических руслах.

Задача решается следующим образом. В непризматическом русле с известным уклоном дна и известной шероховатостью, оцениваемой, например, коэффициентом шероховатости  $n$ , проходит расход  $Q$ . Поперечные сечения водотока, а также глубина воды в первом сечении  $h_1$  известны. При известной  $h_1$  можно определить  $\omega_1$ ,  $C_1$ ,  $R_1$ . Необходимо найти глубину во втором сечении, отстоящем от первого на расстоянии  $\Delta l$ . Задача решается подбором, путем последовательных приближений.

Задаемся значением глубины  $h_2$ . Далее вычисляем значения  $\omega_2$ ;  $\omega_{\text{ср}} = (\omega_1 + \omega_2)/2$ ;  $R_2$ ;  $R_{\text{ср}} = (R_1 + R_2)/2$ ;  $C_2$ ;  $C_{\text{ср}}$ ;  $\omega_{\text{ср}}^2 C_{\text{ср}}^2 R_{\text{ср}}$ . Подставляя полученные значения в (17.32) при заданной  $\Delta l$ , проверяем, насколько верно была назначена  $h_2$ .

Если получается равенство, то данное значение глубины удовлетворяет уравнению (17.32). При неравенстве необходимо задаться новым значением глубины  $h_2$  и так вплоть до отыскания значения  $h_2$ , удовлетворяющего уравнению (17.32). Найдя такое значение для участка 1—2, переходим к участку 2—3, а затем к последующим.

## 17.6. Контрольные вопросы

1. Какие возможны зоны в потоке с точки зрения существования различных кривых свободной поверхности при уклоне, большем нуля?
2. Какие имеются виды кривых свободной поверхности?
3. Какая особенность дифференциального уравнения плавно изменяющегося неравномерного движения жидкости в открытых руслах свидетельствует о том, что свободная поверхность может изменяться не только плавно в пространстве, но и скачкообразно?
4. Подробно проанализируйте кривые свободной поверхности в русле с прямым уклоном дна, меньшим критического.
5. Проанализируйте кривые свободной поверхности в русле с прямым уклоном дна, большим критического.
6. Проанализируйте кривые свободной поверхности в русле с прямым уклоном дна, равным критическому.
7. Проанализируйте формы кривых свободной поверхности в открытых призматических руслах с нулевым и обратным уклоном. Дайте энергетическую трактовку.
8. Опишите основные этапы интегрирования дифференциального уравнения установившегося неравномерного движения в открытых призматических руслах, предшествующие приведению уравнений к виду, удобному для интегрирования.
9. Выполните преобразования и напишите расчетные формулы для длины кривых свободной поверхности при прямом, обратном и нулевом уклоне.
10. Какие типы способов расчета кривых свободной поверхности при рассматриваемом движении вы можете указать? В чем принципиальное различие типов этого расчета?
11. В чем заключается способ расчета кривых свободной поверхности в открытых призматических руслах, предложенный И. И. Агроскиным?
12. Как в указанном способе расчета отражены особенности трапециевидного, параболического и сегментного поперечного сечений?
13. Как рассчитываются кривые свободной поверхности в руслах (призматических), если значение  $x$  задано и равно целому числу (например, 2, 3, 4)? Напишите расчетные формулы.
14. Как выполняется расчет кривых свободной поверхности по способу Бахметева?
15. Что такое гидравлический показатель русла? Как он определяется?
16. Зависит ли выражение для гидравлического показателя русла от того, будет ли уклон нулевым, прямым или обратным?
17. Опишите последовательность и способы выполнения расчета кривых свободной поверхности в открытых призматических руслах.
18. Каковы особенности установившегося неравномерного плавно изменяющегося движения жидкости в открытых непризматических руслах? Как рассчитываются кривые свободной поверхности в этих руслах?

## Глава 18

### КРИВЫЕ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ УСТАНОВИВШЕМСЯ ДВИЖЕНИИ В ЕСТЕСТВЕННЫХ РУСЛАХ

#### 18.1. Общая характеристика движения в реках

Условия движения воды в естественных руслах рек существенно отличаются от условий движения воды в искусственно созданных водотоках — каналах.

В естественных водотоках расход во времени изменяется. Но в период между паводками это изменение происходит достаточно медленно (квазиустановившееся движение), т. е. движение условно считается установившимся.

Для рек характерна смена по длине потока широких и узких, глубоких и мелких участков русла. При достаточно хорошей выраженности глубокие участки называют плесами, а мелкие — перекатами. В руслах часто имеются острова, излуины, осередки, побочни и другие крупные (макро) надводные и подводные формы. Все это приводит к непостоянству площади живого сечения и, следовательно, средней скорости потока по длине реки. Изменяется и уклон свободной поверхности. В период межени на плесовых участках средняя скорость и уклон свободной поверхности меньше, чем на перекатах. Таким образом, для рек характерно наличие сменяющихся друг друга по длине реки участков с неравномерным движением (замедленным или ускоренным). Если рассматриваются достаточно длинные участки, в среднем в период между половодьями и паводками можно не учитывать неравномерность движения на отдельных участках.

При возведении гидротехнических сооружений, создающих подпор (плотины), бытовой режим естественных водотоков нарушается. Движение выше по течению от сооружения становится замедленным, глубины растут, средние скорости потока уменьшаются.

В результате дноуглубления, проведенного в значительных масштабах, или устройства в русле реки карьеров, из которых добываются нерудные материалы, условия движения на таких участках могут характеризоваться увеличенными уклонами свободной поверхности по сравнению с предшествующими бытовыми условиями. Движение в этих случаях — также неравномерное.

## 18.2. Общие способы расчета кривых свободной поверхности

Если в уравнении (15.4) потери напора при неравномерном движении выразить так же, как и при равномерном движении, т. е. с учетом

$$\frac{v^2}{C^2 R} = J;$$

$$\frac{\alpha v}{g} \frac{dv}{dl} = \frac{d}{dl} \left( \frac{\alpha v^2}{2g} \right),$$

то получим

$$-\frac{dz}{dl} = \frac{d}{dl} \left( \frac{\alpha v^2}{2g} \right) + J, \quad (18.1)$$

где (по рис. 15.1)  $dz/dl = dh/dl - i$ ,  $i$  — уклон дна русла;  $z$  — ордината свободной поверхности в данном живом сечении.

Тогда изменение  $z$  по длине запишется в виде

$$-dz = d \left( \frac{\alpha v^2}{2g} \right) + J dl. \quad (18.2)$$

Для решения этого уравнения и расчета кривых свободной поверхности в естественных руслах применяются приближенные способы. Намечается несколько расчетных участков по длине русла. Участки назначаются так, чтобы гидравлические характеристики: форма и площадь живого сечения; шероховатость, оцениваемая коэффициентом  $n$ ; уклон свободной поверхности в бытовых (незарегулированных) условиях — в пределах каждого участка были примерно одинаковыми. В пределах участка расход должен быть постоянным. Если имеются притоки, в створе их устьев выбираются

граничные сечения участков. При известном расходе  $Q$  в заданном уровне (ординате свободной поверхности) в конце нижнего по течению (первого) участка реки определяется отметка свободной поверхности в начале участка. Эта отметка будет исходной при расчете следующего (расположенного выше по течению) участка, для которого начальный створ первого участка будет конечным створом.

Расчеты проводятся с переходом от участка к участку вверх по течению. Если рассчитывается кривая подпора, связанного с возведением плотины, конечное сечение первого участка совпадает со створом у плотины.

Длина участка может быть различной — от десятков метров до нескольких километров в зависимости от конкретных условий. В пределах каждого расчетного участка свободная поверхность считается прямолинейной, т. е. кривая свободной поверхности для участка может быть построена по двум точкам. При этом разность отметок свободной поверхности в конечном и начальном сечениях расчетного участка не должна превышать  $\Delta z = 0,5 \div + 0,75$  м, причем предпочтительнее, чтобы  $\Delta z = 0,2 \div 0,3$  м.

Приближенные способы расчета можно разделить на две группы.

К первой группе относятся способы, в которых естественное русло заменяется фиктивным призматическим руслом с одинаковой по длине формой. На каждом отдельном участке уклон дна считается постоянным. Форма поперечного сечения фиктивного призматического русла принимается по возможности близкой к форме поперечного сечения реки на данном участке. Но обычно принимается фиктивное русло с широким прямоугольным или широким параболическим поперечным сечением. Уклон дна фиктивного русла на данном участке принимается равным уклону свободной поверхности в бытовых условиях. Расход, проходящий по данному участку фиктивного русла, принимается равным действительному расходу в бытовых условиях  $Q$ , т. е.

$$Q = \omega_{\phi} C_{\phi} \sqrt{R_{\phi} i_{\phi}}.$$

Для широкого прямоугольного поперечного сечения

$$\omega_{\phi} = B_{\phi} h_{0\phi}; \quad R_{\phi} \approx h_{0\phi}.$$

Ширина потока по верху в фиктивном русле в условиях подпора или спада назначается ориентировочно по поперечному профилю русла.

Задавшись каким-либо значением глубины фиктивного русла, можно вычислить  $C_{\phi}$  по одной из известных уже формул, например  $C_{\phi} = 1/n h_{0\phi}^{1,7}$ . Тогда

$$Q = B_{\phi} \frac{\sqrt{i_{\phi}}}{n} h_{0\phi}^{1,7}.$$

Отсюда определяется  $h_{0\phi}$ , затем уточняются значения  $C_{\phi}$ ,  $B_{\phi}$  и расчет повторяется вновь. Аналогично выполняется расчет для широкого параболического русла. После принятия окончательного значения  $h_{0\phi}$  проводится расчет кривой свободной поверхности, как для обычного призматического русла (см. гл. 17).

Ко второй группе относятся приближенные способы построения кривых свободной поверхности, основанные на результатах непосредственно интегрирования уравнения (18.2).

Если перейти к конечным разностям, уравнение (18.2) можно записать в виде

$$\Delta z = \alpha \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \frac{v_{\text{ср}}^2}{C_{\text{ср}}^2 R_{\text{ср}}} l, \quad (18.3)$$

или

$$\Delta z = \alpha \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \frac{Q^2}{K_{\text{ср}}^2} l, \quad (18.4)$$

где  $l$  — длина выбранного надлежачим образом расчетного участка;  $v_{\text{ср}}$ ,  $R_{\text{ср}}$ ,  $K_{\text{ср}}$  — средние значения параметров на участке  $l$ .

По уравнениям (18.3) или (18.4) путем последовательных приближений или графически находится  $\Delta z$  для данного расчетного участка. Для этого, как указывалось, при известных значениях  $Q$  и ординаты свободной поверхности в исходном сечении первого участка задается значением  $\Delta z$ . Затем вычисляются все параметры, входящие в (18.3) или (18.4). Обычно применяется уравнение (18.4). Далее при их подстановке в (18.4) и получении неравенства расчет продолжается до тех пор, пока обе части (18.4) не будут практически равными. Завершив расчет одного участка, можно переходить к следующему и т. д., т. е. до створа, где глубина станет равной заранее назначенной. Удобно для каждого сечения предварительно построить кривые зависимости  $\omega$ ,  $\chi$ ,  $R$ ,  $C$ ,  $v$  от ординаты свободной поверхности  $z$  во всем предлагаемом диапазоне изменения  $z$ . В большинстве случаев изменениями скоростного напора по длине расчетного участка пренебрегают. Тогда уравнение (18.4) получает такой вид:

$$\Delta z = Q^2 l / K_{\text{ср}}^2 \quad (18.5)$$

или

$$J = Q^2 / K_{\text{ср}}^2. \quad (18.6)$$

Следует отметить, что при неравномерном движении  $K_{\text{ср}}$  не равняется  $K_0$  (в условиях равномерного движения). При  $Q = \text{const}$ , как это и бывает на расчетном участке при построении кривых свободной поверхности в естественных руслах, при подпоре  $K_{\text{ср}} > K_0$  и, следовательно, уклон  $J$  меньше, чем при равномерном движении. При перемещении вверх (по течению) по кривой подпора уклон свободной поверхности все более приближается к значению, равному  $i$  (уклон дна). При спаде, наоборот,  $K_{\text{ср}} < K_0$ . И опять по мере приближения глубин в пределах кривой спада к  $h_0$  уклон свободной поверхности все более приближается к  $i$ .

Из уравнения (18.6), так же как и из (18.4), можно найти  $\Delta z$  в результате последовательных приближений или графически.

Для выполнения расчетов по методу непосредственного интегрирования необходимо иметь топографические и гидрометрические данные, которые позволили бы разбить русло на участки, построить продольные и поперечные профили русла. Зная поперечные профили русла в начальном и конечном сечениях данного расчетного участка, можно определить  $\omega_{\text{ср}}$ ,  $R_{\text{ср}}$ ,  $C_{\text{ср}}$ ,  $K_{\text{ср}}$ .

Коэффициенты шероховатости естественных русл существенно отражаются на получаемых результатах. Точное определение коэффициентов местных сопротивлений затруднительно. Сопротивления движению воды в естественном русле складываются из сопротивлений, которые можно отнести к местным (обусловленным наличием крупных гряд на дне, побочной и островов, поворотами русла), и сопротивлений по длине (обусловленным шероховатостью слагающих дно и берега грунтов).

При расчетах используются коэффициенты шероховатости, полученные в рассчитываемом русле в бытовых, еще не зарегулированных условиях. По гидрометрическим данным из формулы Шези определяется коэффициент  $C = v_{\text{ср}} / \sqrt{RJ}$  для приблизительно однотипных участков реки. Определив  $C$  по принятой для расчетов формуле (например, Агроскина или Павловского), находят значение коэффициента шероховатости  $n$ .

Найденные значения коэффициента шероховатости будут отражать все особенности условий, в которых происходит движение в данном русле, в том

числе и так называемые местные сопротивления. В коэффициенте Шези  $C$ , по сути дела, также будут учтены как потери напора по длине, так и местные потери напора для каждого из данных участков, где определялся коэффициент шероховатости. Следует учитывать, что полученные по натурным данным значения коэффициентов шероховатости могут зависеть от глубины наполнения русла, хотя по исходным представлениям коэффициент  $n$  должен был бы отражать только характер шероховатости поверхности русла.

До выхода потока на пойму коэффициент шероховатости естественного русла во многих случаях постепенно уменьшается. Но когда в пропуск расходов включается и пойма, обычно гораздо более шероховатая, чем русло, коэффициент  $n$  резко возрастает.

На ряде рек в связи с особенностями напластования прорезаемых рекой различных пород и с другими особенностями (например, зарастанием берегов) коэффициент  $n$  с ростом глубины не уменьшается а иногда может увеличиваться.

Значения коэффициентов шероховатости естественных водотоков могут быть приняты по составленной И. Ф. Карасевым табл. П.18.1.

### 18.3. Специальные способы расчета кривых свободной поверхности

В расчетной практике широко применяются специальные способы расчета, предложенные для построения кривых свободной поверхности в естественных руслах при наличии гидрометрических данных в достаточном объеме. Эти способы основаны на применении модуля сопротивления

$$F = l/K^2, \quad (18.7)$$

где  $l$  — длина расчетного участка;  $K$  — расходная характеристика на этом участке.

При этом используется важное для расчетов положение о независимости модуля сопротивления от уклона свободной поверхности — так называемый постулат инвариантности модуля сопротивления. Как показывают данные натурных исследований, постулат инвариантности модуля сопротивления справедлив в основном для равнинных рек. Согласно этому постулату модуль сопротивления  $l/K^2$  на данном участке является функцией только средней отметки уровня воды  $z_{cp}$  и не зависит от гидравлического уклона, т. е. положения кривых свободной поверхности ( $a-a$  и  $a'-a'$  на рис. 18.1) (разностью скоростных напоров

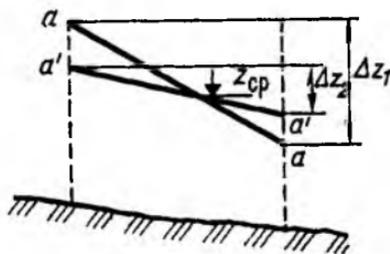


Рис. 18.1

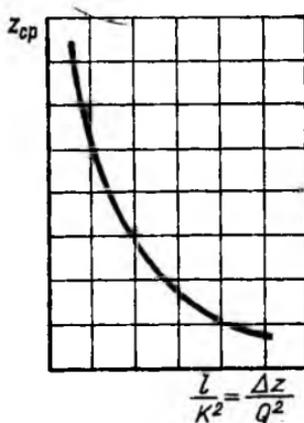


Рис. 18.2

в различных сечениях пренебрегли). Тогда на данном расчетном участке среднее значение расходной характеристики  $K_{\text{ср}}$  зависит только от  $z_{\text{ср}}$ . При одном и том же значении  $z_{\text{ср}}$  на данном расчетном участке  $K_{\text{ср}}^2$  и  $F = 1/K^2$  будут одинаковыми при различных уклонах свободной поверхности (рис. 18.1).

Таким образом,

$$F = \Delta z/Q^2 = f(z_{\text{ср}}). \quad (18.8)$$

При использовании любого специального способа расчета река разбивается по длине на ряд расчетных участков. В пределах каждого участка определяется осредненный поперечный профиль, измеряется длина участка при разных уровнях. Для осредненного поперечного профиля каждого расчетного участка вычисляются при разных уровнях  $\omega$ ,  $B$ ,  $R = h_{\text{ср}}$ ,  $C$ ,  $K$ . При определении коэффициента Шези коэффициент шероховатости  $n$  вычисляется по гидрометрическим данным или при их отсутствии — по таблицам. Для каждого значения средней отметки уровня  $z_{\text{ср}}$  определяется значение модуля сопротивления по (18.7) и строятся графики  $F = 1/K^2 = f(z_{\text{ср}})$  для каждого расчетного участка (рис. 18.2).

Рассмотрим один из специальных способов — расчет по способу А. Н. Рахманова. Расход  $Q$  и отметка уровня воды в конце нижнего по течению расчетного участка  $z_{\text{к}}$  известны. Задаемся отметкой уровня воды в начальном сечении  $z_{\text{н}}$ . Тогда  $z_{\text{ср}} = (z_{\text{н}} + z_{\text{к}})/2$ . По найденному значению  $z_{\text{ср}}$  получим по графику на рис. 18.2 для данного участка значение  $\Delta z/Q^2$ . Умножив найденное значение  $\Delta z/Q^2$  на  $Q^2$ , получим  $\Delta z$ . Если полученное  $\Delta z$  равно  $\Delta z = z_{\text{н}} + z_{\text{к}}$ , расчет закончен. Если получилось неравенство, вновь задаемся значением  $z_{\text{н}}$  и повторяем расчет вплоть до практически равных значений  $\Delta z$ .

Как видим, описанный способ расчета связан с последовательными приближениями.

Найдя отметку уровня в начале первого расчетного участка  $z_{\text{н}1}$ , определим отметку в конце второго расчетного участка, так как  $z_{\text{н}1} = z_{\text{н}2}$ , и т. д. Напомним, что расчет ведется с переходом от участка к участку против течения.

Отметим, что использование данных гидрометрических наблюдений при построении графиков  $F = \Delta z/Q^2 = f(z_{\text{ср}})$  обеспечивает учет различных особенностей данного русла в окончательных расчетах.

Кроме рассмотренных способов известны еще и другие по расчету свободной поверхности в естественных руслах.

## 18.4. Контрольные вопросы

1. Каковы основные черты приближенных способов расчета кривых свободной поверхности в естественных руслах? В чем особенности различных способов расчета?

2. Что такое постулат инвариантности модуля сопротивления?

3. Поясните, как проводится расчет кривых свободной поверхности в естественных руслах по способу Рахманова.

## НЕУСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

### 19.1. Основные понятия и определения

Неустановившееся безнапорное движение характеризуется изменением параметров потока во времени в любом створе русла. Рассмотренное в предыдущих главах равномерное и неравномерное установившееся движение в открытых руслах — частный случай неустановившегося движения.

При изучении неустановившегося движения в открытых руслах обычно рассматривают одномерную задачу, т. е. не учитывают поперечные составляющие местных скоростей и неравномерность распределения местных скоростей по живому сечению. Таким образом, считается, что во всех точках живого сечения скорости одинаковы и равны средней скорости  $v$  и по всему живому сечению также одинаковы глубины. Тогда основными характеристиками движения будут расход  $Q$  (или средняя скорость  $v$ ) и ордината свободной поверхности  $z$  (или глубина  $h$ , или площадь живого сечения  $\omega$ ).

Задача расчета неустановившегося движения состоит в определении основных характеристик движения в разных по своему местоположению створах от времени, т. е. в получении, например, зависимостей  $Q = f(t)$  и  $z = f(t)$ . Напомним, что для установившегося движения нет необходимости определять зависимость  $h$  (или  $z$ ) от  $t$ , а при равномерном движении  $h = \text{const}$  и не зависит ни от  $t$ , ни от  $l$ .

В ряде случаев достаточно иметь лишь некоторые данные о неустановившемся движении, например только максимальные или только минимальные уровни воды в нескольких створах по длине рассчитываемого участка водотока. Такой расчет называется частичным. Другой пример частичного расчета — определение только максимальных или только минимальных расходов воды в нескольких створах по длине и т. д.

Неустановившееся движение наблюдается в период половодья и паводков, при которых волна половодья или паводка проходит по реке и вызывает непрерывное изменение расходов и уровней в створах по длине реки. Неустановившееся движение также реализуется при распространении ливневых паводков по руслам (в том числе по «сухим» руслам), при формировании дождевого стока по склонам.

Если сток рек зарегулирован (водохранилищами ГЭС, например), неустановившееся движение проявляется в виде волн пусков при сбросе расходов в нижний бьеф по графику, предусмотренному условиями эксплуатации ГЭС, или согласно требованиям речного транспорта, рыбного хозяйства.

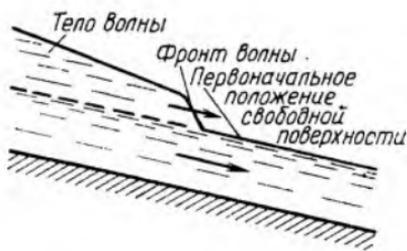


Рис. 19.1



Рис. 19.2

Наконец, при прорыве плотины также образуются волны и движение при этом — неустановившееся.

Волны в открытых руслах паводков, половодий, попуска, прорыва перемещают большие массы воды (волны перемещения), что приводит к изменению расходов по сравнению с имевшимися.

Наблюдающиеся в руслах ветровые волны, волны, возникающие при прохождении судов, волны в морях и водохранилищах и т. д. характеризуются тем, что не перемещают больших масс воды и в данном учебнике не рассматриваются.

Приведем основные термины, применяемые при рассмотрении неустановившегося движения.

Неустановившееся движение может быть быстро и медленно изменяющимся.

Волны перемещения характеризуются малой кривизной и значительной растянутостью мгновенного профиля (длинные волны), т. е. движение волны перемещения является медленно изменяющимся. Если расход (или уровень) в начальном створе, где нарушается существовавшее установившееся движение (с т в о р возмущения), только увеличивается (без последующего уменьшения) или только уменьшается, возникающую при этом волну называют волной одного направления.

Волна называется прямой, если она перемещается вниз по течению; волна называется обратной, если она перемещается против течения. Волна называется положительной, если при ее перемещении уровень воды повышается, При движении отрицательной волны происходит понижение уровня.

Прямая положительная волна сопровождается увеличением расхода и уровня вниз по течению и называется волной наполнения (рис. 19.1). Обратная положительная волна сопровождается уменьшением расхода и увеличением уровня вверх по течению и называется волной подпора (рис. 19.2). Она возникает в верхнем бьефе, т. е. перед сооружением, например при уменьшении пропускаемого через водопропускные отверстия плотины (прикрытие затворов) или через турбины ГЭС расхода.



Рис. 19.3

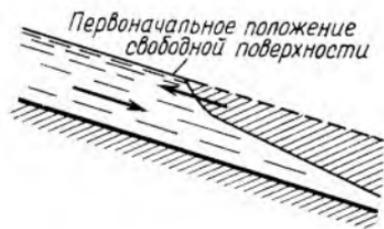


Рис. 19.4

Прямая отрицательная волна — волна отлива (рис. 19.3) — сопровождается уменьшением расхода и уровня вниз по течению и возникает при уменьшении расхода в створе, расположенном в начале данного участка (например, уменьшение расхода при спаде паводка). Наконец, обратная отрицательная волна (рис. 19.4) — волна излива — сопровождается увеличением расхода и уменьшением уровня вверх по течению и возникает в верхнем бьефе при увеличении пропускаемых через гидротехнические сооружения расходов.

Сложные волны состоят из комбинации охарактеризованных выше простых волн. Так, сложная прямая волна состоит из положительной (волна наполнения) и отрицательной (волна отлива) волн. Такая волна наблюдается при попусках.

Различают фронт волны, отделяющий жидкость, участвующую в волновом движении, от невозмущенной жидкости или от другой волны, и тело волны. В пределах тела волны гидравлические элементы потока изменяются медленно. В призматическом русле при отсутствии пойм и других особенностей рельефа фронт волны перемещается с волновой скоростью. При наличии пойм, крупных староречий и других понижений местности, где может аккумулироваться часть воды, скорость перемещения фронта может быть меньше волновой скорости. Положительные волны отличаются крутым фронтом, а отрицательные волны имеют пологий фронт.

Быстро изменяющееся движение происходит при перемещении прерывных волн, для которых характерен профиль свободной поверхности со значительной кривизной, резкое, почти мгновенное возрастание глубин на коротком участке. Такие волны образуются при прорыве плотины, при резком попуске в нижний бьеф при малой глубине в нем или при движении по сухому руслу.

Отметим также, что когда волна подходит к створу, в котором форма или размеры поперечного сечения водотока резко изменяются (сужение в плане или по вертикали, расширение), происходит отражение волны (частичное или полное). При частичном отражении волна распадается на две: одна,

называемая преломленной, продолжает движение по первоначальному направлению, вторая — отраженная — распространяется в обратном направлении. При полном отражении преломленная волна отсутствует. Полное отражение происходит при встрече волны с вертикальной гранью (стенкой) гидротехнического сооружения, перекрывшего водоток, или при отражении от водоема (водохранилища) большого размера. При отражении от вертикальной стенки положительная волна остается положительной, а отрицательная — отрицательной. Только изменяется направление волны: прямая волна переходит в обратную. При отражении от водохранилища знак и направление волны изменяются. Прямая положительная волна переходит в обратную отрицательную, прямая отрицательная волна переходит в обратную положительную.

Укажем в заключение, что важными параметрами, определяемыми при расчетах, являются скорость распространения волны  $c_0$ , высота волны  $h_b$  и изменение при движении волны  $Q_b$ .

## **19.2. Дифференциальные уравнения одномерного медленно изменяющегося неустановившегося движения в открытых руслах**

При рассмотрении одномерного медленно изменяющегося неустановившегося движения принимаем допущения, указанные в § 19.1. Кроме того, гидравлические сопротивления выражаем, так же как и при установившемся движении, пренебрегая местными потерями:

$$h_{тр} = h_{дл} = \frac{Q^2 l}{\omega^2 C^2 R} = \frac{v^2 l}{C^2 R}. \quad (19.1)$$

Вопрос о гидравлических сопротивлениях при неустановившемся движении — один из недостаточно изученных в гидравлике. Имеющиеся немногочисленные экспериментальные данные о гидравлических сопротивлениях при неустановившемся движении, как упоминалось ранее, не дают согласующиеся между собой результаты. В некоторых опытах получалось, что гидравлические сопротивления при установившемся и неустановившемся движении практически одинаковы. В других работах найдено, что гидравлические сопротивления больше при ускоренном движении. В то же время имеются исследования, в которых получены противоположные только что указанному результаты. На результаты, получаемые в натурных исследованиях, большое внимание оказывает близость гидротехнических сооружений и непризматичность русла.

Теоретические работы О. Ф. Васильева, В. И. Квона и К. В. Гришанина свидетельствуют, что при движении прямой положительной

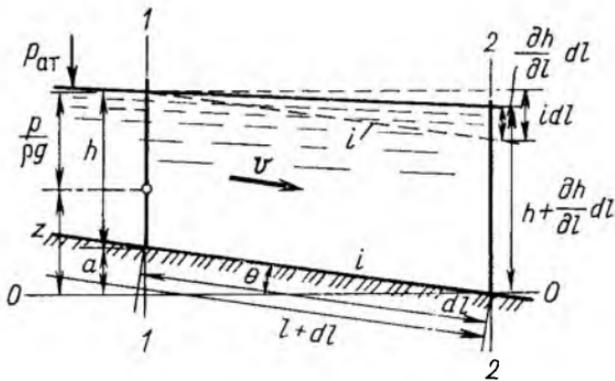


Рис. 19.5

волны ( $\frac{\partial h}{\partial t} > 0$ ;  $\frac{\partial h}{\partial t} < 0$ ) распределение скоростей по вертикали более однородное, чем при движении прямой отрицательной волны ( $\frac{\partial h}{\partial t} < 0$ ;  $\frac{\partial h}{\partial t} > 0$ ), когда эпюра распределения скоростей по вертикали заметно неоднородна.

Обычно принимается, что гидравлические сопротивления при неустановившемся движении могут быть выражены по (19.1). Отметим, что для количественной оценки неустановившегося движения применяются параметры  $\frac{h}{v^2} \frac{\partial v}{\partial t}$  или  $\frac{1}{v^2} \frac{\partial v}{\partial t}$  и др. Для речных паводков локальные ускорения определяются как  $\frac{\alpha'}{g} \frac{\partial v}{\partial t} = (0,0001 \div 0,1) i$ . Конвективные ускорения имеют большие значения,  $\frac{\alpha v}{g} \frac{\partial v}{\partial l} = (0,2 \div 1) i$ .

Выделим в рассматриваемом потоке два сечения на расстоянии  $dl$  друг от друга (рис. 19.5). Применим уравнение (5.27), записав его для потока в виде

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{\alpha'}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h_{\text{тр}}}{\partial t} = 0. \quad (19.2)$$

Коэффициенты кинетической энергии  $\alpha$  и количества движения  $\alpha'$  во многих работах, посвященных неустановившемуся движению в открытых руслах, принимают равными  $\alpha = \alpha' = 1$ . Строго говоря, при принятых допущениях об одномерности движения эти коэффициенты равны единице. Имея в виду общность выводимых дифференциальных уравнений, оставим эти коэффициенты при дальнейших выкладках.

При неустановившемся движении в открытых руслах обычно высоту положения  $z$  относят к точкам на свободной поверхности.

Тогда изменения  $z$  характеризуют изменения уровня воды, при этом  $p = p_{ат} = \text{const}$  в различных сечениях.

Тогда из (19.2) с учетом (19.1) имеем

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial l} \left( z + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{\alpha'}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{C^2 R} &= 0 \\ \text{или} \\ \frac{\partial z}{\partial l} + \frac{\alpha}{g} v \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{\alpha'}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{C^2 R} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (19.3)$$

Так как  $z = a + h$ , то

$$\frac{\partial z}{\partial l} = \frac{\partial a}{\partial l} + \frac{\partial h}{\partial l} = -i + \frac{\partial h}{\partial l},$$

где  $i = -\frac{\partial a}{\partial l}$  — уклон дна русла.

Таким образом, уклон свободной поверхности

$$J = -\frac{\partial z}{\partial l} = i - \frac{\partial h}{\partial l}.$$

Тогда получим

$$-\frac{\partial z}{\partial l} = \frac{\alpha}{g} v \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{\alpha'}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{C^2 R} \quad (19.4)$$

или

$$i - \frac{\partial h}{\partial l} = \frac{\alpha}{g} v \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{\alpha'}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{C^2 R}. \quad (19.5)$$

Очевидно, что из уравнений неустановившегося движения как частные случаи получаются уравнения установившегося движения ( $\partial v / \partial t = 0$  и частная производная  $\partial h / \partial l$  заменяется  $dh / dl$ , так как  $h$  не зависит от второй переменной  $t$ ) и равномерного движения.

Уравнение неразрывности при неустановившемся движении в открытом русле получим, распространив на поток уравнение неразрывности (3.21) для струйки несжимаемой жидкости ( $\rho = \text{const}$ ):

$$\frac{\partial Q}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0. \quad (19.6)$$

Аналогично преобразованию уравнения неразрывности в § 14.5, заменив  $Q = \omega v$ , получим

$$v \frac{\partial \omega}{\partial l} + \omega \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0. \quad (19.7)$$

Уравнения (19.3) и (19.6) или (19.7) составляют искомую систему дифференциальных уравнений неустановившегося движения.

В призматических руслах площадь живого сечения зависит только от глубины, причем  $\partial\omega/\partial h = B$  ( $B$  — ширина потока по верху). Тогда

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial \omega} \frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{1}{B} \frac{\partial \omega}{\partial t}.$$

Для призматических русл имеем систему уравнений

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{g} \left( \alpha v \frac{\partial v}{\partial l} + \alpha' \frac{\partial v}{\partial t} \right) + \frac{1}{B} \frac{\partial \omega}{\partial t} &= i - \frac{v^2}{C^2 R}; \\ v \frac{\partial \omega}{\partial l} + \omega \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial t} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (19.7a)$$

В прямоугольном или достаточно широком русле  $\omega = bh$ , и тогда уравнение неразрывности (19.6) принимает вид

$$\frac{\partial q}{\partial l} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0, \quad (19.8)$$

где  $q$  — удельный расход на единицу ширины русла.

Уравнение неразрывности (19.7) применяют и в таком виде:

$$\frac{\partial (hv)}{\partial l} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0. \quad (19.9)$$

Таким образом, полученные уравнения попарно составляют замкнутые системы. Из этих уравнений можно найти глубину  $h$  (площадь  $\omega$ ) и среднюю скорость  $v$  в различных створах по длине (разные  $l$ ) и в различные моменты времени  $t$ .

Уравнение (19.5) при  $\alpha = \alpha' = 1$  было впервые получено Сен-Венаном. Систему уравнений (19.5) и (19.6) называют уравнениями Сен-Венана.

Если имеется боковой приток с удельным расходом на единицу длины  $q_6$ , то уравнения (19.5) и (19.6) записываются в виде

$$i - \frac{\partial h}{\partial l} = \frac{\alpha}{g} \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{\alpha'}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{C^2 R} + \frac{q_6 v}{g \omega}; \quad (19.10)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = q_6. \quad (19.11)$$

Уравнения одномерного неустановившегося движения обычно решаются с использованием многочисленных методик. В настоящее время расчеты неустановившегося движения выполняются на ЭВМ с использованием специально разработанных программ.

### 19.3. Основные сведения о методе характеристик

Изложим важный для изучения неустановившегося движения метод характеристик, разработанный акад. С. А. Христиановичем.

Рассматривается система уравнений (19.7a). Ее решениями будет система двух функций

$$v = v(l, t); \quad \omega = \omega(l, t).$$

Эти функции должны быть определенными и иметь непрерывные производные первого порядка в области, ограничивающей изменение параметров  $l$  и  $t$ , т. е. в пределах области, в которой надо произвести расчет неустановившегося движения.

Пусть в области решения известен отрезок кривой  $l = l(t)$ , на котором известны все необходимые характеристики движения. Это может быть кривая, соответствующая установившемуся движению.

Для каждой точки кривой  $l = l(t)$  можно написать

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\omega}{dt} &= \frac{\partial\omega}{\partial t} \frac{dl}{dt} + \frac{\partial\omega}{\partial l} \quad \text{или} \quad \frac{\partial\omega}{\partial t} = \frac{d\omega}{dt} - \frac{\partial\omega}{\partial l} \frac{dl}{dt}; \\ \frac{dv}{dt} &= \frac{\partial v}{\partial t} \frac{dl}{dt} + \frac{\partial v}{\partial l} \quad \text{или} \quad \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{dv}{dt} - \frac{\partial v}{\partial l} \frac{dl}{dt}. \end{aligned} \right\} \quad (19.12)$$

Подставив значения  $\frac{\partial\omega}{\partial t}$  и  $\frac{\partial v}{\partial t}$  в исходную систему (19.7а) и обозначив

$$\left(t - \frac{v^2}{C^2 R}\right)g = A, \quad \text{найдем (приняв здесь } \alpha = \alpha' = 1)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial\omega}{\partial t} &= \frac{-\frac{d\omega}{dt} \left(v - \frac{dl}{dt}\right) - \left(A - \frac{dv}{dt}\right) \omega}{\left(v - \frac{dl}{dt}\right) - \frac{g\omega}{B}}; \\ \frac{\partial v}{\partial t} &= \frac{-\left(A - \frac{dv}{dt}\right) \left(v - \frac{dl}{dt}\right) - \frac{d\omega}{dt} \frac{g}{B}}{\left(v - \frac{dl}{dt}\right)^2 - \frac{g\omega}{B}}. \end{aligned} \right\} \quad (19.13)$$

Из рассмотрения случая, когда знаменатель в этих уравнениях равен нулю, получим два уравнения

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{dl}{dt}\right)_1 &= v + \sqrt{\frac{g\omega}{B}}; \\ \left(\frac{dl}{dt}\right)_2 &= v - \sqrt{\frac{g\omega}{B}}. \end{aligned} \right\} \quad (19.14)$$

Получены два значения скорости распространения фронта волны, одно из них  $(dl/dt)_1 > 0$ , а второе  $(dl/dt)_2 < 0$ , так как для открытых потоков всегда  $\sqrt{g\omega/B} = \sqrt{gh_{\text{ср}}}$  больше средней скорости  $v$ .

Таким образом, прямая волна, распространяющаяся вниз по течению, имеет скорость распространения фронта

$$v + \sqrt{g\omega/B},$$

а обратная волна, движущаяся против течения, имеет скорость распространения фронта

$$v - \sqrt{g\omega/B}.$$

Приравняв нулю и числители в (19.13), с тем чтобы производные  $\frac{\partial\omega}{\partial t}$

и  $\frac{\partial v}{\partial l}$  не обратились в бесконечность или чтобы не создавалась неопределенность, получим

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{dv}{dt}\right)_1 &= A - \sqrt{\frac{g}{B\omega}} \frac{d\omega}{dt}; \\ \left(\frac{dv}{dt}\right)_2 &= A + \sqrt{\frac{g}{B\omega}} \frac{d\omega}{dt}. \end{aligned} \right\} \quad (19.15)$$

Полученные уравнения (19.15) совместно с найденными из (19.14)

$$\left. \begin{aligned} dl &= \left(v + \sqrt{\frac{g\omega}{B}}\right) dt; \\ dl &= \left(v - \sqrt{\frac{g\omega}{B}}\right) dt \end{aligned} \right\} \quad (19.16)$$

называются дифференциальными уравнениями характеристик.

Уравнения (19.6) являются уравнениями прямых с угловыми коэффициентами, равными выражениям в скобках, т. е.

$$K_1 = v + \sqrt{g\omega/B}, \quad K_2 = v - \sqrt{g\omega/B}. \quad (19.17)$$

Первое уравнение (19.16) характеризует движение прямой волны, а второе — движение обратной волны.

Учитывая, что в уравнениях (19.15) и (19.16) при  $\alpha > 1$  должен быть корень вида  $\sqrt{\alpha B/g\omega} = \sqrt{\Pi_K \omega/Q} = \sqrt{\Pi_K}/v$ , имеем при подстановке в (19.16)

$$\left. \begin{aligned} dl &= \sqrt{\frac{g\omega}{\alpha B}} (1 + \sqrt{\Pi_K}) dt; \\ dl &= -\sqrt{\frac{g\omega}{\alpha B}} (1 - \sqrt{\Pi_K}) dt. \end{aligned} \right\} \quad (19.18)$$

Решение производится в конечных разностях.

Уравнения (19.15), (19.16), (19.18) удовлетворяют исходным уравнениям неустановившегося движения для всех точек волны, кроме ее фронта, на котором происходит разрыв непрерывности функций.

Задача ставится таким образом. Пусть в координатной плоскости  $(l, t)$  задан отрезок  $ad$  кривой  $l = l(t)$ . Тогда в каждой точке этой кривой можно провести прямые, направления которых определяются значениями  $K_1$  (первое семейство характеристик, соответствующее прямой волне распространяющейся по течению) и  $K_2$  (второе семейство характеристик, соответствующее обратной волне).

В точках  $a$  и  $b$  на  $ad$  (рис. 19.6) известны их координаты на плоскости  $(l, t)$ , т. е.  $l_a$  и  $t_a$ ,  $l_b$  и  $t_b$ ,  $v_a$ ,  $\omega_a$ ,  $v_b$ ,  $\omega_b$ . В точке  $m$  не известны  $l_m$ ,  $t_m$ ,  $v_m$ ,  $\omega_m$ . Из (19.16) с учетом (19.17) можно записать в конечных разностях

$$\left. \begin{aligned} l_m - l_a &= K_1 (t_m - t_a); \\ l_m - l_b &= K_2 (t_m - t_a). \end{aligned} \right\}$$

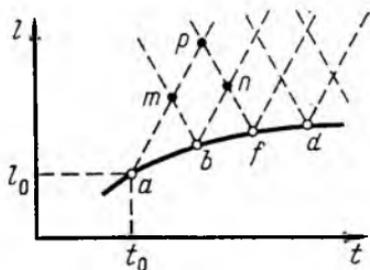


Рис. 19.6

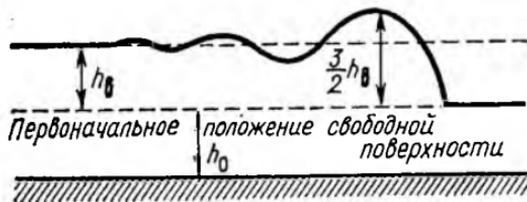


Рис. 19.7

Из этой системы находим  $l_m$  и  $t_m$ . Записав (19.15) в конечных разностях, получим

$$\left. \begin{aligned} v_m - v_a &= A_1 (t_m - t_a) \sqrt{\frac{g}{B\omega}} (\omega_m - \omega_a); \\ v_m - v_b &= A_2 (t_m - t_b) + \sqrt{\frac{g}{B\omega}} (\omega_m - \omega_b). \end{aligned} \right\} \quad (19.19)$$

Из уравнений (19.19) определяются  $v_m$  и  $\omega_m$ . Таким образом, найдены все искомые  $l_m$ ,  $t_m$ ,  $v_m$ ,  $\omega_m$ .

Далее, исходя из точек  $b$  и  $f$ , где известны  $l_b$ ,  $t_b$ ,  $v_b$ ,  $\omega_b$ ,  $l_f$ ,  $t_f$ ,  $v_f$ ,  $\omega_f$ , находим все необходимые величины в точке  $n$ . И так далее, переходя от точки  $k$  к точке.

#### 19.4. Скорость распространения волны

Рассмотрим неустановившееся движение в открытом прямоугольном русле (с горизонтальным дном), считая, что потерями на трение можно пренебречь. В этом случае  $b = B$ ,  $\omega/B = h$  и уравнения (19.14) записываются в виде

$$\frac{dl}{dt} = v \pm \sqrt{gh} = c_0', \quad (19.20)$$

где  $c_0'$  — скорость перемещения отдельных точек фронта волны.

Интегрируя (19.15) с учетом того, что  $A = 0$ ,  $d\omega = Bd h$ ,  $B\omega = b^2 h$ , получим

$$v = \pm 2\sqrt{gh} + \text{const}. \quad (19.21)$$

Найдя постоянную интегрирования из начальных условий, когда  $h_0 = \text{const}$  и  $v_0 = \text{const}$ , получим

$$c = v_0 \pm 2\sqrt{gh_0}$$

и

$$v = v_0 \pm 2(\sqrt{gh} - \sqrt{gh_0}), \quad (19.22)$$

где  $h_0$  — первоначальная глубина наполнения;  $h = h_0 + h_b$ ,  $h_b$  — высота волны (рис 19.7).

Средняя скорость движения при неустановившемся движении в прямоугольном горизонтальном русле при отсутствии гидравлических сопротивлений определяется по (19.22). С использованием (19.22) из (19.20) получим

$$c'_0 = v_0 \pm (3 \sqrt{gh} - 2 \sqrt{gh_0}). \quad (19.23)$$

Далее

$$v = v_0 \pm 2 [\sqrt{g(h_0 + h_B)} - 2 \sqrt{gh_0}]; \quad (19.24)$$

$$c'_0 = v_0 \pm [3 \sqrt{g(h_0 + h_B)} - 2 \sqrt{gh_0}]; \quad (19.25)$$

$$l = \{v_0 \pm [3 \sqrt{g(h_0 + h_B)} - 2 \sqrt{gh_0}]\}t + f(h_B), \quad (19.26)$$

где  $f(h_B)$  — произвольная функция.

В полученных формулах знак плюс соответствует прямой волне, знак минус — обратной. При этом для положительной волны  $h_B > 0$ , для отрицательной  $h_B < 0$ .

В соответствии с (19.25) в волне, характеризующейся повышением уровня ( $h_B > 0$ ), сечение с большей глубиной нагоняет сечение с меньшей глубиной. Поэтому мгновенные профили волны становятся все более крутыми, при определенных условиях волна может опрокинуться, т. е. разрушиться. Для волн с  $h_B < 0$  сечение с меньшей глубиной отстает от сечения с большей глубиной и мгновенные профили волны становятся все более расплывающимися. Если изменение расхода, вызвавшее появление положительной волны, произошло достаточно быстро, фронт такой волны считают вертикальным, хотя на самом деле положительная волна в таких условиях начинается с переднего вала высотой примерно  $1,5 h_B$  (рис. 19.7).

При медленном изменении расхода (или отметки уровня, или глубины), приведем к появлению положительной волны, ее фронт растянут.

От скорости перемещения отдельных точек фронта волны можно перейти к скорости распространения фронта волны. Эту скорость называют скоростью распространения волны  $c_0$ . Ее находят из выражения

$$c_0 = \frac{1}{h_B} \int_0^{h_B} c'_0 dh_B.$$

Подставив сюда  $c'_0$  по (19.25) и выполнив преобразования, получим

$$c_0 = v_0 \pm \frac{2 \sqrt{gh_0}}{h_0} \int_0^{h_B} \left( \frac{3}{2} \sqrt{1 + \frac{h_B}{h_0}} - 1 \right) dh_B.$$

С учетом

$$\left(1 + \frac{h_B}{h_0}\right)^{1/2} \approx 1 + \frac{1}{2} \frac{h_B}{h_0}$$

после интегрирования получим

$$c_0 = v_0 \pm \sqrt{gh_0} \left( 1 + \frac{3}{4} \frac{h_b}{h_0} \right). \quad (19.27)$$

Вновь для прямой волны — знак плюс, для обратной волны — знак минус.

При  $h_b/h_0 < 0,1$  получим

$$c_0 = v_0 \pm \sqrt{gh_0}. \quad (19.28)$$

Если волна распространяется в неподвижной жидкости ( $v_0 = 0$ ), получим формулу Лагранжа для этого случая

$$c_0 = \sqrt{gh_0}. \quad (19.29)$$

Все формулы даны для случая, когда волна положительная, т. е.  $h_b > 0$ .

При отрицательной волне  $h_b$  в формулах должна быть принята отрицательной.

Формулы, полученные для прямоугольного русла, могут быть применены для призматических русел с другой формой поперечного сечения. Следует при этом в формулах для  $c'_0$  и  $c_0$  заменить  $h_0$  на  $\omega_0/B'$ , где  $\omega_0$  — первоначальная площадь живого сечения;  $B'$  — ширина по верху живого сечения при  $h = h_0 + 0,5 h_b$ .

Формулы скорости распространения волны (19.27) — (19.29) могут быть применены и для реальных случаев, когда силы сопротивления не равны нулю, так как их влияние не сказывается ощутимым образом на  $c_0$ .

Иногда наряду со скоростью распространения волны используют понятие скорости добегаания. Для ее определения умножим обе части уравнения неразрывности

$$\frac{\partial Q}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0$$

на производную  $\frac{\partial Q}{\partial \omega}$ . Получим

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \frac{\partial Q}{\partial \omega} + \frac{\partial Q}{\partial t} = 0. \quad (19.30)$$

При распространении некоторого неизменного расхода  $Q$  вдоль русла со скоростью  $c_0 = dl/dt$  ее можно найти из условия  $dQ = 0$ , т. е.

$$dQ = \frac{\partial Q}{\partial t} \frac{dl}{dt} + \frac{\partial Q}{\partial t} = 0.$$

Сравнивая с (19.30), найдем скорость добегаания:

$$c_Q = \frac{dl}{dt} = \frac{\partial Q}{\partial \omega}.$$

Для русла с прямоугольным поперечным сечением

$$c_Q = 2v,$$

а для широкого параболического русла

$$c_Q = \frac{3}{2} v.$$

## 19.5. Контрольные вопросы

1. Охарактеризуйте основные допущения, принимаемые при расчете неустановившегося движения в открытых руслах. Объясните, что такое одномерная задача и укажите особенности рассмотрения движения жидкости в такой постановке.

2. Перечислите виды расчетов, осуществляемых при изучении неустановившегося движения.

3. Приведите примеры неустановившегося движения в открытых руслах.

4. Что такое прямая и обратная волна? Что такое положительная и отрицательная волна?

5. Объясните, как происходит движение прямой волны и обратной положительной волны, а также прямой отрицательной волны и обратной отрицательной волны.

6. Что такое сложные волны, фронт волны, тело волны?

7. Что такое прерывные волны, преломленная и отраженная волны?

8. Запишите дифференциальные уравнения одномерного медленно изменяющегося неустановившегося движения в открытых руслах. Какие допущения приняты при их выводе? Какие из основных уравнений привлекаются при рассмотрении системы дифференциальных уравнений неустановившегося движения?

9. В чем особенности записей уравнений рассматриваемого движения в призматических открытых руслах, в прямоугольном русле? Как записывается уравнение Сен-Венана при наличии бокового притока?

10. Как определяется скорость распространения волны в открытом прямоугольном русле?

11. Как записывается формула Лагранжа?

12. Какие особенности имеют формулы для определения распространения скорости волны в случае отрицательной волны?

## Глава 20

### ДВИЖЕНИЕ НАНОСОВ В ОТКРЫТЫХ ПОТОКАХ

#### 20.1. Гидравлическая крупность наносов

Твердые частицы грунта, переносимые водными потоками, — **наносы** — условно делят на **в л е к о м ы е** по дну, или **д о н н ы е**, и **в з в е ш е н н ы е**.

В руслах наносы создаются за счет смыва грунта водой, стекающей в эти русла, и размыва русла на отдельных его участках. Часть наносов попадает в русло благодаря переносу их ветром.

Наносы бывают различной крупности и формы. Более крупные наносы чаще имеют форму, близкую к шару или эллипсоиду. Мел-

кие наносы имеют неправильную геометрическую форму, близкую к форме пластинок.

Для характеристики формы частиц наносов предложено несколько способов. Имеются специальные эталоны (трафареты), на которых приводятся наиболее характерные очертания частиц. Применяются также различные коэффициенты формы, например по В. В. Романовскому критерий формы частицы

$$\Theta = d^2/ab,$$

где  $d$  — диаметр шара, объем которого  $W$  равен объему частицы;  $a$ ,  $b$  — длина и ширина частицы.

Для шара, естественно,  $\Theta = 1$ , для очень плоских частиц  $\Theta = 0,5$ .

Диаметр равновеликого шара определяется по формуле

$$d = \sqrt[3]{6W/\pi}.$$

Для частиц, кроме очень плоских, диаметр шара, равновеликого частице, можно находить как

$$d = (a + b + c)/3,$$

где  $a$ ,  $b$ ,  $c$  — длина, ширина и высота (толщина) частицы.

Наносы обычно характеризуются средним диаметром, который устанавливается на основании анализа зернового состава.

Важную роль в изучении условий движения наносов играет г и д р а в л и ч е с к а я к р у п н о с т ь  $\omega$ , представляющая собой скорость равномерного падения частицы наносов в неподвижной воде [см. гл. 16].

Связь между размером частицы и скоростью ее падения в неподвижной воде можно установить следующим образом. Пусть твердая частица тяжелее воды и имеет форму шара, тогда, если ее опустить в воду, она будет падать под действием силы

$$G = \frac{1}{6} \pi d^3 g (\rho_{\text{ч}} - \rho), \quad (20.1)$$

где  $d$  — диаметр частицы;  $g$  — ускорение свободного падения;  $\rho_{\text{ч}}$  — плотность частицы наносов;  $\rho$  — плотность воды.

Падению частицы в жидкости будет оказывать сопротивление сила  $P$ .

При направлении оси  $OX$ , совпадающем с направлением движения, и симметричном обтекании (частица падает вдали от стенок сосуда) силу сопротивления можно выразить в виде

$$P = C_x \omega_x \rho u^2 / 2, \quad (20.2)$$

где  $C_x$  — коэффициент силы сопротивления, т. е. коэффициент лобового сопротивления;  $\omega_x$  — площадь проекции наибольшего поперечного сечения частицы на направление, нормальное к направлению движения;  $u$  — скорость относительного движения частицы в воде.

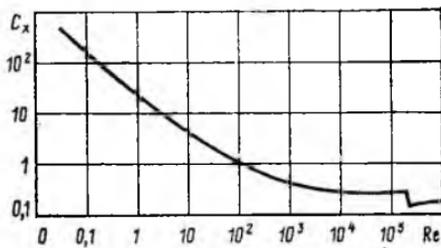


Рис. 20.1

Коэффициент лобового сопротивления  $C_x$  при симметричном обтекании частиц зависит от числа Рейнольдса  $Re = ud/\nu$  и формы частиц. На рис. 20.1 показана зависимость  $C_x$  от  $Re$  при симметричном обтекании шара. При  $Re < 1$  коэффициент  $C_x$  обратно пропорционален числу  $Re$ , т. е.  $C_x = 24/Re$ . Соответственно сила  $P$  пропорци-

ональна скорости в первой степени (ламинарный режим обтекания).

Для частицы шарообразной формы (в условиях ламинарного режима обтекания при  $Re < 1$ ) сила сопротивления определяется формулой Стокса, получаемой из дифференциальных уравнений движения вязкой жидкости,

$$P = 3\pi\mu\omega d,$$

где  $\mu$  — динамическая вязкость жидкости.

При равномерном падении в воде частиц и  $Re < 1$  из равенства  $P$  и  $G$  имеем

$$\omega = gd^2 \frac{\rho_{\text{ч}} - 1}{18\nu}, \quad (20.3)$$

где  $\nu$  — кинематическая вязкость воды.

Опыты подтверждают справедливость этой зависимости для частиц диаметром  $d < 0,05$  мм.

При  $Re \approx 10^4 + 2 \cdot 10^5$  коэффициент  $C_x$  шара не зависит от  $Re$  (автомодельная область) и сила  $P$  зависит от квадрата скорости (квадратичная область). При промежуточных значениях  $Re$  сила  $P$  зависит от скорости в степени меньше двух.

Для частиц наносов квадратичная область обтекания наступает при  $Re \approx 500$ .

В квадратичной области гидравлическая крупность не зависит от кинематической вязкости воды (от температуры) при прочих равных условиях. При ламинарном режиме обтекания гидравлическая крупность не зависит от формы частиц наносов.

В табл. 20.1 приведены значения гидравлической крупности при  $t_{\text{ж}} = 15^\circ\text{C}$ ,  $\rho_{\text{ч}} = 2650 \text{ кг/м}^3$  для различных значений  $d_{\text{ср}}$  и  $\Theta$ .

При  $d_{\text{ср}} < 1,5$  мм к значениям гидравлической крупности  $\omega$ , взятым из табл. 20.1, даются в зависимости от температуры воды соответствующие поправочные коэффициенты (табл. 20.2).

Наносы состоят из частиц различных диаметров, т. е. из разных фракций, обладающих различной гидравлической крупностью. При-

Таблица 20.1

Область сопротивления	$d_{\text{ср}}, \text{ мм}$	Значения $\omega$ при $\Theta$					
		1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	
Квадратичная	100	2,16	1,86	1,55	1,24	0,94	
	80	1,94	1,66	1,39	1,12	0,84	
	50	1,53	1,32	1,1	0,88	0,67	
	30	1,18	1,02	1,85	0,68	0,52	
	20	0,96	0,83	0,69	0,56	0,42	
	15	0,84	0,72	0,6	0,48	0,37	
	10	0,68	0,59	0,49	0,39	0,3	
	7	0,57	0,49	0,41	0,33	0,25	
	5	0,48	0,42	0,35	0,28	0,21	
	3	0,38	0,32	0,27	0,22		
	2,5	0,34	0,29	0,25			
	2	0,31					
	Переходная	3					0,16
		2,5				0,2	0,15
2			0,26	0,21	0,17	0,13	
1,5		0,24	0,2	0,17	0,14	0,11	
1		0,16	0,14	0,12	0,1	0,09	
0,5		0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	
0,3		0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	
0,2		0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	
0,1		0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	
Ламинарный режим		0,05			0,00195		
		0,04			0,00125		
	0,03			0,0007			
	0,02			0,00031			
	0,01			0,000078			
	0,005			0,00002			
	0,002			0,0000031			
	0,001			0,00000078			

нито характеризовать наносы средневзвешенной гидравлической крупностью.

Для вычисления гидравлической крупности наносы делят на несколько (четыре-пять) групп зерен одной крупности и для каждой из них определяют  $\omega$  как среднеарифметическое значение

$$\omega = \frac{1}{2} (\omega_1 + \omega_2)$$

или как среднегеометрический параметр

$$\omega = \frac{1}{3} (\omega_1 + \omega_2 + \sqrt{\omega_1 \omega_2}),$$

где  $\omega_1$  и  $\omega_2$  — гидравлические крупности для крайних значений диаметров частиц в данной фракции (по табл. 20.1).

Таблица 20.2

$d_{\text{ср}}, \text{ мм}$	$t, \text{ }^\circ\text{C}$				
	0—2	3—7	8—12	13—17	18—22
1,5	0,92	0,94	0,97	1	1,04
1	0,83	0,87	0,93	1	1,07
0,5	0,74	0,81	0,9	1	1,11
0,2	0,69	0,77	0,88	1	1,13
0,1	0,67	0,76	0,87	1	1,14
0,05	0,66	0,75	0,87	1	1,14

По гидравлической крупности отдельных фракций вычисляют средневзвешенную гидравлическую крупность наносов:

$$w_{\text{ср}} = 0,01 \sum w_i p_i, \quad (20.4)$$

где  $p_i$  — процентное содержание частиц определенной крупности (по массе).

## 20.2. Движение наносов

Деление наносов на донные и взвешенные является, как указывалось выше, условным.

**Донные наносы.** Рассмотрим движение частиц несвязного грунта. Одна и та же частица наносов может передвигаться, перекатываясь по дну (влечение по дну), или скачками (сальтация частицы), чередуясь с перекатыванием по дну, и тогда ее можно считать в числе донных наносов. Но эта же частица при соответствующих условиях может перейти во взвешенное состояние.

При переходе частиц от неподвижного состояния к движению наблюдаются их первые подвижки и раскачивания: некоторые частицы смещаются и перекатываются по дну, другие отрываются от дна и скачками переносятся вниз по течению. При дальнейшем увеличении скорости потока число перемещающихся частиц увеличивается.

Скорость воды, при которой начинается трогание частиц с места, называют сдвигающей скоростью  $v_{\text{сдв}}$ . При увеличении скорости потока выше определенных значений на дне потока могут образоваться песчаные рифели, гряды (см. рис. 8.6).

С дальнейшим повышением скорости потока растут длина и высота песчаных волн, а также крутизна их низового откоса. Двигающиеся в поверхностном слое песчаной волны частицы, достигая ее гребня, скатываются вниз, в подвалье, в зону водоворотов.

Рассмотрим механизм воздействия потока жидкости на твердые частицы, лежащие на дне (рис. 20.2). Ось  $OX$  совпадает с направле-

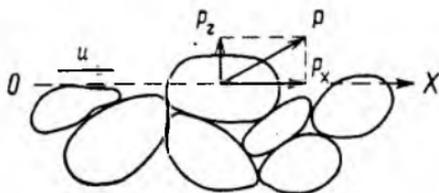


Рис. 20.2

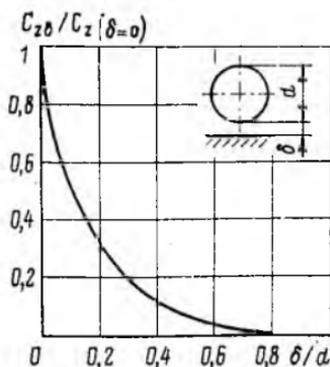


Рис. 20.3

нием потока воды. Лежащая на дне частица подвергается воздействию потока, которое в общем случае может быть представлено шестью компонентами. Три из них — проекции сил  $P_x$ ,  $P_y$ ,  $P_z$  и три — соответствующие моменты  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ .

Проекции сил определяются по формулам, аналогичным формуле (20.2). Различие заключается лишь в коэффициентах сил.

Чаще всего обтекание частиц на дне рассматривается в условиях, когда на частицу действуют лишь две составляющие силового воздействия  $P_x$  и  $P_z$ . Сила  $P_z$  является поперечной (подъемной). Под влиянием этих сил частица при известных условиях может оторваться от дна. Наблюдения за отрывом песчаных частиц показали, что осредненное значение угла наклона траектории отрывающейся частицы к дну составляет примерно  $25^\circ$ .

Подъемная сила по мере удаления частицы от дна уменьшается. При увеличении расстояния от дна  $\delta$  примерно до  $0,8 d$  (рис. 20.3) коэффициент подъемной силы шаровидных и цилиндрических частиц согласно экспериментальным данным М. А. Дементьева и Д. В. Штеренлихта уменьшается до нуля.

Механизм отрыва частиц от дна весьма сложен. В переднем нижнем квадранте при обтекании частицы действуют силы, превышающие гидростатическое давление, а в нижней (по потоку) кормовой части частицы — разрежение. Наблюдаются интенсивные пульсации вертикальной и горизонтальной составляющих скорости вблизи дна, соударения частиц, трение и зацепление частиц на дне, фильтрация воды нормально к дну (вверх или вниз).

Из анализа предельного состояния устойчивости частицы на дне Ц. Е. Мирцхулава получил приведенные в гл. 16 формулы для допустимой (неразмывающей) скорости. Допустимая средняя скорость  $v_{\text{доп}}$  примерно на 40 % превышает сдвигающую среднюю скорость  $v_{\text{сдв}}$ .

Движение наносов в каналах и реках происходит при взаимном влиянии частиц.

Размыв связных грунтов — еще более сложное явление, чем размыв песчаных грунтов, вследствие действия сил сцепления между твердыми частицами.

**Взвешенные наносы.** Приподнятая над дном частица может перемещаться вверх под действием вертикальной составляющей скорости потока  $u_z$ , если эта составляющая больше гидравлической крупности частицы  $w$ . Изменение  $u_z$  вследствие пульсации на  $\pm u'_z$  приводит к непрерывным подъемам и опусканиям частицы, которая одновременно вместе с массой жидкости будет поступательно перемещаться.

Средняя скорость потока, при которой начинается переход наносов во взвешенное состояние, представляет собой наименьшую среднюю скорость, при которой взвешенные наносы не выпадают. Эту среднюю скорость называют также *незаиляющей скоростью*  $v_{нез}$  (см. также § 16.4).

При малой мутности (концентрации взвешенных наносов, т. е. содержании частиц в единице объема воды) потока, которая наблюдается в ряде рек, взвешивание и транспортирование наносов во взвешенном состоянии будет зависеть в основном от отношения вертикальной составляющей скорости, непрерывно изменяющейся вследствие пульсации, к гидравлической крупности наносов.

Е. А. Замарин предложил формулу, составленную по натурным данным для условий, когда мутность потока  $\rho = 5 \text{--} 6 \text{ кг/м}^3$ :

$$\rho = 0,022 \frac{v}{w_0} \sqrt{\frac{RJv}{w_{cp}}}, \quad (20.5)$$

где  $v$  — средняя скорость движения воды, м/с;  $R$  — гидравлический радиус, м;  $J$  — уклон свободной поверхности потока (при равномерном движении — уклон дна);  $w_{cp}$  — средневзвешенная гидравлическая крупность наносов, подсчитанная как среднегеометрическая, м/с;  $w_0$  — условная гидравлическая крупность, которая имеет следующие значения:

$$\text{при } 0,002 \leq w_{cp} \leq 0,008 \text{ м/с } w_0 = w_{cp};$$

$$\text{при } 0,0004 \leq w_{cp} \leq 0,002 \text{ м/с } w_0 = 0,002.$$

Из формулы (20.5) получим незаиляющую скорость:

$$v_{нез} = \sqrt[3]{\left(\frac{\rho w_0 \sqrt{w_{cp}}}{0,022 \sqrt{RJ}}\right)^2}. \quad (20.6)$$

### 20.3. Контрольные вопросы

1. Какие существуют виды наносов?
2. Влияет ли форма наносов на гидравлическую крупность?
3. Запишите формулу для силы сопротивления, действующей на тело при его движении.

4. Зависит ли коэффициент лобового сопротивления от каких-либо факторов или он всегда постоянен?
5. Каким образом определяется из формулы Стокса гидравлическая крупность?
6. Какие режимы обтекания и области сопротивления наблюдаются при движении наносов в русле? Как определяется средняя гидравлическая крупность для наносов, состоящих из нескольких групп зерен отдельной крупности?
7. Каковы особенности движения донных наносов?
8. Какие силы действуют на частицу? Как происходит процесс перемещения частиц?
9. Как определяется незаиляющая скорость в открытом русле?

## Глава 21

### ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК

#### 21.1. Общие сведения

В гл. 17 при анализе кривых свободной поверхности неравномерного плавного изменяющегося потока в открытых руслах было отмечено, что при  $h = h_{кр}$  и  $\Pi_k = 1$  функция  $h = f(l)$  претерпевает разрыв непрерывности. При этом  $dh/dl = \infty$ , т. е. касательная к кривой свободной поверхности нормальна к линии критических глубин.

В данной главе рассматривается лишь случай, когда глубина увеличивается, т. е. происходит переход из бурного состояния в спокойное.

При этом на относительно коротком участке русла происходит резкое скачкообразное увеличение глубины потока. Это явление называется гидравлическим прыжком, который является единственной формой перехода потока из бурного состояния в спокойное. Гидравлический прыжок представляет собой один из примеров резко изменяющегося движения.

Гидравлический прыжок можно рассматривать как остановившуюся волну перемещения. Если, например, поток, находящийся в бурном состоянии, внезапно преградить, уровень воды перед преградой резко повысится (рис. 21.1). Создастся волна, которая будет распространяться вверх по течению (обратная положительная волна). Высота и скорость перемещения волны будут постепенно уменьшаться вверх по течению. При скорости волны  $c_0$ , равной средней скорости  $u$ , волна остановится и примет форму гидравлического прыжка. Такое возможно только в потоке, находящемся в бурном состоянии ( $\Pi_k > 1$ ). Если поток находится в спокойном состоянии ( $\Pi_k < 1$ ), волна по мере удаления вверх по течению постепенно будет затухать, кривая свободной поверхности перед препятствием останется непрерывной, плавной. Гидравлический прыжок образуется при обтекании потоком, находящимся в бурном

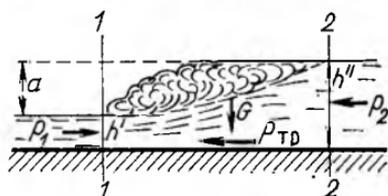
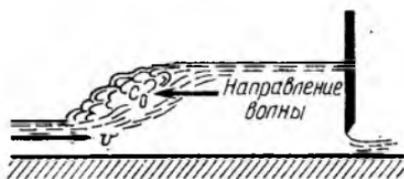


Рис. 21.1  
Рис. 21.3

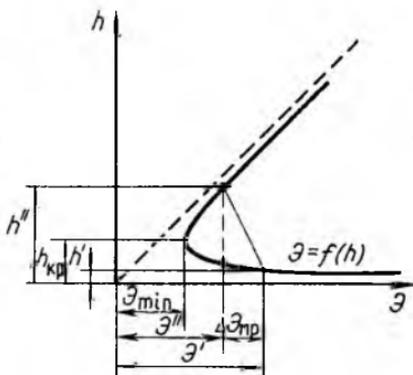


Рис. 21.2

состоянии, расположенных на дне полностью погруженных в воду преград, в том числе и крупных камней.

Рассмотрим вопрос о причинах и неизбежности возникновения гидравлического прыжка при переходе потока от бурного состояния к спокойному.

На рис. 21.2 представлен график удельной энергии сечения применительно к руслу с нулевым уклоном дна ( $i = 0$ ). При этом, если плоскость сравнения совместить с плоскостью дна, удельная энергия потока  $E$  и удельная энергия сечения  $\mathcal{E}$  совпадают. Перед гидравлическим прыжком состояние потока бурное, чему соответствует нижняя ветвь кривой  $\mathcal{E} = f(h)$ . Спокойное состояние характеризуется верхней ветвью этой кривой. Потери удельной энергии  $h_{гр}$  в гидравлическом прыжке обозначены  $\Delta \mathcal{E}_{пр}$ .

Если предположить, что возможен переход потока от бурного состояния к спокойному без гидравлического прыжка, вначале при изменении глубины (рис. 21.3) от  $h'$  (в сечении перед прыжком) до  $h_{кр}$  согласно кривой  $\mathcal{E}(h)$  удельная энергия сечения (и удельная энергия потока) должна уменьшиться от  $\mathcal{E}'$  до  $\mathcal{E}_{мин}$ . При увеличении глубины от  $h_{кр}$  до  $h''$  (в сечении непосредственно за прыжком) удельная энергия сечения (и потока) должна увеличиваться от  $\mathcal{E}_{мин}$  до  $\mathcal{E}''$ . Это физически невозможно, так как энергия при движении вязкой жидкости расходуется. Следовательно, гидравлический прыжок является единственно возможной формой перехода потока из бурного состояния в спокойное.

## 21.2. Виды гидравлического прыжка

В зависимости от условий, в которых происходит гидравлический прыжок, наблюдаются различные его виды.

Совершенный гидравлический прыжок (рис. 21.3) наблюдается при отсутствии стеснения русла по верти-

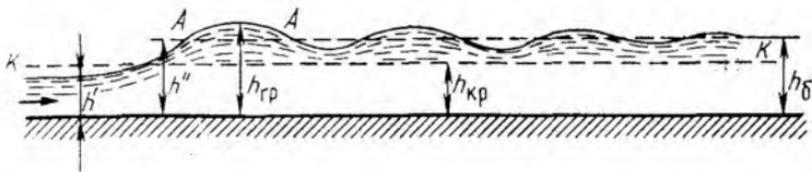


Рис. 21.4

кали, например в виде уступа дна, при отношении глубин  $h''/h' \geq 2$ . Для совершенного гидравлического прыжка характерна высота его  $a > h'$ . В прыжке этого вида заметно выражены поверхностный валец с обратным направлением скорости у свободной поверхности и зона поступательно движущейся жидкости (транзитная часть потока).



Рис. 21.5

Несовершенный или волнистый гидравлический прыжок (прыжок — волна), рис. 21.4. В этом гидравлическом прыжке нет поверхностного вальца с обратными токами. Прыжок представлен рядом последовательных постепенно затухающих волн. Высота этого прыжка  $a < h'$ , т. е.  $h''/h' < 2$ .

Подпертый гидравлический прыжок (рис. 21.5), так же как и совершенный, имеет хорошо развитый поверхностный валец, но он подпирается с низовой стороны стенкой или выступом дна. При этом прыжок не может свободно развиваться в длину. Длина подпертого гидравлического прыжка меньше, чем совершенного. Линии тока в придонной поступательно движущейся части искривляются вблизи входа на уступ. Непосредственно перед стенкой или уступом образуется придонная водоворотная область (придонный валец). Скорости и интенсивность «вращения» этого вальца меньше, чем в поверхностном вальце подпертого гидравлического прыжка.

Затопленный гидравлический прыжок (рис. 21.6) также имеет развитую поверхностную и транзитную зоны, в последней происходит поступательное движение. Такой прыжок образуется, например, при несвободном истечении из-под затвора, когда нижний бьеф не позволяет прыжку сместиться вдаль от сооружения по направлению течения и «подтапливает» гидравлический прыжок.

Поверхностный гидравлический прыжок (рис. 21.7) назван так в связи с тем, что поступательно перемещающаяся часть потока сосредоточена в поверхностной зоне, а валец с обратным направлением скоростей — в придонной части. Поверхностный прыжок может развиваться, например, за водосливными плотинами с вертикальным уступом достаточной высоты. (Подробнее поверхностные гидравлические прыжки рассмотрены в гл. 24.)

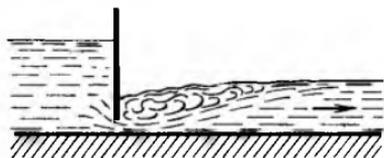


Рис. 21.6



Рис. 21.7

Совершенный гидравлический прыжок (см. рис. 21.3) называют иногда **д о н н ы м** в связи с тем, что транзитная часть потока при-  
мыкает к дну.

В настоящей главе рассматриваются совершенный и волнистый гидравлические прыжки.

По классификации, предложенной В. Т. Чоу, совершенный гидравлический прыжок подразделяется на: **слабый**  $\sqrt{P_{к1}} = 1,7 \div 2,5$ , т. е.  $P_{к1} = 3 \div 6,25$ ; **вибрирующий** (неустойчивый)  $\sqrt{P_{к1}} = 2,5 \div 4,5$ , т. е.  $P_{к1} = 6,25 \div 20,25$ ; **устойчивый** (развитый)  $\sqrt{P_{к1}} = 4,5 \div 9,0$ , т. е.  $P_{к1} = 20,25 \div 81$ , и **сильный**  $\sqrt{P_{к1}} > 9$ , т. е.  $P_{к1} > 81$ .

В гидравлическом вибрирующем прыжке в транзитной части потока возникает внутренняя затопленная струя, которая перемещается от дна прыжка к поверхности и обратно. Эти колебания происходят с неодинаковыми периодами и вызывают появление волн в нижележащем русле и раскочку жидкости в пределах самого гидравлического прыжка.

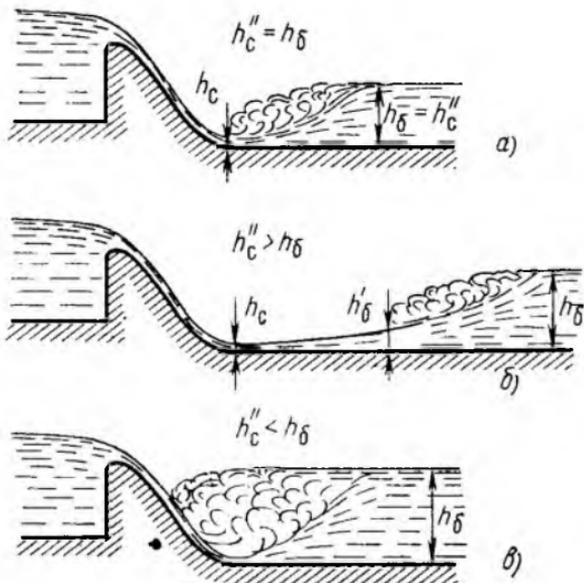


Рис. 21.8

Гидравлические прыжки в зависимости от их расположения по отношению к какому-либо определенному сечению, например к сечению за гидротехническим сооружением (рис. 21.8, а—в) или к сечению изменения уклона дна канала от  $i > i_{кр}$  до  $i < i_{кр}$ , если гидравлический прыжок образуется в связи с указанным изменением уклона (рис. 21.9) также можно подразделить на:

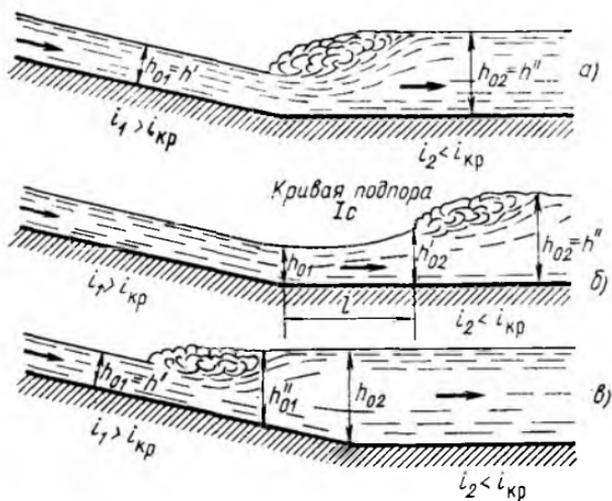


Рис. 21.9

гидравлический прыжок в предельном положении, образующийся непосредственно у сооружения или у места перелома дна (рис. 21.8, а, 21.9, а) при  $h_c'' = h_6$ ;

отогнанный гидравлический прыжок, образующийся на некотором удалении (рис. 21.8, б, 21.9, б) при  $h_c'' > h_6$ ;

надвинутый гидравлический прыжок (рис. 21.8, в, 21.9, в) при  $h_c'' < h_6$ . По своим характеристикам надвинутый гидравлический прыжок — то же самое, что и затопленный.

Гидравлические прыжки также подразделяются на прямые, фронт которых перпендикулярен направлению движения, и косые, фронт которых составляет с направлением движения угол, не равный  $\pi/2$ .

Такой гидравлический прыжок возникает, например, при отклонении потока, находящегося в бурном состоянии, вертикальной стенкой в направлении (в плане) внутрь потока. При этом глубины резко возрастают вдоль фронта прыжка АВ. Перед фронтом глубины  $h' < h_{кр}$ , за фронтом  $h'' > h_{кр}$  (рис. 21.10).

Если поворот стенки отсутствует ( $\theta = 0$ ), прыжок становится прямым гидравлическим, т. е. угол  $\beta = \pi/2$ .

На разрезе а—а (рис. 21.10) продольный профиль гидравлического прыжка показан условно.

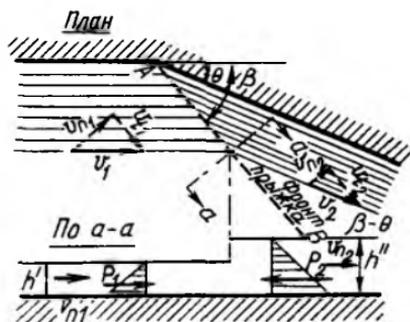


Рис. 21.10

### 21.3. Структура совершенного гидравлического прыжка

Наблюдения показывают, что в совершенном гидравлическом прыжке (донном) отчетливо выражены две зоны.

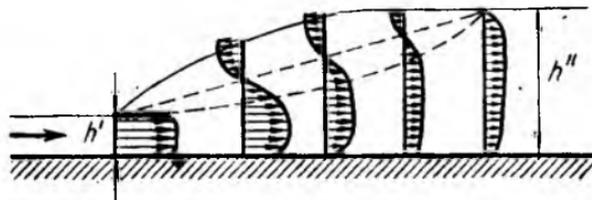
Нижняя зона поступательного движения жидкости. В этой зоне, называемой также транзитной частью, поток постепенно расширяется в вертикальном направлении, и на некотором расстоянии от начала гидравлического прыжка зона поступательного движения занимает все живое сечение.

Верхняя зона — поверхностная, которую называют водоворотной областью, или вальцом. Эта часть потока сильно насыщена воздухом (аэрирована). Частицы жидкости в вальце находятся в сложном движении, которое происходит под действием поступательно движущейся части потока и силы тяжести. В верхней части вальца направление движения — обратное общему поступательному движению (рис. 21.11). На некотором заглублении от поверхности осредненные скорости равны нулю. Линия нулевых скоростей показана на рис. 21.11. Между вальцом и транзитной частью потока происходит постоянный обмен частицами, которые из вальца попадают в транзитную часть и уносятся вниз по течению. Но и частицы из транзитной части поступают в валец и могут находиться там в движении, пока не будут унесены транзитной частью потока. На замену им поступают другие частицы. На границе между вальцом и транзитной частью потока возникает поверхность раздела, через которую и происходит непрерывный обмен частицами, т. е. обмен количеством движения. Линия (поверхность) раздела и линия нулевых скоростей — не одно и то же.

В пределах гидравлического прыжка происходят интенсивные пульсации скорости и давления. Поверхность раздела пульсирует, как и жидкость в вальце, во времени и пространстве около осредненного положения.

Таким образом, гидравлический прыжок характеризуется интенсивными пульсациями скорости, давления (в том числе на границах русла), пульсациями длины, высоты прыжка и его местоположения в русле.

Стандарт пульсации давления на дне в пределах совершенного гидравлического прыжка в среднем составляет  $\sqrt{p'^2} = (0,05 + 0,07) \rho \frac{v_1^2}{2}$ , где



$v_1$  — средняя скорость в сечении с глубиной  $h'$ . В поверхностном гидравлическом прыжке пульсации давления в зоне донного вальца меньше. Пульсации скорости в пределах совершенного гидравлического прыжка весьма велики.

Рис. 21.11

В связи с этим поток на участке гидравлического прыжка может оказывать неблагоприятное динамическое воздействие на дно и борта русла, кроме того, он обладает большой размывающей способностью. Поэтому часто проектируется специальное крепление на границах русла.

#### 21.4. Совершенный гидравлический прыжок и гидравлический прыжок при наличии гасителей

Рассмотрим совершенный гидравлический прыжок в призматическом русле с горизонтальным ( $i = 0$ ) дном (см. рис. 21.3). Он характеризуется следующими геометрическими параметрами: глубиной  $h' < h_{кр}$  ( $\Pi_{к1} > 1$ ) в начальном сечении 1—1, глубиной  $h'' > h_{кр}$  ( $\Pi_{к2} < 1$ ) в конце гидравлического прыжка (сечение 2—2), высотой прыжка  $a = h'' - h'$ , длиной прыжка — расстоянием между сечениями 1—1 и 2—2.

В начальном сечении 1—1 распределение осредненных скоростей по вертикали свойственно плавно изменяющемуся движению. В сечении 2—2 распределение осредненных скоростей по вертикали такое, что оно незначительно изменяется ниже гидравлического прыжка по течению.

Для того чтобы определить длину и высоту гидравлического прыжка, его местоположение в потоке и потери энергии в прыжке, необходимо найти связь между глубинами в начале и в конце прыжка.

Применим к отсеку движущейся жидкости, ограниченному сечениями 1—1 и 2—2, теорему об изменении количества движения. Изменение проекции количества движения жидкости в отсеках 1—2—2—2 на направление движения в единицу времени равно проекции внешних сил на то же направление.

Количество движения жидкости, протекающей в единицу времени через живое сечение площадью  $\omega$ , равно

$$\int_{\omega} \rho (u \, d\omega) u = \rho \int_{\omega} u^2 \, d\omega = \rho \alpha' v^2 \omega.$$

Изменение проекции количества движения жидкости между сечениями 1—1 и 2—2 в единицу времени на направление движения

$$\rho \alpha_2' v_2^2 \omega_2 - \rho \alpha_1' v_1^2 \omega_1 = \rho \alpha_2' Q v_2 - \rho \alpha_1' Q v_1, \quad (21.1)$$

где  $\omega_1$ ,  $\omega_2$  — площади живых сечений потока в сечениях 1—1 и 2—2;  $v_1$ ,  $v_2$  — средние скорости в этих сечениях;  $\alpha_1'$ ,  $\alpha_2'$  — коэффициенты количества движения (коэффициенты Буссинеска — см. § 5.7).

Внешние силы, вызывающие изменение количества движения, — это силы давления в сечении  $P_1$  и  $P_2$ , силы трения  $P_{тр}$  на внешней границе отсека и сила веса жидкости, заключенной в выделенном отсеке, т. е.  $G$ .

Проекция веса выделенного отсека жидкости на направление движения при  $i = 0$  равна нулю, при малых уклонах дна — пренебрежимо мала.

Примем следующие допущения:

1) движение жидкости в сечениях с глубинами  $h'$  и  $h''$  — плавно изменяющееся. Следовательно, распределение давления по живому сечению в этих створах подчиняется основному закону гидростатики;

2) изменением отметок дна между сечениями 1—1 и 2—2 можно пренебречь, так как рассматривается случай с  $i = 0$ ;

3) сила трения на границах отсека (сила внешнего трения) мала по сравнению с другими внешними силами, и ею можно пренебречь;

4) коэффициенты количества движения в обоих сечениях можно принять одинаковыми:  $\alpha'_1 = \alpha'_2 = \alpha'$ .

Тогда уравнение изменения количества движения (уравнение импульсов) принимает вид

$$\rho \alpha' Q (v_2 - v_1) = P_1 - P_2. \quad (21.2)$$

Исходя из гидростатического закона распределения давления в сечениях 1—1 и 2—2, имеем

$$P_1 = \rho g h'_{ц.т} \omega_1 \quad \text{и} \quad P_2 = \rho g h''_{ц.т} \omega_2,$$

где  $h'_{ц.т}$  и  $h''_{ц.т}$  — глубины погружения центров тяжести сечений 1—1 и 2—2, в которых глубины равны  $h'$  и  $h''$  соответственно.

После разделения членов, относящихся к первому и второму сечениям, получим уравнение совершенного гидравлического прыжка

$$\frac{\alpha' Q^2}{g \omega_1} + \omega_1 h'_{ц.т} = \frac{\alpha' Q^2}{g \omega_2} + \omega_2 h''_{ц.т}. \quad (21.3)$$

Глубины  $h'$  и  $h''$ , являющиеся корнями симметричного уравнения (21.3), называются сопряженными. Многочисленные эксперименты показывают, что значения этих глубин для русл с обычной шероховатостью весьма близки к вычисленным по уравнению (21.3) при  $\alpha' = 1$ . Следовательно, назначение коэффициента  $\alpha' = 1$  и принятые при выводе допущения, в частности возможность неучета сил внешнего трения на границах потока, подтверждаются экспериментально.

Как уже указывалось, во многих случаях для усиления гашения энергии, уменьшения  $h''$  и обеспечения необходимого местоположения гидравлического прыжка по отношению к гидротехническому сооружению на дне (а иногда и на боковых границах) русла сооружаются гасители в виде сплошных или прорезных стенок и отдельных шашек, пирсов и т. п. (рис. 21.12).

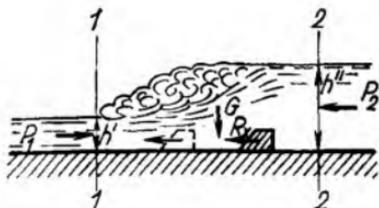


Рис. 21.12

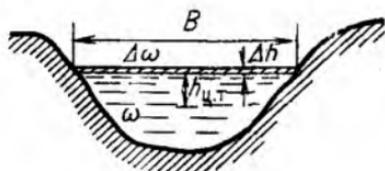


Рис. 21.13

Горизонтальная составляющая реакции гасителей  $R_x$  войдет в таком случае в уравнение (21.2), которое запишется в виде

$$\rho \alpha' Q (v_2 - v_1) = P_1 - P_2 - R_x. \quad (21.4)$$

Под  $R_x$  понимаем проекцию на направление движения реакций всех гасителей, установленных в пределах отсека 1—1 и 2—2. Тогда уравнение (21.3) гидравлического прыжка с гасителями энергии (индекс «г») принимает вид

$$\frac{\alpha' Q^2}{g \omega_{г1}} + \omega_1 h'_{г.ц.т} = \frac{\alpha' Q^2}{g \omega_{г2}} + \omega_2 h''_{г.ц.т} + \frac{R_x}{\rho g}. \quad (21.5)$$

Из уравнения (21.5) видно, что наличие члена  $R_x/\rho g$  показывает на уменьшение  $h''_г$  по сравнению с  $h''$ .

## 21.5. Прыжковая функция и расчет сопряженных глубин

Обе части уравнения совершенного гидравлического прыжка (21.3) при данном расходе являются функцией глубины.

Прыжковой функцией  $\Pi(h)$  называется двучлен

$$\Pi(h) = \frac{\alpha' Q^2}{g \omega} + \omega h_{ц.т}. \quad (21.6)$$

В связи с этим уравнение (21.3) можно записать в виде

$$\Pi(h') = \Pi(h''). \quad (21.3a)$$

В данном русле при постоянном расходе при  $h \rightarrow 0$  прыжковая функция стремится к бесконечности:  $\Pi(h) \rightarrow \infty$ , при  $h \rightarrow \infty$  также  $\Pi(h) \rightarrow \infty$ .

Прыжковая функция должна, следовательно, иметь минимум при некотором значении глубины.

Найдем эту глубину, приравняв нулю первую производную:

$$\frac{d[\Pi(h)]}{dh} = -\frac{\alpha' Q^2}{g \omega^2} \frac{d\omega}{dh} + \frac{d}{dh} (h_{ц.т} \omega) = 0. \quad (21.7)$$

Из § 15.1 известно, что  $d\omega/dh = B$ . Как видно, произведение  $\omega h_{ц.т}$  — не что иное, как статический момент площади  $\omega$  относительно линии свободной поверхности потока. Очевидно (рис. 21.13),

что приращение статического момента при изменении глубины  $h$  в сечении

$$\Delta(\omega h_{ц.т.}) = \left[ \omega(h_{ц.т.} + \Delta h) + B\Delta h \frac{\Delta h}{B} \right] - \omega h_{ц.т.} = \omega\Delta h + \frac{B(\Delta h)^2}{2}.$$

Теперь имеем

$$\frac{d(\omega h_{ц.т.})}{dh} = \lim_{\Delta h \rightarrow 0} \frac{\Delta(\omega h_{ц.т.})}{\Delta h} = \lim_{\Delta h \rightarrow 0} \left( \omega + B \frac{\Delta h}{2} \right) = \omega.$$

Подставляя полученное значение производной в (21.7), получаем

$$\omega - \frac{\alpha' Q^2}{g\omega^2} B = \omega \left( 1 - \frac{\alpha' Q^2 B}{g\omega^3} \right) = 0$$

или

$$\frac{\alpha' Q^2 B}{g\omega^3} = 1. \quad (21.8)$$

При условии (21.8) прыжковая функция имеет минимум.

Приняв  $\alpha' = \alpha$ , что допустимо из-за их небольшого отличия, получим, что прыжковая функция минимальна при

$$\frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3} = \Pi_k = 1.$$

Таким образом, прыжковая функция, так же как и удельная энергия сечения  $\mathcal{E} = h + \alpha v^2/(2g)$ , имеет минимальное значение при  $\Pi_k = 1$ , т. е. при глубине, равной критической.

График прыжковой функции, построенный при заданных  $Q$  и геометрических размерах поперечного сечения русла (рис. 21.14), наглядно демонстрирует отмеченные особенности прыжковой функции  $\Pi(h)$ , которая достигает минимального значения при  $h = h_{кр}$ .

Сопряженные глубины характеризуются согласно (21.3) равенством значений  $\Pi(h)$ . При одной из известных сопряженных глубин (как именно они определяются, рассмотрим в последующих главах) другая сопряженная глубина может быть найдена по графику, как показано на рис. 21.14. Сопряженные глубины связаны между собой (21.3), так что чем меньше  $h'$ , тем больше  $h''$ , и наоборот.

Гидравлический прыжок в данном русле при неизменном расходе может образоваться при любой из глубин  $h' < h_{кр}$ , которые представлены нижней ветвью графика прыжковой функции. При этом каждому из значений  $h'$  соответствует лишь одна вторая сопряженная глубина  $h''$ .

При  $h' = h'' = h_{кр}$  возникновение гидравлического прыжка невозможно.

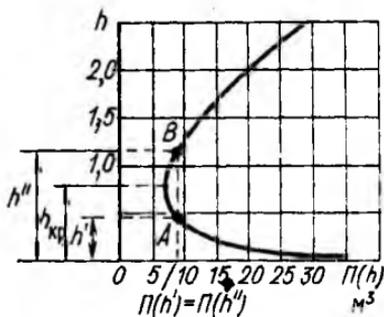


Рис. 21.14

При одной известной сопряженной глубине другая сопряженная глубина в общем случае определяется или подбором из уравнения (21.3), или по графику прыжковой функции, построенному для данного русла при заданном расходе.

## 21.6. Сопряженные глубины совершенного гидравлического прыжка в призматических руслах

Для призматических русел с правильной формой поперечного сечения определение сопряженных глубин может быть выполнено проще, чем рекомендовано в § 21.5.

**Прямоугольное русло.** Для прямоугольного русла известно:  $\omega = bh$ ,  $h_{ц.т} = 0,5 h$ ;  $q = Q/b$ . Тогда вместо уравнения (21.3) имеем

$$\frac{\alpha' q^2}{gh'} + \frac{(h')^2}{2} = \frac{\alpha' q^2}{gh''} + \frac{(h'')^2}{2}, \quad (21.9)$$

откуда

$$\frac{2\alpha' q^2}{g} = h'' h' (h'' + h'). \quad (21.10)$$

Квадратное уравнение (21.10)

$$h' (h'')^2 + h'' (h')^2 = 2\alpha' q^2 / g$$

может быть решено относительно  $h''$  (при известном  $h'$ ) или  $h'$  (при известном  $h''$ ). Имеем

$$\left. \begin{aligned} h'' &= 0,5h' \left[ \sqrt{1 + 8 \frac{\alpha' q^2}{g (h')^3}} - 1 \right]; \\ h' &= 0,5h'' \left[ \sqrt{1 + 8 \frac{\alpha' q^2}{g (h'')^3}} - 1 \right]. \end{aligned} \right\} \quad (21.11)$$

Приняв  $\alpha' = \alpha$  и учитывая, что в прямоугольном русле  $\alpha q^2 / g = h_{кр}^3$ ,

$$P_{кр} = \frac{\alpha v^2}{gh} = \frac{\alpha q^2}{gh^3} = \left( \frac{h_{кр}}{h} \right)^2, \quad (21.12)$$

получим

$$\left. \begin{aligned} h'' &= 0,5h' \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h'} \right)^3} - 1 \right]; \\ h' &= 0,5h'' \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h''} \right)^3} - 1 \right], \end{aligned} \right\} \quad (21.13)$$

или

$$\left. \begin{aligned} h'' &= 0,5h' \left[ \sqrt{1 + 8P_{кр1}} - 1 \right]; \\ h' &= 0,5h'' \left[ \sqrt{1 + 8P_{кр2}} - 1 \right]. \end{aligned} \right\} \quad (21.14)$$

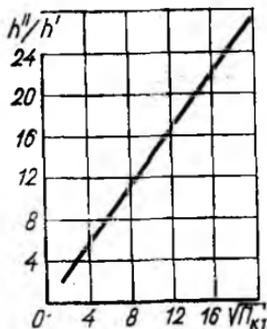


Рис. 21.15;

Из (21.14) видно, что при  $\Pi_{к1} > 3$  или  $\Pi_{к2} \leq 0,375$  отношение сопряженных глубин  $h''/h' > 2$ , т. е. гидравлический прыжок — совершенный.

Сопряженные глубины совершенного гидравлического прыжка в прямоугольном русле можно определять по любой из приведенных формул (21.11), (21.13), (21.14).

Совершенный гидравлический прыжок достаточно полно изучен в лабораторных условиях при изменении параметра кинетичности в практически реализуемом диапазоне. В большинстве случаев за гидротехническими сооружениями значения параметра кинетичности  $\Pi_{к1}$  не превышают примерно 200. Зависимость отношения сопряженных глубин  $h''/h'$  от  $\Pi_{к1}$  (рис. 21.15), соответствующая формуле (21.14), хорошо подтверждается экспериментальными данными при  $\Pi_{к1} \geq 3$ . Как видим, отношение сопряженных глубин совершенного гидравлического прыжка может быть довольно большим.

При  $1 < \Pi_{к} < 3$  отношение сопряженных глубин меньше двух, что соответствует несовершенному (волнистому) гидравлическому прыжку.

**Трапецеидальное русло.** Для трапецеидальной формы живого сечения прыжковая функция имеет вид

$$\Pi(h) = \frac{\alpha' Q^2}{g(bh + mh^2)} + \frac{h^2}{6} (3b + 2mh). \quad (21.15)$$

Выполним расчет сопряженных глубин по способу, предложенному И. И. Агроскиным. Введем обозначение  $z = mh/b$ . Тогда

$$\frac{m^2}{b^3} \Pi(h) = \frac{\alpha' Q^2 m^3}{gb^2 z (1+z)} + \frac{z^2 (3+2z)}{6} = f(z).$$

Выражение  $\frac{\alpha' Q^2 m^3}{gb^2}$ , приняв условное значение  $q = Q/b$ , представим в виде

$$\frac{\alpha' Q^2 m^3}{gb^2} = \frac{m^3}{b^3} \frac{\alpha' q^2}{g} = \left( \frac{mh_{кр.п}}{b} \right)^3 = z_{кр.п.}^3,$$

где  $h_{кр.п}$  — критическая глубина в прямоугольном русле, «построенном» на ширине трапеции по дну  $b$  и пропускающем тот же расход  $Q$ .

Приравняв прыжковые функции  $\Pi(h') = \Pi(h'')$ , получим

$$6z_{кр.п.}^3 \left( \frac{1}{z_1 + z_1^2} - \frac{1}{z_2 + z_2^2} \right) = 3(z_2^2 - z_1^2) + 2(z_2^3 - z_1^3),$$

где индексы соответствуют первой или второй сопряженной глубине.

Приняв  $z_2 = kz_1$ , где  $k = z_2/z_1 = h''/h'$ , из последнего выражения найдем

$$\frac{h'}{h_{кр. п}} = \sqrt[3]{\frac{6\left(z_1 + \frac{1}{k+1}\right)}{\left[3 + 2\left(\frac{k^2}{k+1} + 1\right)z_1\right]k(1+kz_1)(1+z_1)}}$$

Расчет выполняем в следующей последовательности.

Определяем  $h_{кр. п} = \sqrt[3]{\alpha q^2/g}$ , где  $q = Q/b$ ; вычисляем отношение  $h_i/h_{кр. п}$ , где  $h_i$  — известная сопряженная глубина. Для этой же глубины  $h_i$  находим отношение  $z_i = mh_i/b$ .

По графикам *a, б* П.21.1а по  $h_i/h_{кр. п}$  и  $mh_i/b$  находим  $k$  и, умножив  $k$  на  $h_i$ , определяем искомую сопряженную глубину.

**Параболическое русло.** Расчет выполняем по способу И. И. Агроскина. Для параболического русла

$$\omega = \frac{4\sqrt{2}\sqrt{p}}{3} h\sqrt{h} \quad \text{и} \quad h_{ц.т} = \frac{2}{5} h,$$

где  $p$  — параметр параболы.

При  $\alpha' = 1$  уравнение гидравлического прыжка (21.3) примет вид

$$\begin{aligned} & \frac{3Q^2}{4\sqrt{2}g\sqrt{p}(h')^{1.5}} + \frac{8\sqrt{2}\sqrt{p}}{15}(h')^{2.5} = \\ & = \frac{3Q^2}{4\sqrt{2}g\sqrt{p}(h'')^{1.5}} + \frac{8\sqrt{2}\sqrt{p}}{15}(h'')^{2.5} \end{aligned}$$

или

$$\frac{0,703Q^2}{gp}(h')^{-1.5} + (h')^{2.5} = \frac{0,703Q^2}{gp}(h'')^{-1.5} + (h'')^{2.5}.$$

Обозначив  $\frac{0,703Q^2}{gp}$  через  $d$ , получим

$$(h')^{2.5} \left[ \left( \frac{\sqrt[4]{d}}{h'} \right)^4 + 1 \right] = (h'')^{2.5} \left[ \left( \frac{\sqrt[4]{d}}{h''} \right)^4 + 1 \right].$$

Разделим обе части полученного уравнения на  $(\sqrt[4]{d})^{2.5}$  и введем новую переменную (при  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ )

$$\Theta = \frac{h}{\sqrt[4]{d}} = 1,93 \frac{\sqrt[4]{p}}{\sqrt{Q}} h.$$

Тогда получим уравнение гидравлического прыжка в виде

$$\Theta_1^{2,5} (\Theta_1^{-4} + 1) = \Theta_2^{2,5} (\Theta_2^{-4} + 1)$$

или

$$\frac{1 + \Theta_1^4}{\Theta_1^{1,5}} = \frac{1 + \Theta_2^4}{\Theta_2^{1,5}}$$

где  $\Theta_1$  и  $\Theta_2$  соответствуют  $h'$  и  $h''$ .

Полученное уравнение связывает сопряженные глубины гидравлического прыжка в параболическом русле. Сопряженные значения функций  $\Theta_1$  и  $\Theta_2$  приведены в табл. П.21.16.

Расчет выполняем в следующей последовательности.

Сначала определяем значение  $\Theta$  для одной из заданных глубин, например для  $h'$ :

$$\Theta_1 = 1,93 \frac{\sqrt[4]{P}}{\sqrt{Q}} h' = fh'$$

По найденной в табл. П.21.16 функции  $\Theta_1$  определяем сопряженную с ней  $\Theta_2$  и вычисляем искомую сопряженную глубину:

$$h'' = \Theta_2/f.$$

## 21.7. Потери энергии в гидравлическом прыжке

Совершенный гидравлический прыжок. Определим потери удельной энергии в прямоугольном русле, сопоставив удельную энергию в сечениях 1—1 и 2—2 гидравлического прыжка. Из уравнения Бернулли для сечений 1—1 и 2—2 с уклоном дна  $i = 0$  получим

$$\left( h' + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right) - \left( h'' + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right) = E_1 - E_2 = \mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_2 = h_{\text{тр}}, \quad (21.16)$$

где  $h_{\text{тр}}$  — потери удельной энергии в гидравлическом прыжке.

Приняв  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ , получим из (21.9)

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{q^2}{2g (h')^2} = \frac{h'' (h' + h'')}{4h'}$$

и

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{q^2}{2g (h'')^2} = \frac{h' (h' + h'')}{4h''}$$

Тогда

$$h_{\text{тр}} = \frac{4 (h')^2 + h'' (h' + h'')}{4h'} - \frac{4 (h'')^2 + h' (h' + h'')}{4h''}$$

и после преобразований

$$h_{\text{тр}} = \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''}. \quad (21.17)$$

Если расход равен  $Q$ , потери энергии в гидравлическом прыжке, происходящие в единицу времени, равны  $\rho g Q h_{\text{тр}}$ .

Так как сопряженные глубины зависят от  $\Pi_{\text{к1}}$ , то от нее зависят и потери энергии в гидравлическом прыжке.

Из графика на рис. 21.16 видно, что относительные потери энергии в совершенном гидравлическом прыжке при  $i = 0$ , взятые в виде отношения  $h_{\text{тр}}$  к удельной энергии сечения перед прыжком  $\mathcal{E}_1$ , весьма велики.

Гидравлический прыжок с гасителями энергии. На основе применения теоремы об изменении количества движения было получено уравнение (21.5). В условиях плоской задачи для русла с прямоугольным поперечным сечением шириной  $b$ , приняв  $\alpha'_1 = \alpha'_2 = 1$ , получим

$$\frac{(h'_r)^2}{2} + \frac{q^2}{gh'_r} = \frac{(h''_r)^2}{2} + \frac{q^2}{gh''_r} + \frac{R_x}{b\rho g}. \quad (21.18)$$

Учитывая, что при  $\alpha = 1$   $h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{q^2/g}$ , имеем

$$\frac{(h'_r)^2}{2} + \frac{h_{\text{кр}}^3}{h'_r} = \frac{(h''_r)^2}{2} + \frac{h_{\text{кр}}^3}{h''_r} + \frac{R_x}{b\rho g}. \quad (21.19)$$

Отсюда

$$h_{\text{кр}}^3 = \left[ \frac{(h''_r)^2}{2} - \frac{(h'_r)^2}{2} + \frac{R_x}{b\rho g} \right] \frac{h'_r h''_r}{h''_r - h'_r}.$$

Потери удельной энергии между сечениями с глубинами  $h'$  и  $h''$  при  $i = 0$  из уравнения Бернулли (по 21.16) равны

$$h_{\text{тр}} = \left( h' + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right) - \left( h'' + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right).$$

При  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$  имеем для скоростного напора

$$\begin{aligned} \frac{\alpha v_{1r}^2}{2g} &= \frac{q^2}{2g(h'_r)^2} = \frac{h_{\text{кр}}^3}{(2h'_r)^2} = \\ &= \frac{(h''_r + h'_r) h''_r}{4h'_r} + \frac{R_x h''_r}{2\rho g (h''_r - h'_r) h'_r b}. \end{aligned}$$

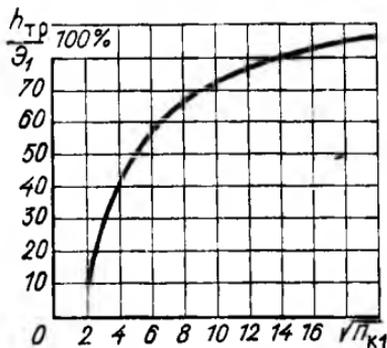


Рис. 21.16

Аналогично

$$\frac{\alpha v_{2r}^2}{2g} = \frac{(h_r'' + h_r') h_r'}{4h_r''} + \frac{R_x h_r'}{2\rho g (h_r'' h_r') h_r' b}$$

После вычислений получим выражение для потерь удельной энергии в гидравлическом прыжке при наличии установленных гасителей

$$h_{\text{тр. г}} = \frac{(h_r'' - h_r')^3}{4h_r' h_r''} + \frac{(h_r' + h_r'') R_x}{2\rho g h_r' h_r'' b} \quad (21.20)$$

Очевидно, что при  $R_x = 0$  (гасители отсутствуют) потери удельной энергии равны потерям в совершенном гидравлическом прыжке, определяемым по (21.17).

### 21.8. Длина совершенного гидравлического прыжка и послепрыжкового участка

**Длина совершенного гидравлического прыжка** — расстояние между сечениями с глубинами  $h'$  и  $h''$ . Глубина воды в конце поверхностного вальца  $h_{в.к}$  меньше  $h''$ . Как показывают эксперименты, разность  $h'' - h_{в.к}$  зависит от  $\Pi_{к1}$ . При  $\Pi_{к1} = 20$  эта разность составляет  $0,12 h''$ , при  $\Pi_{к1} = 150$  она равна  $0,03 h''$ .

Длина совершенного гидравлического прыжка также не равна длине поверхностного вальца (или длине его горизонтальной проекции при горизонтальном дне).

**Прямоугольное русло.** Для длины совершенного гидравлического прыжка в прямоугольном русле предложен ряд формул, которые получены на основании обработки экспериментальных материалов. Разными авторами длину совершенного гидравлического прыжка предложено определять в зависимости от разных факторов. Так, длина прыжка в зависимости от  $h'$  и  $\Pi_{к1}$  определяется по формуле М. Д. Чертоусова как

$$l_{\text{пр}} = 10,3h' (\sqrt{\Pi_{к1}} - 1)^{0,81}, \quad (21.21)$$

а по формуле Ф. И. Пикалова — как

$$l_{\text{пр}} = 4h' \sqrt{1 + 2\Pi_{к1}}. \quad (21.22)$$

Длина прыжка в зависимости от глубин  $h'$  и  $h''$  определяется по формуле Н. Н. Павловского

$$l_{\text{пр}} = 2,5 (1,9h'' - h'). \quad (21.23)$$

Длина прыжка в зависимости от  $h'$ ,  $h''$  и  $\Pi_{к1}$  (или от потерь удельной энергии в прыжке  $h_{\text{тр}}$  и  $\Pi_{к1}$ ) находится по формуле В. И. Аравина

$$l_{\text{пр}} = \left[ 0,18 \left( \frac{h_{\text{кр}}}{h'} \right)^{4,35} + 25 \right] \frac{(h'' - h')^3 (h')^2}{h_{\text{кр}}^3 h''}, \quad (21.24)$$

после подстановки  $\Pi_{к1} = (h_{кр}/h_1)^3$  формула имеет вид

$$l_{пр} = kh_{тр},$$

где

$$k = \frac{4(0.18\Pi_{к1}^{1.45} + 25)}{\Pi_{к1}};$$

по формуле О. М. Айвазяна

$$l_{пр} = k \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''} = kh_{тр}, \quad (21.25)$$

где

$$k = \frac{8(10 + \sqrt{\Pi_{к1}})}{\Pi_{к1}}.$$

В двух последних формулах в соответствии с (21.17)  $h_{тр} = (h'' - h')^3 / 4h'h''$ .

В проектной практике также применяются формулы

$$\left. \begin{aligned} l_{пр} &= (5 \div 6)(h'' - h'); \\ l_{пр} &= 4,5h''. \end{aligned} \right\} \quad (21.26)$$

Представляет интерес сопоставление результатов расчета по разным формулам. Представим эти результаты в виде графиков  $l_{пр}/(h'' - h') = f(\sqrt{\Pi_{к1}})$  (рис. 21.17). Как видно, применение формулы для  $l_{пр}/(h'' - h')$  с постоянным коэффициентом во всем диапазоне изменения  $\Pi_{к1}$  не может быть рекомендовано.

Все формулы, кроме (21.24) и (21.25), дают монотонное уменьшение  $l_{пр}/(h'' - h')$  при увеличении  $\Pi_{к1}$  в приведенном на рис. 21.17 диапазоне. В то же время согласно (21.24) и (21.25) при уменьшении  $\Pi_{к1}$  примерно от 9 до 3 происходит заметное уменьшение относительной длины совершенного гидравлического прыжка.

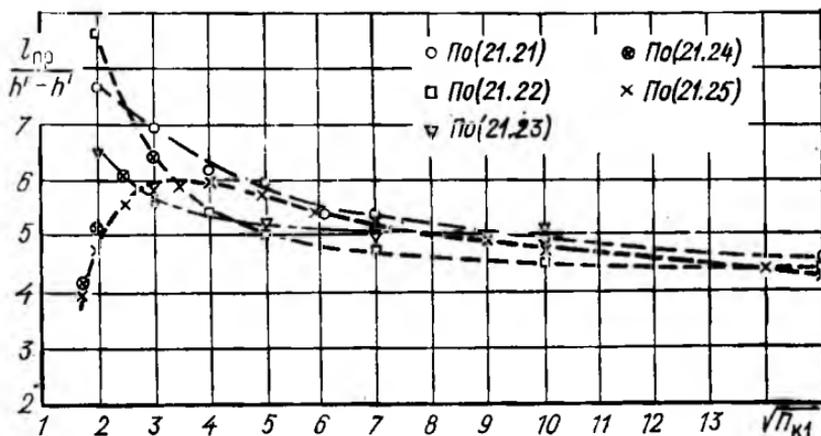


Рис. 21.17

Таблица 21.1

$\sqrt{P_{к1}}$	3	3,5	4	5	6	7	8	10	12	15
$\frac{l_{пр}}{h'' - h'}$	6	6	5,9	5,67	5,4	5,2	5	4,7	4,55	4,35

Поскольку отклонение  $l_{пр}/(h'' - h')$  при  $P_{к1} > 9$  по формулам (21.21), (21.23), (21.25) от средних значений не превышает  $\pm 5-6\%$ , то этими средними значениями можно пользоваться при расчетах (табл. 21.1).

При расчете данных формула (21.23) использовалась лишь при  $3 < \sqrt{P_{к1}} < 10$  в связи со значительными отклонениями результатов от данных, подсчитанных по всем остальным формулам при  $P_{к1} > 100$ , формула (21.22) — при  $\sqrt{P_{к1}} = 3 \div 4$  и  $\sqrt{P_{к1}} > 10$ .

На основе анализа экспериментальных данных были выявлены следующие приближенные зависимости:

$$\text{при } 3 < P_{к1} < 9 \quad \frac{l_{пр}}{h'' - h'} = 1,5 (\sqrt{P_{к1}} + 1); \quad (21.26a)$$

$$\text{при } 9 < P_{к1} < 100 \quad \frac{l_{пр}}{h'' - h'} = (6,56 - 0,186 \sqrt{P_{к1}}); \quad (21.26б)$$

$$\text{при } 100 < P_{к1} < 400 \quad \frac{l_{пр}}{h'' - h'} = (5,4 - 0,07 \sqrt{P_{к1}}). \quad (21.26в)$$

Трапецидальное русло. Длина гидравлического прыжка в трапецидальном русле может быть определена по приближенной формуле

$$l_{пр. \tau} = l_{пр} \left( 1 + 4 \sqrt{\frac{B_2 - B_1}{B_1}} \right), \quad (21.27)$$

или

$$l_{пр. \tau} = l_{пр} \left[ 1 + 1,76 \frac{m(h'' - h')}{\chi_1} \right],$$

или

$$l_{пр. \tau} = l_{пр} \left( 1 + 0,88 \frac{B_2 - B_1}{\chi_1} \right),$$

где  $l_{пр}$  — длина прыжка в прямоугольном русле;  $B_1, B_2, \chi_1$  — ширина по верху в сечениях с глубиной  $h'$  и  $h''$  и длина смоченного периметра в сечении с глубиной  $h'$  соответственно.

В трапецидальном русле длина гидравлического прыжка гораздо больше, чем в прямоугольном русле. Увеличение  $l_{пр}$  по сравнению с прямоугольным руслом растет с ростом коэффициента от-

коса  $m$ . Чем откосы положе, тем больше при прочих равных условиях длина гидравлического прыжка. Ориентировочно при  $m = 1$  отношение  $l_{\text{пр. т}}/l_{\text{пр}} \approx 1,6$ , а при  $m = 2$  оно составляет приблизительно 2.

Приведенные оценки длины совершенного гидравлического прыжка являются осредненными по времени, поскольку длина прыжка имеет пульсирующее значение, ее отклонения от средних значений могут достигать  $\pm 10\text{--}15\%$ .

**Длина послепрыжкового участка.** В пределах послепрыжкового участка длиной  $l_{\text{п. п}}$  происходит переход осредненных и пульсационных кинематических (скорость) и динамических (давление) характеристик от параметров, соответствующих концу гидравлического прыжка, к значениям и распределениям этих характеристик, которые свойственны потоку, находящемуся в невозмущенном (бытовом) состоянии. В конце гидравлического прыжка стандарты и интенсивность пульсаций скорости и давления отличаются от этих характеристик при плавно изменяющемся и тем более при равномерном движении. В конце прыжка преобладают, как и в самом гидравлическом прыжке, крупномасштабные пульсации. При невозмущенном движении характерны более мелкомасштабные пульсации. При этом длина участка перехода к характеристикам плавно изменяющегося движения может быть различна для пульсационных и осредненных характеристик.

Зависимости длины послепрыжкового участка выведены на основе значительно меньшего числа экспериментов, чем зависимости длины гидравлического прыжка.

По М. Д. Чертоусову  $l_{\text{п. п}} = (2,5 \div 3) l_{\text{пр}}$ .

По М. С. Вызго длина послепрыжкового участка зависит от коэффициента шероховатости русла  $n$ :  $l_{\text{п. п}}/h_6 = 0,4/n$  ( $h_6$  — глубина воды в отводящем русле ниже гидравлического прыжка в бытовых условиях).

Как и для длины гидравлического прыжка, увеличение шероховатости (здесь — коэффициента шероховатости  $n$ ) приводит к уменьшению длины послепрыжкового участка.

## 21.9. Влияние ряда факторов на длину гидравлического прыжка

**Влияние шероховатости.** По отношению к аналогичным величинам в гидравлическом прыжке на идеально гладком дне, согласно М. А. Михалеву, длина поверхностного вальца уменьшается с ростом относительной шероховатости. Глубина непосредственно в конце вальца также уменьшается с увеличением коэффициента Дарси  $\lambda$ . Наконец, вторая сопряженная глубина  $h''$  по сравнению с  $h''$  при гладком дне уменьшается при увеличении относительной шероховатости. При равнотерной песочной шероховатости с высотой выступа  $\Delta$  вторая сопряженная глубина при

$\Delta/h'' = 0,05$  уменьшается приблизительно на 9 %, при  $\Delta/h'' = 0,1$  — на 12 %, при  $\Delta/h'' = 0,2$  — на 18 % по сравнению с идеально гладким руслом.

Форма свободной поверхности совершенного гидравлического прыжка практически мало зависит от  $\Pi_{к1}$  и от шероховатости.

Для приближенных оценок длины совершенного гидравлического прыжка для шероховатого русла  $l_{пр. ш}$  в зависимости от коэффициента Дарси  $\lambda$  можно пользоваться следующей формулой (при  $\lambda \leq 0,04$ , т. е. при  $h''/\Delta \geq 3$ ):

$$l_{пр. ш} = l_{пр} (1 - 12,5\lambda),$$

где  $l_{пр}$  — длина гидравлического прыжка в гладком русле.

**Влияние уклона дна.** Длину совершенного гидравлического прыжка, возникающего в негоризонтальном русле ( $i > 0$ ) (т. е. горизонтальную проекцию), можно оценивать по зависимости, полученной по экспериментальным данным:

$$l_{пр} = l_{пр0} + k_i i,$$

где  $l_{пр0}$  — длина совершенного гидравлического прыжка при  $i = 0$ ;  $k$  — коэффициент, по данным различных исследователей колеблется в пределах 3—3,75.

Если русло имеет обратный уклон дна ( $i < 0$ ), длину гидравлического прыжка при  $|i| < 0,2$  и  $l_{пр} < 30 h_{кр}$  можно определять по зависимости

$$l_{пр} = l_{пр0} (1 - 2i).$$

В приведенных формулах под  $l_{пр}$  при наклонном дне понимается горизонтальная проекция гидравлического прыжка.

**Влияние аэрации потока.** Аэрация потока приводит к уменьшению второй сопряженной глубины совершенного гидравлического прыжка  $h''$ , что при изменении воздухоудержания в широких пределах приводит к изменению  $h''$  менее чем на 10 %. Соответственно несколько изменяется длина совершенного гидравлического прыжка.

## 21.10. Волнистый гидравлический прыжок

Исследования показывают, что при  $\Pi_{к1} < 3$  или  $\Pi_{к2} > 0,375$  гидравлический прыжок не имеет поверхностного вальца и представляет собой прыжок-волну или волнистый прыжок с отношением  $h''/h' < 2$ . Такой несовершенный гидравлический прыжок состоит из хорошо выраженной первой волны (первого гребня) и ряда постепенно затухающих волн (гребней) (см. рис. 21.4). Затухание последующих волн (гребней) может происходить на довольно значительной длине.

Для расчета несовершенного гидравлического прыжка необходимо уточнить, можно ли использовать в этом случае выражения

для  $h''$ , полученные при рассмотрении совершенного гидравлического прыжка.

При выводе уравнения совершенного гидравлического прыжка было принято, что глубина  $h''$  — глубина после гидравлического прыжка в ближайшем к нему сечении, где давление распределяется по гидростатическому закону. Свободная поверхность в пределах волнистого прыжка отличается значительной кривизной. Вследствие действия центробежных сил пьезометрическая линия не совпадает с кривой свободной поверхности, а лишь пересекает ее в двух точках  $A$  (см. рис. 21.4). В этих точках производная  $dh/dl$  максимальна, а кривизна линии свободной поверхности нулевая.

Давление в сечениях, которым принадлежат точки  $A$ , считаем распределенным по гидростатическому закону. Глубину в этих сечениях можно принять за вторую сопряженную глубину  $h''$ . При таком подходе связь сопряженных глубин несовершенного (волнистого) гидравлического прыжка (прыжка-волны) определяется уравнением (21.3) и вытекающими из него формулами.

Максимальную глубину воды (под первым гребнем)  $h_{гр}$  можно найти по формуле, предложенной В. В. Смысловым:

$$h_{гр} = 0,59h' (\sqrt{1 + 8\Pi_{к1}} - 1) \quad (21.28)$$

или

$$h_{гр} = 1,18h''.$$

Глубину под первым гребнем можно получить также по приближенной формуле, полученной А. А. Турсуновым для потенциального движения невязкой жидкости применительно к условиям прыжка—волны:

$$h_{гр} = 0,75 \sqrt{1 + 8\Pi_{к1}} - 1,25. \quad (21.29)$$

При  $1 < \Pi_{к1} < 1,5$  волнистый гидравлический прыжок (прыжок-волну) можно рассматривать согласно Ф. И. Пикалову как остановившуюся волну перемещения с малой высотой, равной  $a = h'' - h'$ .

Из уравнения гидравлического прыжка в прямоугольном русле при  $\alpha = 1$  [см. (21.10)] имеем

$$2q^2/g = h''h' (h'' + h').$$

Подставив  $q = v_1 h'$  и  $h' = h'' - a$ , получим

$$v_1^2 = \frac{gh'' (2h'' - a)}{2(h'' - a)}.$$

При  $a \ll h''$

$$v_1 = \sqrt{gh''}, \quad (21.30)$$

что совпадает с формулой Лагранжа (19.29) для скорости распространения волн малой высоты в водоеме глубиной  $h''$  с неподвижной водой.

Из (21.30)

$$v_1^2/g = h'' \quad \text{или} \quad \Pi_{к1} = v_1^2/(gh') = h''/h'.$$

Тогда

$$h'' = \Pi_{к1} h'. \quad (21.31)$$

Высота волнистого гидравлического прыжка равна

$$a = h'' - h' = h' (\Pi_{к1} - 1). \quad (21.32)$$

Вопрос о длине волнистого гидравлического прыжка изучен недостаточно полно. Для определения этой длины можно пользоваться формулой Г. Т. Дмитриева, полученной при исследованиях размыва песчаного дна под воздействием гидравлического прыжка,

$$l_{пр} = 10,6a = 10,6h' (\Pi_{к1} - 1). \quad (21.33)$$

### 21.11. Гидравлический прыжок в руслах переменного по длине сечения (в непризматических руслах)

Встречаются случаи, когда гидравлический прыжок образуется в расширяющемся или сужающемся участке русла. Обычно это русло имеет правильную форму поперечного сечения. Расчет гидравлического прыжка в непризматическом русле представляет определенную сложность.

Как показали опыты, проведенные Ф. И. Пикаловым, гидравлический прыжок в расширяющемся прямоугольном русле устойчиво занимает положение, при котором его фронт нормален к оси потока, при центральном угле расширения стенок (в плане)  $\theta < 13 \div 14^\circ$ . При  $\theta > 13 \div 14^\circ$  прыжок принимает дугообразную в плане форму.

При дальнейшем увеличении угла  $\theta$  сопряжение в форме гидравлического прыжка может смениться сбойным течением с образованием водоворотных зон в плане (вальцы с вертикальной осью и с ударами струи о стенки сооружения). Положение струи в плане может периодически изменяться, струя будет ударяться о стенки попеременно (рис. 21.18).

Выделим сечениями 1—1 и 2—2 в расширяющемся прямоугольном русле область, занятую гидравлическим прыжком (рис. 21.19). Расстояние между 1—1 и 2—2 равно длине прыжка  $l_{пр}$ .

Введем допущения: 1) распределение давлений в сечениях 1—1, 2—2 и на ограничивающих отсек боковых поверхностях, совпадающих со стенками, гидростатическое; 2) уклон дна равен нулю ( $i = 0$ ); 3) силой внешнего

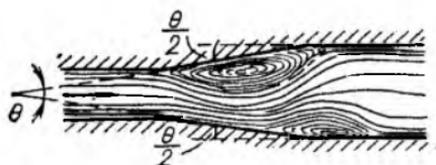


Рис. 21.18

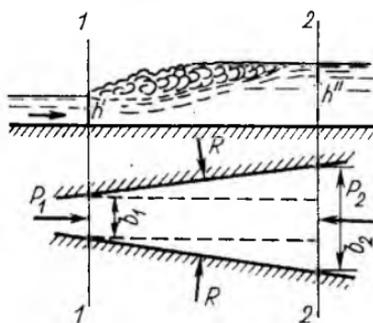


Рис. 21.19

трения (по границам) можно пренебречь; 4) коэффициенты количества движения  $\alpha'_1 = \alpha'_2 = 1$ .

Приняв  $\alpha'_1 = \alpha'_2 = 1$ , запишем уравнение (21.1) в виде

$$\rho Q (v_2 - v_1) = P_1 - P_2 + R_x, \quad (21.34)$$

где  $R_x$  — сумма проекций на направление движения реакции двух стенок, равная  $R_x = \rho g h_{ц.т} \omega_x$ ;  $\omega_x$  — проекция площадей двух боковых стенок на плоскость, перпендикулярную оси  $OX$ ;  $h_{ц.т}$  — глубина погружения центров тяжести этих проекций.

Тогда из (21.34) получим

$$\rho Q (v_2 - v_1) = \rho g h'_{ц.т} \omega_1 - \rho g h''_{ц.т} \omega_2 + \rho g h_{ц.т} \omega_x. \quad (21.35)$$

Подставляя  $v_1 = Q/\omega_1$  и  $v_2 = Q/\omega_2$ , находим

$$\frac{Q_2}{g\omega_1} + \omega_1 h'_{ц.т} = \frac{Q^2}{g\omega_2} + \omega_2 h''_{ц.т} - \omega_x h_{ц.т}. \quad (21.36)$$

Если  $\omega_x = 0$ , (22.35) превращается в уравнение совершенного прыжка в призматическом русле (21.3).

Для дальнейшего расчета потребуется аналитическое выражение для кривой свободной поверхности. В связи с этим действительную форму кривой свободной поверхности заменяют упрощенной. Следуя Ф. И. Пикалову, будем считать, что кривая свободной поверхности в продольном сечении гидравлического прыжка имеет вид, представленный на рис. 21.20.

Смоченная поверхность боковых стенок проектируется на плоскость, перпендикулярную направлению движения, в виде заштрихованных на рис. 21.21 площадок. Их сумма равна  $\omega_x$ .

Как видно из рис. 21.21, глубина

$$h = 2h' + (h'' - 2h') y/a,$$

где  $a = (b_2 - b_1)/4$ . Тогда

$$R_x = \rho g h_{ц.т} \omega_x = \rho g \left[ (h'')^2 a + \int_0^a h^2 dy \right].$$

Учитывая приведенные выше выражения для  $h$  и  $a$ , получаем

$$R_x = \rho g (h'')^2 a + \rho g \int_0^a [2h' + (h'' - 2h') y/g]^2 dy = \rho g a (h'')^2 + \rho g [2h'h'' + (h'' + h')/3] a.$$

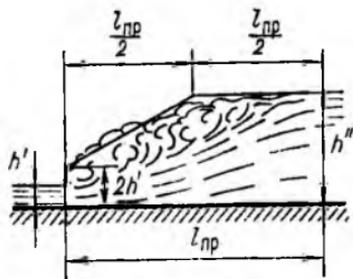


Рис. 21.20

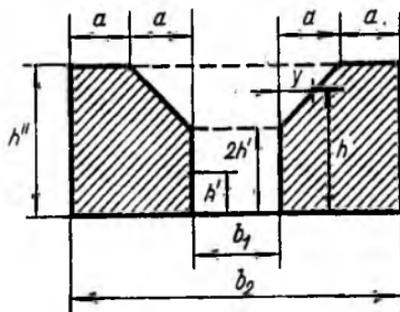


Рис. 21.21

Для прямоугольного русла, как известно,

$$\omega_1 = b_1 h'; \quad h'_{ц.т} = 0,5h; \quad \omega_2 = b_2 h''; \quad h''_{ц.т} = 0,5h''.$$

Подставив полученные значения  $R_x$ ,  $\omega_1$ ,  $\omega_2$ ,  $h'_{ц.т}$  и  $h''_{ц.т}$  в (21.35) и сократив его обе части на  $rg$ , найдем

$$\frac{Q}{g} (v_2 - v_1) = b_1 (h')^2/2 - b_2 (h'')^2/2 + (h'')^2 a + [2h'h'' + (h'' - 2h')/3] a.$$

Подставив  $v_1 = Q/(b_1 h')$  и  $v_2 = Q/(b_2 h'')$  и выполнив преобразования, получим уравнение гидравлического прыжка в непрямоугольном расширяющемся русле прямоугольного поперечного сечения

$$\frac{6Q^2}{gb_2 h''} + (h'')^2 (b_2 + 2b_1) - h'h' (b_2 - b_1) = \frac{6Q^2}{gb_1 h'} + (h')^2 (b_1 + 2b_2). \quad (21.37)$$

Ширина русла в сечениях 1—1 и 2—2 связана следующим образом:

$$b_2 = b_1 + 2l_{пр} \operatorname{tg} \theta,$$

где угол  $\theta$  задан, а длина гидравлического прыжка определяется по одной из известных формул, в которых  $l_{пр}$  выражена через  $\Pi_{к1}$  и одну из сопряженных глубин. Тогда, поскольку одна из сопряженных глубин известна, ширина в обоих сечениях известна после расчета одной из них, расход  $Q$  известен и в уравнении (21.37) остается неизвестной лишь другая сопряженная глубина. При  $b_1 = b_2$  уравнение (21.37) превращается в уравнение совершенного гидравлического прыжка в русле прямоугольного сечения.

Отметим, что кроме линейной аппроксимации для  $h$  применяют и представление глубины в поперечном сечении в виде параболы

$$h = h' + (h'' - h') (y/a)^m,$$

где показатель степени в среднем равен  $m = 0,25$ .

Гидравлический прыжок в радиально растекающемся потоке в призматическом русле прямоугольного сечения. Приведем решение, полученное О. Ф. Васильевым. При горизонтальном дне совершенный гидравлический прыжок может происходить без отрыва от стенок и при  $\theta > 13 \div 14^\circ$ , если в начальном сечении (с глубиной  $h'$ ) обеспечить радиальное растекание потока, находящегося в бурном состоянии. Такие условия могут быть созданы при истечении из-под криволинейного в плане затвора или из криволинейного (в плане) отверстия. Обе конструкции должны быть очерчены (в плане) по радиусу (рис. 21.22).

Пусть гидравлический прыжок ограничен криволинейными в плане сечениями 1—1 (глубина  $h'$ ) и 2—2 (глубина  $h''$ ). Применяя полярные координаты, запишем

$$\omega_1 = h' r_1 \theta; \quad \omega_2 = h'' r_2 \theta,$$

где  $\theta = \pi/180$ ;  $\theta = \theta^\circ/57,3$  — углы расширения в радианах;  $r_1$  и  $r_2$  — радиусы окружностей в сечениях с глубинами  $h'$  и  $h''$ ;  $r_1$  и  $r_2$  связаны между собой:  $r_2 = r_1 + l_{пр}$ . Удельный расход в сечениях 1—1 и 2—2 равен

$$q_1 = Q_1/r_1 \theta; \quad q_2 = Q_2/r_2 \theta.$$

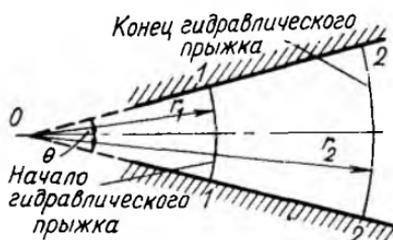


Рис. 21.22

В начальном сечении критическая глубина (русло прямоугольного сечения) равна

$$h_{кр1} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{r_1 \theta}\right)^2}. \quad (21.38)$$

Соответственно параметр кинетичности в первом сечении

$$П_{к1} = \left(\frac{h_{кр1}}{h'}\right)^3 = \frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{r_1^2 (h')^3}. \quad (21.39)$$

Принимаются такие же допущения, что и при выводе уравнения (21.34). Кроме того, считается, что свободная поверхность в прыжке по длине изменяется по линейному закону вида

$$h = h' + (h'' - h') l/l_{пр},$$

где  $l$  — текущее расстояние по радиусу, отсчитываемое от сечения с глубиной  $h'$ .

Далее

$$\sin \frac{\theta}{2} \approx \frac{s_2 - s_1}{2(r_2 - r_1)} = \frac{\theta(r_2 - r_1)}{2(r_2 - r_1)} \approx \frac{\theta}{2},$$

где  $s_1$  и  $s_2$  — длины дуги окружностей с радиусами  $r_1$  и  $r_2$ , ограниченные боковыми стенками;  $s_1 = \theta r_1$ ;  $s_2 = \theta r_2$ .

Выделим отсек между боковыми радиальными плоскостями, угол расширения между которыми равен  $d\theta$ , и сечениями 1—1 и 2—2.

Проекция на направление оси потока изменения количества движения жидкости в выделенном отсеке равна в единицу времени

$$\rho \alpha'_2 v_2 dQ - \rho \alpha'_1 v_1 dQ = \rho \alpha' (v_2^2 h'' r_2 - v_1^2 h' r_1) d\theta,$$

где

$$dQ = v_1 h' r_1 d\theta = v_2 h'' r_2 d\theta; \quad \alpha' = \alpha'_1 = \alpha'_2.$$

Выразив

$$v_1 = \frac{Q}{h' r_1 \theta}; \quad v_2 = \frac{Q}{h'' r_2 \theta},$$

получим для проекции изменения количества движения

$$\rho \alpha' \left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \left(\frac{1}{h'' r_2} - \frac{1}{h' r_1}\right) d\theta.$$

Сумма проекций внешних сил на направление оси потока (в единицу времени)

$$dP_1 - dP_2 + 2R \sin \frac{d\theta}{2} \approx dP_1 - dP_2 + R d\theta, \quad (21.40)$$

где

$$dP_1 = \frac{\rho g}{2} (h')^2 r_1 d\theta;$$

$$dP_2 = \frac{\rho g}{2} (h'')^2 r_2 d\theta.$$

Сила давления на боковой поверхности при линейном изменении глубины от  $h'$  до  $h''$  равна

$$R = \int_0^{l_{\text{пр}}} \rho g \frac{h^2}{2} dl = \frac{\beta \rho g}{2} \int_0^{l_{\text{пр}}} \left[ h' + (h'' - h') \frac{l}{l_{\text{пр}}} \right]^2 dl =$$

$$= \frac{\beta \rho g}{2} \frac{(h')^2 + h'h'' + (h'')^2}{3} l_{\text{пр}}, \quad (21.41)$$

где  $\beta = 0,9$  — безразмерный поправочный коэффициент, найденный экспериментально.

Приравняв сумму проекций изменения количества движения и проекций внешних сил (в единицу времени), получаем

$$\rho \alpha' \left( \frac{Q}{\theta} \right)^2 \left( \frac{1}{h'' r_2} - \frac{1}{h' r_1} \right) = \frac{\rho g}{2} \left[ r_1 (h')^2 - r_2 (h'')^2 + \right.$$

$$\left. + \beta \frac{(h')^2 + h'h'' + (h'')^2}{2} l_{\text{пр}} \right].$$

Обратим внимание на то, что угол  $d\theta$  сократился.

После преобразований получим уравнение совершенного гидравлического прыжка при радиальном расширении в плане

$$\frac{2\alpha'}{g r_1 h'} \left( \frac{Q}{\theta} \right)^2 + r_1 (h')^2 = \frac{2\alpha'}{g r_2 h''} \left( \frac{Q}{\theta} \right)^2 + r_2 (h'')^2 -$$

$$- \beta \frac{(h')^2 + h'h'' + (h'')^2}{3} l_{\text{пр}}. \quad (21.42)$$

Длина гидравлического прыжка определена О. Ф. Васильевым из анализа размерностей с соблюдением требования, что при  $r_1 \rightarrow \infty$  длина гидравлического прыжка стремится к  $l_{\text{пр}}$  в прямоугольном нерасширяющемся русле. Длина  $l_{\text{пр}}$  в призматическом русле прямоугольного поперечного сечения была принята по (21.21). Тогда длина  $l_{\text{пр. непр}}$  в рассматриваемых условиях (непризматическое русло)

$$l_{\text{пр. непр}} = \frac{10,3h' (\sqrt{\Pi_{\text{к1}}} - 1)^{0,81}}{1 + 0,54 \frac{h'}{r_1} (\sqrt{\Pi_{\text{к1}}} - 1)^{0,81}}, \quad (21.43)$$

или

$$l_{\text{пр. непр}} = \frac{l_{\text{пр}}}{1 + 0,052 \frac{l_{\text{пр}}}{r_1}}. \quad (21.44)$$

Полученные формулы проверены в экспериментах до  $\theta \leq 31^\circ$ .

В заключение отметим, что в расширяющемся русле вторая сопряженная глубина  $h''$  и длина гидравлического прыжка  $l_{\text{пр. непр}}$  меньше, чем  $h'$  и  $l_{\text{пр}}$ , причем это уменьшение тем больше, чем больше угол расширения  $\theta$ .

## 21.12. Сопряжение потоков в призматических каналах при изменении уклона дна с $i > i_{кр}$ на $i < i_{кр}$

Встречаются случаи, когда происходит изменение уклона дна с  $i > i_{кр}$  на  $i < i_{кр}$ . В вышерасположенном канале с уклоном дна, большим критического, поток при равномерном движении находится в бурном состоянии, т. е.  $h_{01} < h_{кр}$ .

В канале с  $i < i_{кр}$  поток при равномерном движении находится в спокойном состоянии, т. е.  $h_{02} > h_{кр}$ . Следовательно, произойдет переход потока из бурного состояния в спокойное. Этот переход может произойти только в форме гидравлического прыжка.

Здесь возможны три случая сопряжения гидравлического прыжка.

1. Сопряжение с предельным положением гидравлического прыжка (см. рис. 21.9, а). В этом случае переход потока из бурного состояния в спокойное происходит в месте изменения уклона дна канала. Такое сопряжение осуществляется, когда нормальные глубины на обоих участках канала являются сопряженными глубинами гидравлического прыжка, т. е. если

$$h_{01} = h' \quad \text{и} \quad h_{02} = h''.$$

2. Сопряжение с отогнанным гидравлическим прыжком (см. рис. 21.9, б). В этом случае переход потока из бурного в спокойное состояние происходит ниже по течению места перелома дна. Такое сопряжение наблюдается, когда вторая сопряженная (с глубиной  $h_{01}$ ) глубина  $h''_{01}$  больше нормальной глубины  $h_{02}$  в нижерасположенном участке канала. В этом случае поток в нижнем бьефе не оказывает влияния на движение в верхнем участке канала. Глубина  $h_{01}$  не изменяется до перехода в нижерасположенный участок канала, куда поток поступает, находясь в бурном состоянии.

Так как  $i_2 < i_{кр} < i_1$ , то скорость потока на втором участке начнет уменьшаться, а глубина будет увеличиваться. Так как поток находится в бурном состоянии, то в соответствии с нижней ветвью графика удельной энергии сечения при росте глубин происходит уменьшение  $\mathcal{E}$ .

Сразу ниже перелома дна начнется кривая подпора типа  $Ic$ , которая будет существовать вплоть до сечения, где глубина станет равной первой сопряженной с  $h_{02}$  глубине, т. е.  $h'_{02}$ . В этом сечении закончится кривая подпора и образуется гидравлический прыжок с сопряженными глубинами  $h' = h'_{02}$  и  $h'' = h_{02}$ .

Поток в сечениях с глубинами  $h'_{02}$  и  $h_{02}$  характеризуется одним и тем же значением прыжковой функции.

Длина отгона прыжка, т. е. длина кривой подпора типа  $Ic$  между сечением в месте перелома дна (глубина  $h_{01}$ ) и сечением с глубиной  $h'_{02}$ , определяется по любому из уже известных способов.

3. Сопряжение с надвинутым (затопленным) гидравлическим прыжком (см. рис. 21.9, в). В этом случае переход потока из бурного состояния в спокойное происходит выше места перелома дна на верхнем участке канала. Такое сопряжение наблюдается, если вторая сопряженная с  $h_{01}$  глубина, т. е.  $h_{01}^*$ , меньше глубины  $h_{02}$ , т. е.  $h_{01}^* < h_{02}$ . Ниже гидравлического прыжка глубины будут постепенно возрастать от  $h_{01}^*$  до  $h_{02}$ .

Указанная классификация местоположения гидравлического прыжка: предельное положение, отогнанный прыжок и надвинутый (затопленный) прыжок — широко применяется при гидравлических расчетах сопряжения в нижнем бьефе гидротехнических сооружений (см. гл. 24—26).

### 21.13. Контрольные вопросы и примеры

1. Какое гидравлическое явление называется гидравлическим прыжком?
2. Как образуется гидравлический прыжок? Как происходит переход потока от бурного состояния к спокойному? Проанализируйте это явление с точки зрения изменения удельной энергии сечения.
3. Какими основными чертами характеризуются совершенный, несовершенный или волнистый, подпертый, затопленный и поверхностный гидравлические прыжки?
4. Как может располагаться гидравлический прыжок по отношению к сооружению, за которым он возникает?
5. Что такое косой гидравлический прыжок?
6. Проанализируйте кинематические особенности гидравлических прыжков. Как изменяются пульсационные характеристики скорости и давления в пределах гидравлического прыжка?
7. Какие допущения принимаются при выводе уравнения совершенного гидравлического прыжка?
8. Как изменится уравнение совершенного гидравлического прыжка, если учитывать установку гасителей энергии в пределах прыжка? Как изменится уравнение, к чему это приводит в соотношении вторых сопряженных глубин гидравлического прыжка (без гасителей и с гасителями)?
9. Что такое прыжковая функция? Какой вид имеет ее график? При каких условиях значения прыжковой функции имеют минимум? Может ли быть этот минимум при значении параметра кинетичности, не равном единице?
10. Как можно определить сопряженные глубины по графику прыжковой функции?
11. Выведите выражение для сопряженных глубин гидравлического прыжка (если известна одна из сопряженных глубин).
12. Чем характеризуется отношение второй сопряженной глубины к первой в совершенном гидравлическом прыжке и несовершенном? Какие необходимы значения параметра кинетичности в сечении с первой сопряженной глубиной и в сечении со второй сопряженной глубиной для того, чтобы прыжок был совершенным?
13. Каким образом определяются сопряженные глубины в трапециевидном русле, параболическом и сегментном (круговом) русле?
14. На основе какого уравнения гидравлики определяют потери энергии в гидравлическом прыжке? Запишите выражения для потерь удельной энергии в совершенном гидравлическом прыжке.
15. К чему приводит установка гасителей энергии в пределах гидравлического прыжка? Как аналитически выразить потери энергии в прыжке, где установлены гасители энергии?

16. По каким формулам определяется длина совершенного гидравлического прыжка в прямоугольном русле?

17. По сравнению с прямоугольным руслом длина гидравлического прыжка в трапецидальном русле будет меньше, больше длины гидравлического прыжка в прямоугольном русле или равна ей?

18. Что такое длина послепрыжкового участка? Какими особенностями характеризуется поток в ее пределах, как определяется длина послепрыжкового участка?

19. Как изменится длина послепрыжкового участка при изменении шероховатости русла?

20. Как влияет на длину гидравлического прыжка шероховатость дна и стенок русла?

21. Влияет ли уклон дна на длину гидравлического прыжка?

22. Оказывает ли аэрация потока влияние на какие-либо параметры гидравлического прыжка?

23. Какие основные параметры характеризуют волнистый гидравлический прыжок? Как их определяют?

24. Каково соотношение сопряженных глубин и как определяется длина волнистого гидравлического прыжка?

25. Как определяется длина гидравлического прыжка в руслах переменного по длине сечения (непризматического русла)? Какие принимаются допущения?

26. Можно ли определить соотношение между сопряженными глубинами в нерасширяющемся призматическом русле? Как изменится при этом расчетная зависимость такого гидравлического прыжка?

27. Как записывается уравнение прыжковой функции при радиальном расширении потока (в плане) в призматическом русле прямоугольного сечения?

**Пример 21.1.** Определить вторую сопряженную глубину и потери удельной энергии в гидравлическом прыжке в призматическом русле прямоугольного поперечного сечения. Расход  $Q = 8 \text{ м}^3/\text{с}$ ; ширина русла  $b = 2,5 \text{ м}$ ; первая сопряженная глубина  $h' = 0,4 \text{ м}$ .

*Решение.* Находим удельный расход  $q = \frac{Q}{b} = 3,2 \text{ м}^3/\text{с}/\text{м}$  и параметр кинетичности  $\Pi_{к1}$ , приняв  $\alpha' = \alpha = 1$ :

$$\Pi_{к1} = \frac{Q}{gb^2(h')^3} = \frac{q}{g(h')^3} = 16,3.$$

Так как  $\Pi_{к1} = 16,3 > 3$ , то гидравлический прыжок — совершенный и вторая сопряженная глубина  $h''$  находится по (21.14):

$$h'' = 0,5h' [\sqrt{1 + 8\Pi_{к1}} - 1] = 0,5 \cdot 0,4 [\sqrt{1 + 8 \cdot 16,3} - 1] = 2,09 \text{ м}.$$

Отношение  $h''/h' = 5,22 > 2$ , т. е. подтверждается, что гидравлический прыжок — совершенный.

Потери удельной энергии определяем по (21.17):

$$h_{\text{тр}} = \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''} = 1,44 \text{ м}.$$

Удельная энергия сечения, соответствующая  $h' = 0,4 \text{ м}$  и

$$v_1 = \frac{q}{h'} = \frac{3,2}{0,4} = 8 \text{ м}/\text{с},$$

равна (при  $\alpha = 1$ )

$$\mathcal{E}_1 = h' + \frac{v^2}{2g} = 0,4 + \frac{8^2}{19,62} = 3,66 \text{ м}.$$

Тогда отношение  $h_{\text{тр}}/\varepsilon_1 = 0,39$ . По графику (см. рис. 21.16) имеем при  $\sqrt{\Pi_{\text{к1}}} = 4,04$  отношение  $h_{\text{тр}}/\varepsilon_1 \approx 0,4$ .

**Пример 21.2.** Определить первую сопряженную глубину гидравлического прыжка в призматическом русле прямоугольного поперечного сечения, если расход  $Q = 200 \text{ м}^3/\text{с}$ ; ширина русла  $b = 25 \text{ м}$ ;  $h'' = 4 \text{ м}$ . Определить также длину гидравлического прыжка.

*Решение.* Находим первую сопряженную глубину  $h'$ , предварительно определив

$$\Pi_{\text{к2}} = \frac{\alpha Q^2}{gb^2 (h'')^3} = \frac{1 \cdot 200}{9,81 \cdot 25 \cdot 4} = 0,102$$

и приняв  $\alpha = \alpha' = 1$ . Так как  $\Pi_{\text{к2}} = 0,102 < 0,375$ , то гидравлический прыжок — совершенный. Тогда по (21.14)

$$h' = 0,5h'' [\sqrt{1 + 8\Pi_{\text{к2}}} - 1] = 0,5 \cdot 4 [\sqrt{1 + 8 \cdot 0,102} - 1] = 0,695 = 0,7 \text{ м.}$$

Отношение  $h''/h' = 5,76 > 2$ .

Определим длину совершенного гидравлического прыжка по различным формулам. Вначале найдем значение  $\Pi_{\text{к1}}$  при  $\alpha = \alpha' = 1$ :

$$\Pi_{\text{к1}} = \frac{q^2}{g (h')^3} = \frac{8^2}{9,81 \cdot 0,695^3} = 19,43.$$

Тогда по формуле (21.21)  $l_{\text{пр}} = 10,3 h' (\sqrt{\Pi_{\text{к1}}} - 1)^{0,81} = 19,32 \text{ м}$ ; по формуле (21.22)  $l_{\text{пр}} = 4 h' \sqrt{1 + 2\Pi_{\text{к1}}} = 17,55 \text{ м}$ ; по формуле (21.23)  $l_{\text{пр}} = 2,5 (1,9 h'' - h') = 17,26 \text{ м}$ ; по формуле (21.25)

$$l_{\text{пр}} = \frac{10 (8 + \sqrt{\Pi_{\text{к1}}})}{\Pi_{\text{к1}}} \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''} = 19,25 \text{ м};$$

так как значение  $\Pi_{\text{к1}} = 19,43$  относится к диапазону  $9 < \Pi_{\text{к1}} < 100$ , то по формуле (21.26б)

$$l_{\text{пр}} = (6,56 - 0,186 \sqrt{\Pi_{\text{к1}}}) (h'' - h') = 18,97 \text{ м.}$$

Получены удовлетворительные результаты: максимальное отклонение от среднего значения  $l_{\text{пр}}$  составляет не более 5,6 %.

**Пример 21.3.** Определить вторую сопряженную глубину гидравлического прыжка в канале прямоугольного сечения, если удельный расход  $q = 30 \text{ м}^2/\text{с}$ ,  $h' = 1 \text{ м}$ . Определить также длину гидравлического прыжка и потери удельной энергии в нем.

*Решение.* Найдем  $\Pi_{\text{к1}}$  при  $\alpha = \alpha' = 1$ :

$$\Pi_{\text{к1}} = \frac{q^2}{g (h')^3} = \frac{30^2}{9,81} = 91,74.$$

Так как  $\Pi_{\text{к1}} > 3$ , то гидравлический прыжок — совершенный и по (21.14)  $h'' = 0,5 h' [\sqrt{1 + 8\Pi_{\text{к1}}} - 1] = 13,05 \text{ м}$ . Отношение  $h''/h' > 2$ .

Определим длину совершенного гидравлического прыжка. По формуле (21.21)  $l_{\text{пр}} = 10,3 h' (\sqrt{\Pi_{\text{к1}}} - 1)^{0,81} = 58,73 \text{ м}$ ; по формуле (21.25)  $l_{\text{пр}} =$

$$= \frac{8 (10 + \sqrt{\Pi_{\text{к1}}}) (h'' - h')^3}{\Pi_{\text{к1}} 4h'h''} = 57,23 \text{ м}; \text{ по формуле (21.26б) } l_{\text{пр}} = (6,56 -$$

$- 0,186 \sqrt{\Pi_{\text{к1}}}) (h'' - h') = 57,68 \text{ м}$ . Как видим, в результате вычисления получены достаточно близкие значения для длины совершенного гидравлического прыжка.

Потери удельной энергии

$$h_{\text{тр}} = \frac{(h'' - h')}{4h'h''} = 33,52 \text{ м.}$$

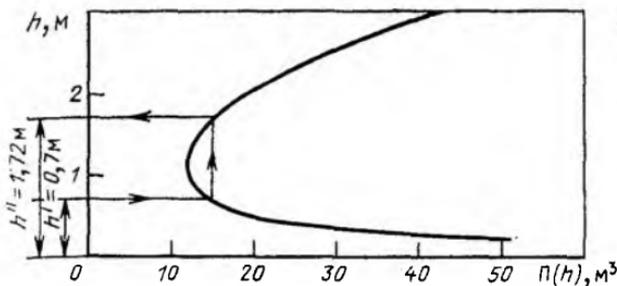


Рис. 21.23

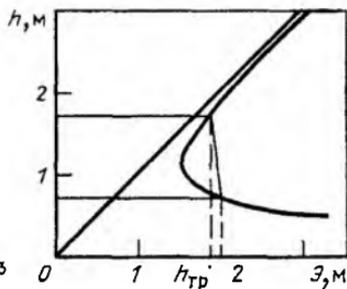


Рис. 21.24

Найдем удельную энергию сечения при глубине, равной  $h'$  (приняв  $\alpha = 1$  приближенно, как и при определении  $\Pi_{к1}$ ):

$$\mathcal{E}_1 = h' + \frac{\alpha v_1^2}{2} = h' + \frac{q^2}{2g(h')^2} = 46,87 \text{ м.}$$

Отношение потерь удельной энергии к удельной энергии равно  $h_{тp}/\mathcal{E}_1 = 0,73$ .

Обращаясь к графику (см. рис. 21.16) при  $\sqrt{\Pi_{к1}} = 9,58$ , получаем примерно такое же отношение.

**Пример 21.4.** Определить вторую сопряженную глубину гидравлического прыжка в канале трапецидального сечения при расходе  $Q = 25 \text{ м}^3/\text{с}$ , ширине канала по дну  $b = 6 \text{ м}$ , коэффициенте откоса  $m = 1,5$ . Первая сопряженная глубина  $h' = 0,7 \text{ м}$ .

*Решение.* Решим задачу двумя способами:

1) с помощью построения графика прыжковой функции. В трапецидальном русле выражение для прыжковой функции имеет вид (21.15), при этом учтено, что для трапеции  $\omega = bh + mh^2 = (b + mh)h$ ;  $h_{ц.т} = \frac{h}{6} \frac{3b + 2mh}{b + mh}$  и тогда

$$\Pi(h) = \frac{\alpha' Q^2}{g\omega} + \omega h_{ц.т} = \frac{\alpha' Q^2}{g(bh + mh^2)} + \frac{h^2}{6} (3b + 2mh).$$

Примем  $\alpha' = 1$ . Результаты вычислений сведем в табл. 21.2.

По данным табл. 21.2 построен график (рис. 21.23). По графику прыжковой функции находим  $h'' = 1,72 \text{ м}$ ;

2) с помощью графиков  $a, б$  (см. П.21.1а).

Вначале определим  $h_{кр}$  для прямоугольного русла с шириной по дну  $b = 6 \text{ м}$  (при  $\alpha = 1$ ):  $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{25^2}{9,81 \cdot 6^2}} = 1,21 \text{ м}$ . Далее отношение  $h'/h_{кр.п} = 0,7/1,21 = 0,578$ . Определим параметр  $z_1 = \frac{mh'}{b} =$

$= \frac{1,5 \cdot 0,7}{6} = 0,175$ . По одному из графиков (см. П.21.1а) по  $h'/h_{кр.п} = 0,578$  и  $z_1 = 0,175$  находим, что  $h''/h' = 2,5$ . Тогда  $h'' = 2,5 h' = 1,75 \text{ м}$ . Отношение  $h''/h' > 2$ , т. е. рассчитываемый гидравлический прыжок — совершенный.

Таблица 21.2

$h, \text{ м}$	$\omega, \text{ м}^2$	$Q^2/(g\omega), \text{ м}^3$	$\omega h_{ц.т} = \frac{h^2}{6} (3b+2mh), \text{ м}^3$	$\Pi(h), \text{ м}^3$
0,2	1,26	50,56	0,124	50,68
0,5	3,38	18,85	0,81	19,66
0,7	4,94	12,91	1,64	14,55
1	7,5	8,49	3,5	11,99
1,3	10,34	6,16	6,17	12,33
1,5	12,38	5,15	8,44	13,59
2	18	3,54	16	19,54
2,5	24,38	2,61	26,56	29,17
3	31,5	2,02	40,5	42,52

Таблица 21.3

$\mathcal{E}_п = h, \text{ м}$	$\omega, \text{ м}^2$	$v = \frac{Q}{\omega}, \text{ м/с}$	$\mathcal{E}_{кин} = \frac{v^2}{2g}$	$\mathcal{E} = h + \frac{v^2}{2g}$
0,2	1,26	19,84	20,06	20,26
0,5	3,38	7,4	2,79	3,29
0,7	4,94	5,06	1,3	2
1	7,5	3,33	0,56	1,56
1,3	10,34	2,42	0,3	1,6
1,5	12,38	2,02	0,21	1,71
2	18	1,39	0,1	2,1
2,5	24,38	1,025	0,05	2,55
3	31,5	0,79	0,03	3,03

Различие между значениями  $h'$ , найденными по графику прыжковой функции и с помощью выполненного выше расчета с использованием П.21.1а, допустимое — менее 2 %.

Определим потери удельной энергии в гидравлическом прыжке из графика удельной энергии сечения. Методика такого определения указанных потерь ясна из рис. 21.2. Построим график удельной энергии сечения (рис. 21.24) при заданных условиях, приняв уклон дна  $i = 0$ . Предварительно выполним необходимые вычисления (табл. 21.3).

Из графика на рис. 21.24 находим, что  $\Delta \mathcal{E}_{пр} = h_{тр} \cong 0,25 \text{ м}$ .

**Пример 21.5.** Определить вторую сопряженную глубину гидравлического прыжка в русле параболического поперечного сечения, если  $Q = 8 \text{ м}^3/\text{с}$ , параметр параболы  $p = 2,5 \text{ м}$ ; первая сопряженная глубина  $h' = 0,4 \text{ м}$ .

*Решение.* Выполним расчет с помощью П.21.1б. Определяем значение функции

$$\theta_1 = 1,93 \frac{\sqrt[4]{p}}{\sqrt{Q}} h' = 0,858 h' = 0,343.$$

По табл. П.21.16 по найденному значению  $\theta_1$  определяем  $\theta_2 = 1.855$ . Тогда

$$h'' = \frac{\theta_2}{1,93 \frac{\sqrt[4]{P}}{\sqrt{Q}}} = \frac{1,855}{0,858} = 2,16 \text{ м.}$$

Отношение  $h''/h' = 5,4 > 2$ , т. е. гидравлический прыжок — совершенный.

## Глава 22

### ВОДОСЛИВЫ

#### 22.1. Классификация водосливов

При возведении в русле какой-либо преграды, в том числе и при стеснении потока только с боков, уровень жидкости в русле повышается. Повышение будет происходить до тех пор, пока через стесненное живое сечение не будет проходить расход воды русла.

Сооружение в преграде, через которое происходит перелив воды, называется водосливом, а движение — истечением через водослив.

Участок потока выше гидротехнического сооружения по течению называется верхним бьефом; ниже гидросооружения располагается нижний бьеф.

Верхняя часть водослива, через которую происходит истечение, называется гребнем (порогом) водослива.

Каждому расходу  $Q$ , пропускаемому через данный водослив, соответствует определенный напор над гребнем водослива.

Геометрический напор над гребнем водослива  $H$  представляет собой разность отметок уровня воды в верхнем бьефе и верхней точки гребня водослива. Отметка уровня верхнего бьефа принимается на некотором удалении ( $l \geq 3H$ ) от водослива (рис. 22.1, б), там, где снижение уровня при истечении через водослив практически несущественно, т. е. не сказывается на количественных результатах расчетов.

Истечение через водослив происходит преимущественно под действием сил тяжести; силы трения и силы поверхностного натяжения не играют определяющей роли в большинстве случаев.

Именно под воздействием напора  $H$ , представляющего собой разность удельной потенциальной энергии на уровне свободной поверхности в верхнем бьефе и на уровне верха порога, происходит истечение через водосливы.

Основными характерными для водосливов параметрами являются:

1) форма порога или профиль водослива — форма продольного (вдоль течения) сечения водослива;

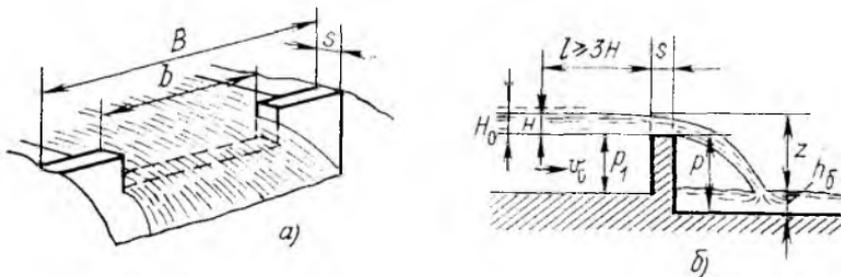


Рис. 22.1

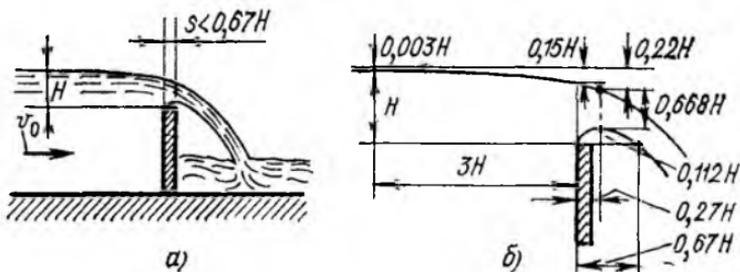


Рис. 22.2

2) ширина отверстий водослива  $b$  (рис. 22.1, а) — длина водосливного фронта (в направлении, перпендикулярном направлению движения переливающейся через водослив жидкости);

3) ширина водослива по верху  $s$  — длина порога (по направлению течения);

4) высота водослива со стороны верхнего бьефа  $p_1$ ;

5) высота водослива со стороны нижнего бьефа  $p$ ;

6) глубина воды в отводящем русле (в нижнем бьефе) в естественных (бытовых) условиях  $h_6$ ;

7) геометрический перепад, т. е. разность уровней в верхнем и нижнем (при глубине  $h_6$ ) бьефах  $z$ ;

8) скорость подхода, т. е. скорость в верхнем бьефе  $v_0$ .

### Классификация водосливов по различным признакам:

I. По форме и относительным размерам продольного (по направлению течения) сечения, т. е. по профилю:

1) водослив с тонкой стенкой. Для такого водослива характерно, что ширина водослива (толщина водосливной стенки)  $s$  не влияет на форму переливающейся струи (рис. 22.2, а). Для вертикальной стенки водослива для этого необходимо, чтобы  $s/H < 0,67$ . Форма и размеры струи в этом случае показаны на рис. 22.2, б. Как видно, нижняя поверхность струи сначала поднимается, а затем опускается и пересекает горизонтальную поверх-

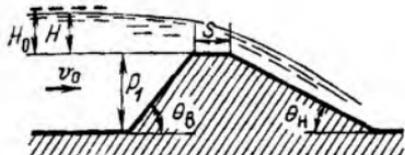


Рис. 22.3

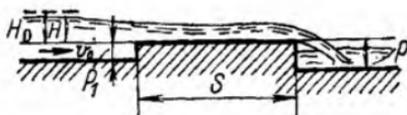
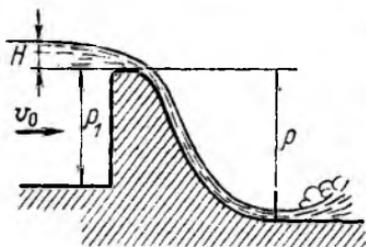
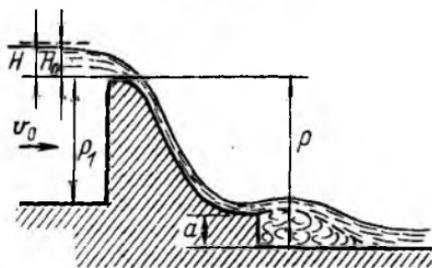


Рис. 22.4



а)



б)

Рис. 22.5

ность, проходящую на отметке острого ребра водослива, на расстоянии  $0,67 H$  от ребра. Поэтому для острого ребра водослива при  $s < 0,67 H$  стенка водослива не влияет на очертание струи. При наклоне стенки и при скруглении ребра водослива верхний предел отношения  $s/H$ , характеризующий водослив с тонкой стенкой, уменьшается.

В связи с возможными колебаниями переливающейся струи для надежной работы таких водосливов толщину водосливной стенки рекомендуют принимать  $s/H < 0,5$ ;

2) водослив практического профиля полигонального очертания (рис. 22.3) с относительной длиной порога (или шириной водослива по верху)  $0,5 \div 0,67 < s/H < 2$ . Понятно, что при  $\theta_b = \theta_n = 90^\circ$  имеем водослив практического профиля прямоугольного очертания;

3) водослив с широким порогом (правильнее было бы говорить «водослив с «длинным» порогом») (рис. 22.4) с горизонтальной поверхностью порога при  $2 < s/H < 10$ . При такой длине потери напора по длине пренебрежимо малы.

В литературе встречаются оценки верхнего предела  $s/H$  от 8 до 12. На водосливе с широким порогом хотя бы в пределах небольшого участка наблюдается плавно изменяющееся движение;

4) водослив практического профиля криволинейного очертания. Верхняя часть гребня (оголовок) и низовая грань имеют плавное очертание, которое часто выполняется в соответствии с несколько откорректированными координатами струи, свободно перетекающей через вертикальную

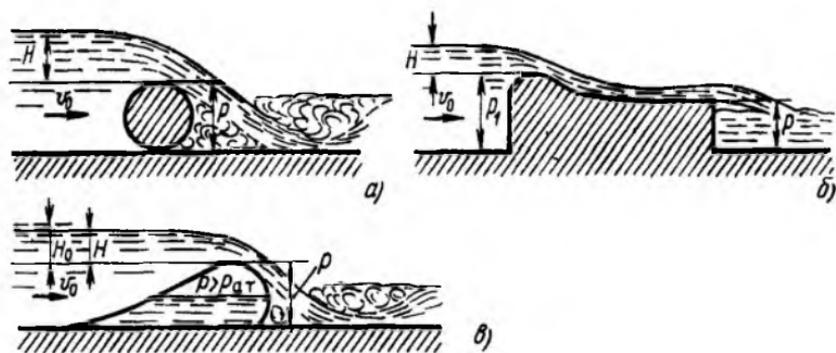


Рис. 22.6

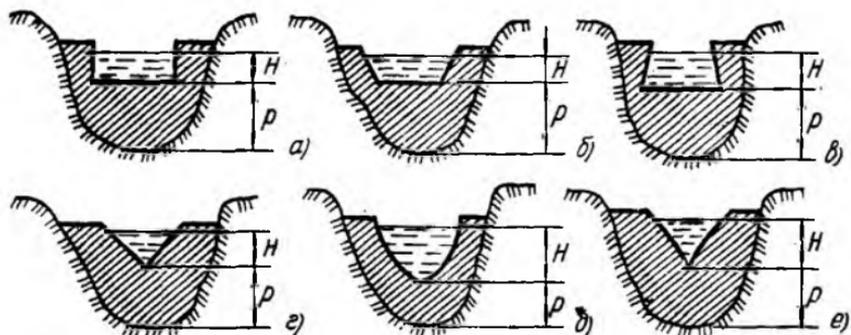


Рис. 22.7

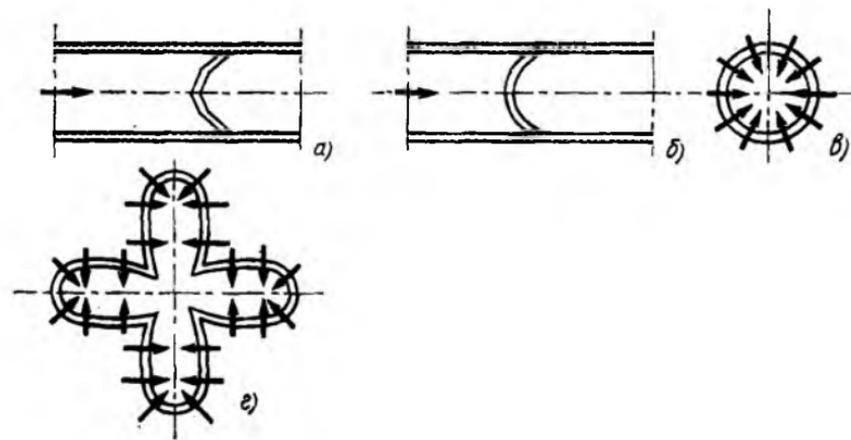


Рис. 22.8

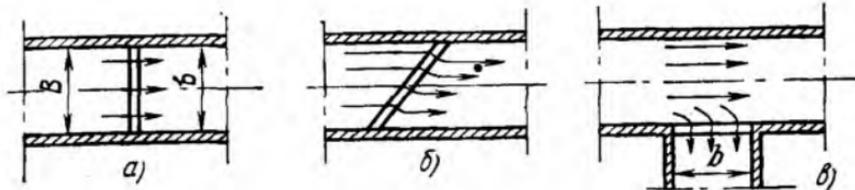


Рис. 22.9

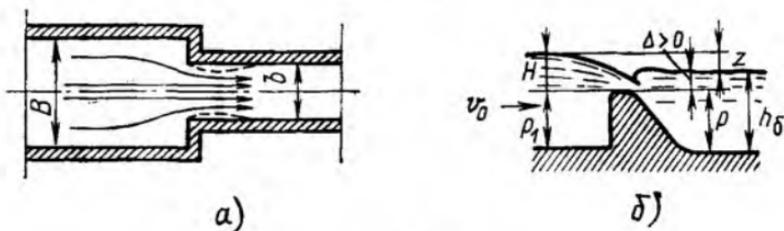


Рис. 22.10

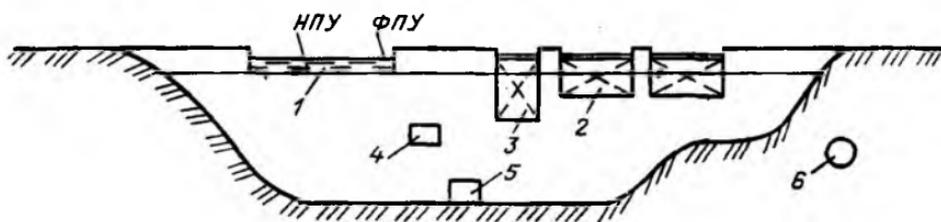


Рис. 22.11

тонкую стенку (рис. 22.5, а). Водослив может также иметь низовой уступ (рис. 22.5, б).

К водосливам этого типа относятся также цилиндрический водослив (рис. 22.6, а), водослив практического профиля распластанного типа (рис. 22.6, б) и наполняемые водой, а иногда и воздухом, водосливы из мягкой синтетической ткани (рис. 22.6, в).

II. По форме отверстия: водосливы с прямоугольными (рис. 22.7, а), трапецеидальными (рис. 22.7, б, в), треугольными (рис. 22.7, г) и криволинейными (рис. 22.7, д, е) отверстиями.

III. По очертанию в плане: водосливы прямолинейные, полигональные (рис. 22.8, а), криволинейные (рис. 22.8, б), замкнутые (рис. 22.8, в, г). Водосливы, очерченные в плане по круговой кривой, обладают особенностью — линии тока обычно направлены к центру по радиусам.

IV. По ориентации к направлению потока: водосливы прямые, нормальные к направлению потока (рис. 22.9, а), косые (рис. 22.9, б), боковые, параллельные направлению потока (рис. 22.9, в).

V. По наличию или отсутствию бокового сжатия (в плане) при истечении: водосливы без бокового сжатия (рис. 22.9, а) и водосливы с боковым сжатием (рис. 22.10, а).

VI. По стеснению потока водосливом в вертикальной плоскости: водосливы с порогом и без порога.

При истечении через подавляющее большинство водосливов с порогом  $p_1 > 0$  происходит сжатие потока в вертикальном направлении, линии тока искривляются и «подтягиваются» снизу к гребню водослива (см. рис. 22.1). Но могут быть и водосливы без порога, т. е.  $p_1 = 0$ . В этом случае истечение через водослив происходит обязательно при наличии бокового сжатия. К такому типу водосливов ( $p_1 = 0$ ) относятся, например, отверстия мостов и других гидротехнических сооружений на мелиоративных системах.

VII. По влиянию нижнего бьефа на истечение через водослив: водосливы неподтопленные (см., например, рис. 22.1, 22.4, 22.5), когда уровень нижнего бьефа не влияет на расход или напор водослива; водосливы подтопленные (рис. 22.10, б), когда уровень нижнего бьефа влияет на расход, переливающийся через водослив, или напор. В последнем случае при неизменном значении напора расход, пропускаемый через водослив, меньше, чем в условиях, когда подтопление отсутствует.

Кроме поверхностных водосливов 1—3 могут применяться донные 5 и глубинные 4 водосбросные отверстия (рис. 22.11). При этом поверхностные отверстия могут быть нерегулируемыми (1), т. е. без затворов: отметка их гребня (порога) располагается на отметке нормального подпорного уровня (НПУ), и регулируемыми (2, 3), снабженными затворами. Отметка порога регулируемых отверстий располагается ниже НПУ. Кроме того, устраиваются и туннели 6.

Ширина пролета и высота водопропускного отверстия регламентируются (см. табл. П.22.1). При этом высота поверхностного отверстия — это расстояние по вертикали от уровня воды в верхнем бьефе до отметки порога; для донного и глубинного отверстий высота — это вертикальный размер от верхней кромки отверстия до его порога.

## 22.2. Формула расхода водослива

Многочисленные эксперименты показывают, что расход  $Q$ , проходящий через неподтопленные водосливы, зависит от длины водосливного фронта (ширины водослива)  $b$ , напора над гребнем во-

дослива  $H$ , скорости подхода  $v_0$ , ускорения свободного падения  $g$ , т. е.

$$Q = f(b, g, H_0),$$

где  $H_0 = H + \alpha_0 v_0^2 / 2g$  — напор с учетом скорости подхода.

Для отыскания формулы расхода водослива применим анализ размерностей. Запишем

$$Q = cb^x g^y H_0^z, \quad (22.1)$$

где  $c$  — безразмерный коэффициент пропорциональности, отражающий профиль водослива (водослив с широким порогом, практического профиля, с тонкой стенкой).

Размерность обеих частей уравнения (22.1) должна быть одинаковой, так как учтены все факторы, влияющие на  $Q$ .

Совершенно очевидно (и это подтверждается данными экспериментов), что расход  $Q$  пропорционален ширине водослива  $b$  в первой степени. Тогда  $x = 1$ .

Отсюда

$$[L^3 T^{-1}] = [L] [L T^{-2}]^y [L]^z.$$

Приравниваем показатели при  $L$  и  $T$  и получаем систему двух уравнений с двумя неизвестными

$$\left. \begin{aligned} 3 &= 1 + y + z; \\ -1 &= -2y. \end{aligned} \right\}$$

Решая ее, получаем  $y = 0,5$ ;  $z = 1,5 = 3/2$ . Тогда

$$Q = cb \sqrt{g} H_0^{3/2} = \frac{c}{\sqrt{2}} b \sqrt{2g} H_0^{3/2}.$$

Обозначив  $c/\sqrt{2} = m$ , получим уравнение неподтопленного водослива любого профиля

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2}. \quad (22.2)$$

Коэффициент  $m$  называется коэффициентом расхода водослива.

Часто при расчетах удобнее учитывать скорость подхода  $v_0$  не в  $H_0$ , как это сделано в (22.2), а в коэффициенте расхода. Тогда

$$\begin{aligned} Q &= mb \sqrt{2g} \left( H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} \right)^{3/2} = \\ &= mb \sqrt{2g} H^{3/2} \left( 1 + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2gH} \right)^{3/2}. \end{aligned}$$

Обозначим

$$m_0 = m \left( 1 + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2gH} \right)^{3/2}, \quad (22.3)$$

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (22.4)$$

Коэффициенты расхода  $m$  и  $m_0$  — безразмерные параметры, отражающие конструктивные особенности водосливов.

В формуле (22.4) скорость подхода учтена в коэффициенте расхода  $m_0$ , о чем свидетельствует индекс нуль. Из совместного рассмотрения (22.2) и (22.4) видно, что

$$m/m_0 = (H/H_0)^{3/2}. \quad (22.5)$$

Выразим коэффициент расхода  $m$  через  $m_0$ . Предварительно введем безразмерное отношение  $\epsilon_0 = bH/\Omega_{в.б.}$ , где  $\Omega_{в.б.}$  — площадь живого сечения потока в верхнем бьефе вдали от водослива.

Степень сжатия живого сечения потока характеризуется  $\epsilon_0$ . Тогда

$$H_0 = H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = H \left( 1 + \frac{\alpha_0 Q_0^2}{2g \Omega_{в.б.}^2 H} \right).$$

Подставив значение расхода из (22.4), найдем, что

$$H/H_0 = 1 + \alpha_0 \epsilon_0^2 m_0^2.$$

Далее, обращаясь к (22.5), получим

$$m = \frac{m_0}{(1 + \alpha_0 \epsilon_0^2 m_0^2)^{3/2}}. \quad (22.6)$$

Для подтопленного водослива, когда уровень нижнего бьефа влияет на истечение через водослив, в формулы (22.2) и (22.4) вводится безразмерный коэффициент подтопления  $\sigma_n < 1$ . Тогда расход через подтопленный водослив определится как

$$Q = \sigma_n m b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (22.7)$$

или

$$Q = \sigma_n m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (22.8)$$

Очевидно, что при отсутствии подтопления  $\sigma_n = 1$  и формулы (22.7) и (22.8) превращаются соответственно в (22.2) и (22.4).

Аналогично тому, как это было показано в § 10.3, при  $\frac{\Omega_{в.б.}}{bH} > 4$ , что соответствует  $\frac{p_1 + H}{H} > 4$  при отсутствии бокового сжатия, можно принимать с достаточной точностью в расчетах расхода через водослив  $H_0 = H$ .

### 22.3. Водосливы с тонкой стенкой (с острым ребром)

Водосливы с тонкой стенкой чаще всего применяются в качестве мерных водосливов, служащих для определения расхода. При истечении через вертикальный прямоугольный неподтопленный водослив с тонкой стенкой без бокового сжатия возможны разные формы струй. В том случае, когда в пространство между струей и стенкой обеспечен доступ воздуха в достаточном количестве и давление вокруг струи равно атмосферному, струя называется свободной (рис. 22.12, а). Водослив с указанными выше признаками называется с о в е р ш е н н ы м (иногда его называют н о р м а л ь н ы м).

При отсутствии доступа воздуха под струю возможны следующие формы струи:

п о д ж а т а я (в сторону водосливной стенки) с т р у я , н е п о д т о п л е н н а я с н и ж н е г о б ь е ф а (рис. 22.12, б). Давление под струей меньше атмосферного, т. е. имеется вакуум и уровень воды поднимается выше уровня в нижнем бьефе, но в подструйном пространстве еще имеется воздух;

п о д ж а т а я п о д т о п л е н н а я с т р у я (рис. 22.12, в) — наблюдается, когда весь воздух унесен потоком и подструйное пространство полностью заполнено водой. Давление под струей (при прочих равных условиях) еще меньше, чем в предыдущем случае;

п р и л и п ш а я с т р у я (рис. 22.12, г).

Истечение при отсутствии доступа воздуха, особенно в первом и последнем случаях, отличается неустойчивостью. В каждом случае гидравлический прыжок в нижнем бьефе (если  $h_6 > h_{кр}$ ) мо-

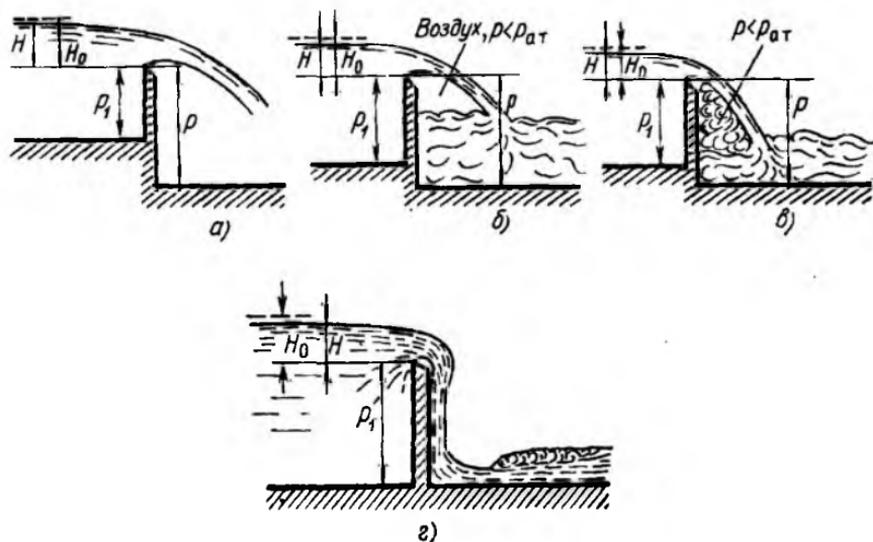


Рис. 22.12

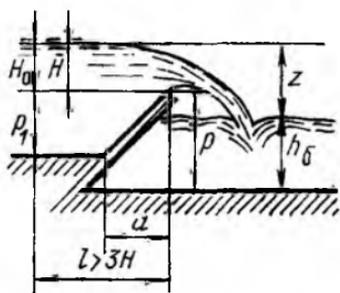


Рис. 22.13

жет быть как отогнанным, так и надвинутым.

Рассмотрим случай истечения через совершенный водослив со свободной струей. Расход, проходящий через совершенный водослив, как и через любой неподтопленный водослив, может быть определен (по 22.4):

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}.$$

При известных коэффициенте расхода  $m_0$ , ширине  $b$  и измеренном напоре  $H$  однозначно определяем расход  $Q$ .

Коэффициент расхода  $m_0$  совершенного водослива зависит от условий подхода потока к водосливу, которые изменяются с изменением относительного напора  $H/p_1$ , от распределения скорости на подходе, т. е. в сечении, где измеряется напор, от поверхностного натяжения жидкости. Для определения коэффициента  $m_0$  могут быть использованы эмпирические формулы (при  $\frac{p_1}{H} \geq 0,5$  и  $H \geq 0,1$  м) Базена

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + p_1}\right)^2\right] \quad (22.9)$$

или Ребока

$$m_0 = 0,403 + 0,053 \frac{H}{p_1} + \frac{0,0007}{H}.$$

Рекомендуется также формула

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{p_1}.$$

Члены  $0,003/H$  и  $0,0007/H$  учитывают влияние поверхностного натяжения, значения напора  $H$  в них — в метрах.

Второй сомножитель (в квадратных скобках) в формуле (22.9) учитывает влияние скорости подхода  $v_0$ .

Для того чтобы ошибка при определении расхода с помощью совершенного водослива составляла не более 1 %, необходимо, чтобы  $b$ ,  $p_1$  и  $H$  находились в следующих экспериментально изученных диапазонах:  $0,2 \text{ м} < b < 2 \text{ м}$ ;  $0,24 \text{ м} < p_1 < 1,13 \text{ м}$ ;  $0,05 \text{ м} < H < 1,24 \text{ м}$ . При  $H \leq (0,05 + 0,07) \text{ м}$  струя становится прилипшей и явление перестает соответствовать истечению через совершенный водослив.

Значение коэффициента расхода  $m_0$  по формуле (22.9) изменяется от 0,409 до 0,49.

Для наклонного неподтопленного водослива без бокового сжатия (рис. 21.13) со свободной струей расход определяется по (22.4) с введением поправочного коэффициента  $k_n$ , принимаемого по табл. 22.1.

Таблица 22.1

Наклон стенки	Поправочный коэффициент $k_H$ в зависимости от отношения $a/p_1$								
	0	1/3	2/3	1	2/1	4/1	5/1	7/1	8/1
В сторону нижнего бьефа	1	1,05	1,09	1,11	1,13	1,1	1,09	1,07	1,06
В сторону верхнего бьефа	1	0,96	0,93	0,91	—	—	—	—	—

#### 22.4. Боковое сжатие и подтопление водосливов с тонкой стенкой

В условиях бокового сжатия, когда ширина водослива  $b$  меньше ширины подводящего русла  $B$  (см. рис. 22.10), расход будет меньше, чем через совершенный водослив, при одних и тех же значениях  $H$  и  $b$ .

Для его определения по (22.4) вводится поправка к коэффициенту расхода  $m_0$ . В результате экспериментов Эгли предложена зависимость

$$m_{oc} = \left( 0,405 + \frac{0,003}{H} - 0,03 \frac{B-b}{B} \right) \times \left[ 1 + 0,55 \left( \frac{b}{B} \right)^2 \left( \frac{H}{H+p_1} \right) \right]. \quad (22.10)$$

Очевидно, что коэффициент расхода в условиях бокового сжатия меньше, чем  $m_0$  совершенного водослива, т. е.  $m_{oc} < m_0$ .

Подтопление водослива с тонкой стенкой определяется положением уровня воды в нижнем бьефе относительно ребра водослива и характером сопряжения переливающегося через водослив потока с потоком в нижнем бьефе, которое может происходить в форме гидравлического прыжка (если в нижнем бьефе бытовая глубина  $h_6 > h_{кр}$ ), который может быть в предельном положении, надвинут или отогнан. Если в нижнем бьефе  $h_6 < h_{кр}$  (бурное состояние потока), гидравлического прыжка не будет.

Рассмотрим наиболее распространенные случаи, когда  $h_6 > h_{кр}$  (спокойное состояние потока в отводящем русле).

Водослив с тонкой стенкой подтоплен, если уровень воды в нижнем бьефе выше отметки ребра водослива, т. е.  $h_6 > p$ , и сопряжение в нижнем бьефе происходит в форме надвинутого гидравлического прыжка (рис. 22.14, 22.15, б). На рис. 22.15, а гидравлический прыжок, возникающий в месте падения струи, т. е. в предельном положении, показан пунктирной линией.

Форма сопряжения в нижнем бьефе зависит от значения относительного перепада  $z/p$  (рис. 22.15). При некотором значении  $z/p =$

$= (z/p)_к$  возникает прыжок в предельном положении, т. е. в месте встречи переливающегося через водослив потока с дном нижнего бьефа. Значение  $(z/p)_к$  определяется по графику на рис. 22.16 как функция отношения известных величин  $H/p$ . Если фактическое отношение (в условиях данного расчета)  $z/p > (z/p)_к$ , гидравлический прыжок отогнан. Если  $(z/p) < (z/p)_к$ , гидравлический прыжок надвинут. Если при этом  $h_б > p$ , рассматриваемый водослив подтоплен.

Подробный расчет сопряжения переливающегося через водослив потока с потоком в нижнем бьефе будет дан в § 22.11 и в гл. 24.

При надвинутом гидравлическом прыжке, но в случае с  $h_б < p$ , водослив не подтоплен. Водослив не подтоплен также, если  $h_б > p$ , а гидравлический прыжок отогнан. По Базену коэффициент подтопления определяется по следующей формуле (при  $0,15 \leq H/p \leq 1,9$  и  $0 < \Delta/p \leq 1,6$ ):

$$\sigma_n = 1,05 (1 + 0,2\Delta/p) \sqrt[3]{z/H}, \quad (22.11)$$

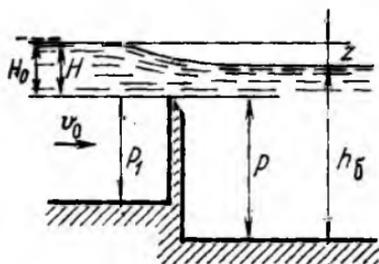


Рис. 22.14

где  $\Delta = h_б - p$  — превышение уровня воды в нижнем бьефе над отметкой (верхом) ребра водослива (рис. 22.14).

При  $0,15 \leq H/p < 0,25$  и  $0 \leq \Delta/p < 0,03$  коэффициент перед скобкой в (22.11) равен единице. Расход в данном случае определяется по (22.8).

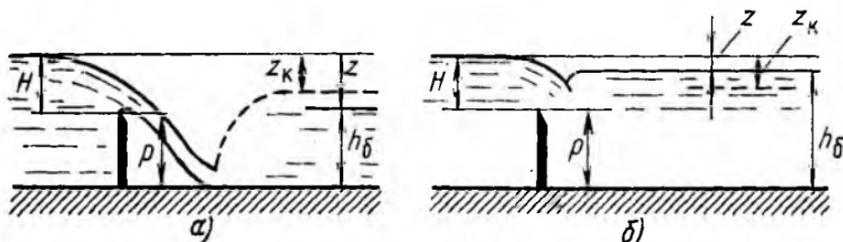


Рис. 22.15

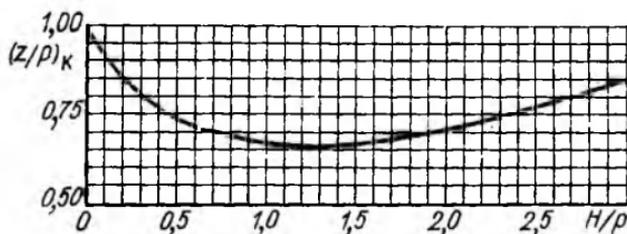


Рис. 22.16

## 22.5. Водосливы-водомеры

Для измерения расхода помимо водосливов с тонкой стенкой, имеющих прямоугольный вырез, применяют также другие водосливы с тонкой стенкой. При правильно запроектированном и установленном водосливе-водомере точность измерения расходов довольно высока.

Основные требования к установке водосливов-водомеров заключаются в следующем: водосливы должны устанавливаться на прямолинейных участках каналов или лотков; должен быть обеспечен свободный доступ воздуха под переливающейся через водослив струей; порог водослива следует располагать выше отметки максимального уровня в нижнем бьефе, с тем чтобы водослив не мог быть подтоплен, и т. д. Требования к установке и к применению водосливов-водомеров в полном объеме определяются специальными инструкциями.

Рассмотрим основные виды водосливов-водомеров.

**Треугольный водослив с тонкой стенкой (с острым ребром)** (рис. 22.17). Для неподтопленного треугольного водослива

$$Q = m_0 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \sqrt{2g} H^{5/2}. \quad (22.12)$$

По опытам Томсона для треугольного водослива при  $\theta = 90^\circ$  и  $H = (0,05 \div 0,25)$  м получено

$$m_0 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} = 0,316.$$

Тогда из (22.12) для данного водослива, называемого водосливом Томсона, при  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup> имеем

$$Q = 1,4H^{5/2}. \quad (22.13)$$

При измерениях рекомендуется, чтобы  $p \geq 0,2$  м;  $v_0 < 0,5$  м/с.

**Параболический водослив с тонкой стенкой.** Такие водосливы очерчены по параболической кривой (в плоскости YOZ, т. е. поперек течения)  $y^2 = 2\rho_n z$ , где  $\rho_n$  — параметр параболы.

Уравнение расхода через параболический водослив с тонкой стенкой имеет вид

$$Q = m_0 \sqrt{2g} \sqrt{\rho_n} H^2. \quad (22.14)$$

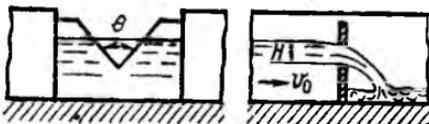


Рис. 22.17

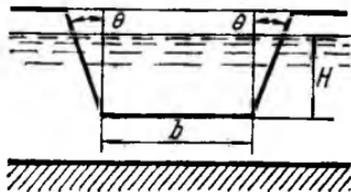


Рис. 22.18

По опытам Гриве, проведенным при  $0,0025 \text{ м} < p_n < 0,05 \text{ м}$  и  $0,03 \text{ м} < H < 0,6 \text{ м}$ , коэффициент расхода неподтопленного параболического водослива с тонкой стенкой равен  $m_0 = 0,625$ .

Для параболического водослива  $M = m_0 \sqrt{2g} \sqrt{p_n}$  — величина постоянная и равная при  $m_0 = 0,625$  и  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ ,  $\text{м/с}$ ,

$$M = 2,768 \sqrt{p_n}.$$

Тогда расход через неподтопленный параболический водослив с тонкой стенкой,  $\text{м}^3/\text{с}$ , равен

$$Q = MN^2. \quad (22.15)$$

Как треугольный, так и параболический водослив обеспечивает высокую точность при определении расходов. Параболический водослив может также применяться и в узких лотках.

**Трапецидальные водосливы с тонкой стенкой (рис. 22.18).** Расход через такие водосливы определяется по (22.4) с учетом угла наклона боковых ребер водослива  $b$  и коэффициента расхода  $m_0$ .

Для неподтопленного водослива в виде равнобедренной трапеции с  $\text{tg } \theta = 0,25$  ( $\theta = 14^\circ$ ) по исследованиям Чиполетти коэффициент  $m_0 = 0,42$  независимо от значения напора. Тогда для водослива Чиполетти при  $g = 9,81 \text{ м/м}^2$  имеем расход,  $\text{м}^3/\text{с}$ ,

$$Q = 1,86bH^{3/2}. \quad (22.16)$$

При измерениях рекомендуется, чтобы  $H = (0,05 \div 1,0) \text{ м}$ ;  $b = (3 \div 4) H$ ;  $v_0 \leq 0,5 \text{ м/с}$ .

Для неподтопленного водослива с  $\text{tg } \theta = 1$ , по данным А. И. Иванова, при  $v_0 < 0,6 \text{ м/с}$  имеем расход,  $\text{м}^3/\text{с}$ ,

$$Q = 1,86 \frac{b + H}{b + 0,25H} bH^{3/2}.$$

Водосливы должны иметь высоту  $p_1 > 0$ , чтобы на подходе к отверстию достигалось сжатие потока по вертикали.

## 22.6. Истечение через водосливы с широким порогом

Водослив с широким порогом представляет большой интерес в связи с тем, что по типу такого водослива работают многие гидротехнические сооружения.

Изучение водослива с широким порогом началось более 150 лет назад. Сначала Беланже (1828 г.) получил решение для водослива с широким порогом, исходя из предложенного им постулата о максимуме расхода, т. е. на пороге водослива устанавливается такая глубина, при которой (при прочих равных условиях) через водослив проходит максимальный расход. При этом Беланже нашел, что глубина на пороге  $h = \frac{2}{3} H_0$ , а коэффициент расхода  $m =$

$$= 0,385 \varphi \left( \varphi - \text{коэффициент скорости, } \varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \Sigma \zeta}} \right) \text{ [см. (10.5a)].}$$

Б. А. Бахметев (1912 г.) исходил из постулата о минимуме энергии, т. е. на водосливе с широким порогом должна устанавливаться глубина  $h = h_{кр}$ , при которой удельная энергия сечения достигает минимального значения:

$$h = \frac{2\varphi^3}{1 + 2\varphi^2} H_0; \quad m = 2 \left( \frac{\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} \right)^{3/2}$$

Если принять  $\varphi = 1$  (идеальный случай отсутствия потерь и  $\alpha = 1$ ), тогда

$$h = \frac{2}{3} H_0; \quad m = 0,385.$$

Исследованиями советских ученых установлено, что истечение через водослив с широким порогом — гораздо более сложное явление, чем предполагалось ранее. Движение на водосливе с широким порогом часто происходит в условиях, когда кривизна линий тока существенно влияет на истечение и на его количественные характеристики. В пределах одного и того же водослива с широким порогом могут быть участки, где избыточное давление больше, чем  $\rho gh$ , и участки, где давление меньше  $\rho gh$  ( $h$  — глубина в данном сечении).

Условия подтопления водосливов с широким порогом отличаются от условий подтопления водосливов других типов.

### 22.7. Неподтопленный водослив с широким порогом без бокового сжатия

Уравнение расхода. Несмотря на сложную форму движения воды на пороге (рис. 22.19, а, б) можно выделить ряд сечений, в которых кривизна свободной поверхности пренебрежимо

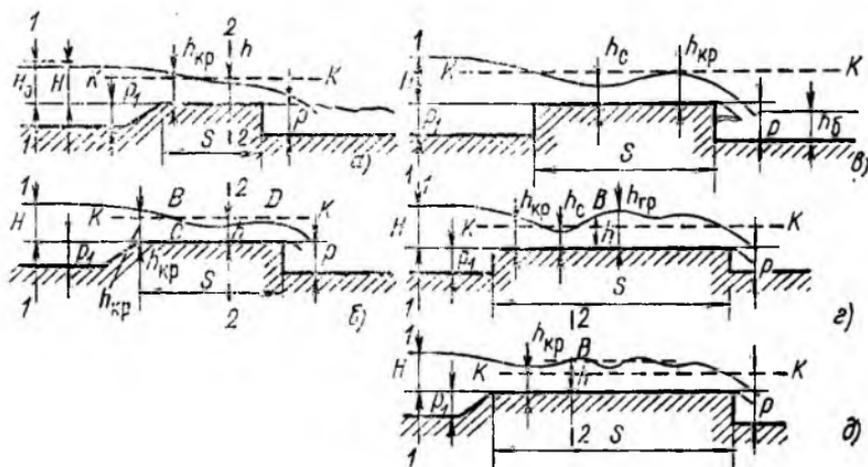


Рис. 22.19

мала (например участок  $CD$  на рис. 22.19, б) или может считаться равной нулю, например в сечении, проходящем через точку  $B$ , где кривизна меняет знак (рис. 22.19, б, г, д). В этих сечениях давление распределяется по гидростатическому закону. Следовательно, можно применить уравнение Бернулли для сечений с плавно изменяющимся движением перед водосливом 1—1 и на пороге водослива 2—2 (рис. 22.19), где глубина  $h$  в этом сечении пока не известна. Плоскость сравнения совпадает с поверхностью порога. Тогда

$$H_0 = h + \frac{\alpha v^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g},$$

где  $h$ ,  $\alpha$  и  $v$  относятся к сечению на пороге (даем их без индекса 2, обозначающего номер сечения).

Определим скорость в этом сечении:

$$v = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h)}, \quad (22.17)$$

где  $\varphi = 1/\sqrt{\alpha + \Sigma \zeta}$  — коэффициент скорости, и тогда расход водослива

$$Q = \omega v = \varphi \omega \sqrt{2g(H_0 - h)}, \quad (22.18)$$

где  $\omega$  — площадь живого сечения с глубиной  $h$  на гребне водослива с широким порогом.

Для водослива с прямоугольным поперечным сечением шириной  $b$  формула расхода запишется в виде

$$Q = \varphi b h \sqrt{2g(H_0 - h)}. \quad (22.19)$$

Удельный расход равен

$$q = \varphi h \sqrt{2g(H_0 - h)}. \quad (22.20)$$

В уравнениях (22.19) и (22.20) имеется не известная пока глубина на пороге. Преобразуем уравнение (22.19). Введем относительную глубину на пороге  $k = h/H_0$ . Тогда из (22.19) имеем

$$Q = \varphi k \sqrt{1 - k} b \sqrt{2g} H_0^{3/2}.$$

Отсюда уравнение (22.19) принимает вид, полностью совпадающий с общим уравнением водосливов (22.2):

$$Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где безразмерный коэффициент расхода неподтопленного водослива с широким порогом равен

$$m = \varphi k \sqrt{1 - k}. \quad (22.21)$$

При площади живого сечения верхнего бьефа (в сечении 1—1)  $\Omega_{вб} > 4bH$  скоростью подхода  $v_0$  можно пренебречь и считать  $H_0 = H$ :

$\varphi$	0,94	0,96	0,97	0,98	1
$m$	0,3	0,32	0,34	0,36	0,385

Значения коэффициентов  $m$  и  $\varphi$ . Из формулы (22.17) имеем

$$\frac{v^2}{gh} = 2\varphi^2 \left( \frac{H_0}{h} - 1 \right) = 2\varphi^2 \left( \frac{1}{k} - 1 \right).$$

Так как  $v^2/gh = P_k$ , то

$$k = \frac{2\varphi^2}{P_k + 2\varphi^2}.$$

Обращаясь к (22.21), запишем  $m = f(\varphi, P_k)$ . Эксперименты показывают, что при движении через водослив решающее влияние на коэффициент  $m$  оказывают сопротивления, отражаемые коэффициентом скорости  $\varphi$ . Эти сопротивления для неподтопленного водослива зависят от относительной высоты входного порога  $p_1/H$ , формы порога на входе, бокового сжатия, формы входа в плане и относительного напора  $H/b$ .

В «Рекомендациях по гидравлическому расчету водосливов»<sup>1</sup> рассмотрены различные случаи движения на водосливе с широким порогом, а также на других водосливах и приводятся таблицы значений  $m$  и  $\varphi$ . В табл. П.22.2 приведены данные только для водослива с широким порогом без бокового сжатия по результатам исследований, выполненных Д. И. Куминым.

Максимальное значение  $m$  соответствует идеальному случаю, когда нет потерь,  $\zeta = 0$ ,  $\alpha = 1$  и  $\varphi = 1$ . С уменьшением  $\varphi$  значения коэффициента  $m$  уменьшаются (табл. 22.2).

Для неплавных очертаний входа и при отсутствии бокового сжатия коэффициент расхода  $m$  можно также определить по формуле В. В. Смыслова

$$m = 0,30 + 0,08/(1 + p_1/H).$$

Обратим внимание на то, что коэффициенты  $m_0$  незатопленных водосливов с широким порогом без бокового сжатия изменяются в пределах примерно от 0,3 до 0,38, т. е. примерно в 1,3 раза меньше коэффициентов расхода совершенного водослива с тонкой стенкой.

Глубина на пороге. Глубину на пороге в сечениях, где кривизна линии свободной поверхности пренебрежимо мала,

<sup>1</sup> Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Ч. 1, 2. Л., ВНИИГ, 1974; 1975.

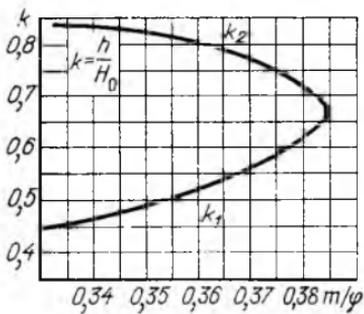


Рис. 22.20

между собой:  $k_1 = k_2 = 2/3$ . Реальное значение корня уравнения (22.22) соответствует конкретной схеме движения воды на пороге данного водослива.

На рис. 22.20 представлена зависимость действительных корней уравнения (22.22) от отношения  $m/\varphi$ . Если иметь в виду схему движения на водосливе с широким порогом, показанную на рис. 22.22, б, то при изменении  $m$  от 0,3 до 0,38 значение  $k_1$  изменится от 0,42 приблизительно до 0,6.

## 22.8. Неподтопленный водослив с широким порогом с боковым сжатием

При боковом сжатии при входе на водослив с широким порогом линии тока (в плане) искривляются. При неплавном очертании входа в плане может произойти сжатие потока непосредственно в пределах входной части (рис. 22.21), образуется сжатое сечение  $C-C$ , затем поток расширяется и в сечении  $D-D$  (на рисунке не показаны) занимает всю область (в плане). В связи с боковым сжатием происходят дополнительные потери энергии, особенно на участке расширения потока за сжатым сечением. Коэффициент скорости  $\varphi$  и коэффициент расхода  $m$  водослива при боковом сжатии уменьшаются по сравнению с истечением через водослива без бокового сжатия. Отметим, что боковое сжатие происходит и в случае, если ширина по дну подводящего русла (канала) равна ширине водослива с широким порогом, а площадь живого сечения в подводящем канале больше, чем площадь живого сечения на пороге водослива. Для этого достаточно, чтобы при равенстве указанных ширин площадь живого сечения в подводящем русле была больше площади живого сечения во входном сечении водослива.

Расход через неподтопленный водослив с широким порогом с боковым сжатием определяется по общему уравнению водосливов (22.2)

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

можно вычислить, пользуясь зависимостью (22.21), откуда

$$k^3 - k^2 + (m\varphi)^2 = 0. \quad (22.22)$$

Полученное уравнение имеет два действительных корня  $k_1$  и  $k_2$ , причем соответствующие им значения глубин

$$h_1 = k_1 H_0 < h_{кр} \quad \text{и} \quad h_2 = k_2 H_0 > h_{кр}.$$

При  $m/\varphi = 0,385$ , т. е. в идеальном случае — при отсутствии потерь и при  $\varphi = 1$ , значения  $k_1$  и  $k_2$  равны

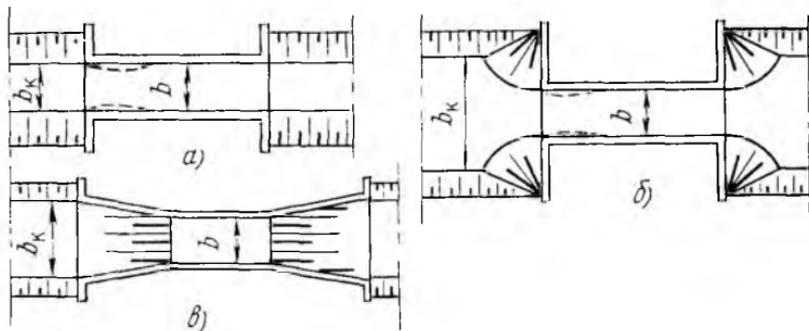


Рис. 22.21

при этом значения коэффициента расхода  $m$  должны соответствовать конкретным условиям бокового сжатия.

Для водосливов с широким порогом при  $p_1 = 0$  и  $H/b \leq 2$  коэффициенты расхода в условиях бокового сжатия приведены в табл. П.22.3.

Для определения коэффициентов расхода можно также использовать формулы В. В. Смыслова:

для водослива с неплавным входом по типу, показанному на рис. 22.21, а (обратные вертикальные стенки на входе),

$$m = 0,3 + 0,08 \frac{bH}{\Omega_{в. б}};$$

при сопряжении на входе по типу конусов (рис. 22.21, б)

$$m = 0,3 + \frac{0,08}{1 + 2b \operatorname{ctg} \theta},$$

где  $\theta$  — угол при основании конуса;  $\operatorname{ctg} \theta$  — коэффициент откоса; при входе, выполненном в виде сходящихся в плане под углом менее  $25^\circ$  вертикальных стенок (раструб, рис. 22.21, в), или при входе в виде других плавных очертаний

$$m \approx 0,35 \div 0,36.$$

## 22.9. Подтопленный водослив с широким порогом

Водосливы с широким порогом часто работают в условиях, когда нижний бьеф влияет на расход, проходящий через водослив, т. е. работают как подтопленные водосливы.

Водосливы с широким порогом существенно отличаются от других водосливов тем, что подтопление водослива с широким порогом наступает лишь после того, как уровень воды в нижнем бьефе поднимется над порогом выше определенного предела. Этот предел, при котором наступает подтопление водослива, оценивается определенным значением отношения  $\Delta/H_0$ , где  $\Delta$  — превышение уровня

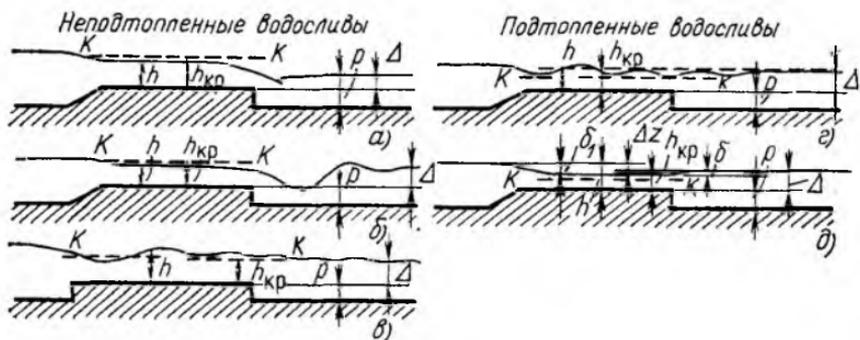


Рис. 22.22

воды в нижнем бьефе над порогом водослива,  $\Delta = h_6 - \rho$ . Только после того, как  $\Delta/H_0$  превысит определенное значение, которое будет указано ниже, начинается влияние подтопления на расход (или напор, если расход должен быть постоянным, увеличится  $H$ ).

На рис. 22.22 показана последовательная смена установившихся форм движения на пороге изучаемого водослива (при неизменной его ширине) при разных уровнях в нижнем бьефе.

В первых трех случаях (рис. 22.22, а—в) на пороге имеются участки потока в бурном состоянии с глубинами, меньшими  $h_{кр}$ . Истечение через водослив является неподтопленным, уровень нижнего бьефа не влияет на расход водослива. Ниже водослива сопряжение с потоком в нижнем бьефе происходит в виде гидравлического прыжка (вначале надвинутого, затем поверхностного и, наконец, волнистого). Последовательность гидравлических прыжков соответствует порядку расположения рисунков.

На рис. 22.22, г, д представлены схемы движения через подтопленные водосливы. Во всей области движения глубины больше  $h_{кр}$ , поток находится в спокойном состоянии. При этом в начале подтопления (рис. 22.22, г) движение характеризуется образованием волн на пороге (при спокойном состоянии потока). По мере увеличения степени подтопления, т. е. увеличения  $\Delta/H_0$ , такая схема движения сменяется схемой, представленной на рис. 22.22, д. Поверхность воды на пороге почти горизонтальна, образуются два перепада свободной поверхности. Первый перепад  $\delta_1$  определяет скорость на пороге, а второй — перепад на выходе с порога водослива  $\delta$  — появляется в связи с переходом части кинетической энергии в потенциальную, ибо  $v_{н. б} < v$  ( $v_{н. б}$  — средняя скорость в нижнем бьефе,  $v$  — средняя скорость на пороге). Перепад  $\delta$  называется перепадом восстановления. Его необходимо учитывать при расчетах подтопленных водосливов с широким порогом.

Рассмотрение схем истечения воды через водослив с широким порогом (рис. 22.22) показывает, что за начало подтопления можно

Таблица 22.3

$m$	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,385
$\varphi_{\Pi}$	0,76; 0,78*	0,84	0,90	0,96	0,99	1
$k_2$	1	0,88	0,84	0,81	0,72	0,667
$\varphi_{\Pi}/m$	2,53; 2,6*	2,625	2,65	2,67	2,61	2,6

\* При  $h/H_0 < 0,95$ .

принять состояние, когда произойдет подтопление сжатого сечения, что наблюдается при глубине  $h$ , равной  $\Delta$ , т. е. когда  $\Delta/H_0 = h/H_0 = k_2$ , где  $k_2$  — корень уравнения (22.22). Следовательно, водослив с широким порогом будет неподтопленным до тех пор, пока  $\Delta/H_0 \leq k_2$ . При  $\Delta/H_0 > k_2$  водослив с широким порогом подтоплен.

Исследования подтопления водослива с широким порогом с учетом перепада восстановления позволяют приближенно считать, что указанный водослив подтоплен, если:

при плавном входе на порог  $\Delta/H_0 > 0,75$ ;

при неплавном входе на порог  $\Delta/H_0 > 0,85$ .

Значения коэффициента скорости  $\varphi_{\Pi}$  и  $k_2$  для подтопленного водослива с широким порогом по данным Д. И. Кумина приведены в табл. 22.3.

Часто уравнение расхода через прямоугольный подтопленный водослив с боковым сжатием, полученное в результате применения уравнения Бернулли к сечению на подходе к водосливу и к сечению, где глубина равняется  $h$  (рис. 22.22,  $г, д$ ), записывают в виде

$$Q = \varepsilon \varphi b h \sqrt{2g(H_0 - h)}.$$

Принимая  $H_0 = H$  и обозначая  $z = H - h$ , имеем

$$Q = \varepsilon \varphi b h \sqrt{2gz},$$

где  $\varepsilon$  — коэффициент бокового сжатия, может быть принят по формуле Френсиса

$$\varepsilon = 1 - 0,1n\xi \frac{H}{b},$$

где  $n$  — число сжатий потока или удвоенное число пролетов.

Коэффициент формы входа  $\xi$  имеет следующие значения:

Обратная стенка с быками прямоугольного очертания . . . . .	1
Полуциркулярное очертание быков и устоев . . . . .	0,75
Плавное заострение очертания быков и устоев . . . . .	0,35—0,4
Косая плоскость . . . . .	0,4
Раструб суживающийся с попуском в плане 1 : 2 . . . . .	0,8

Коэффициент скорости  $\varphi$  отличается от  $\varphi_n$  в табл. 22.3 и здесь принимается в зависимости от конструктивных особенностей входа в сооружение:

Косые плоскости, порог на одном уровне с дном верхнего бьефа . . . . .	0,95
Косые плоскости, порог приподнят . . . . .	0,92
Входная часть в виде конуса без порога . . . . .	0,93
Входная часть в виде конуса с порогом . . . . .	0,9
Вход с ныряющими стенками без порога . . . . .	0,91
Вход с ныряющими стенками и порогом . . . . .	0,88

Некоторые примеры конструкций входов показаны на рисунке к приложению П.22.4.

Рассмотрим решение уравнения подтопленного водослива с широким порогом, предложенное И. И. Агроскиным, с учетом перепада восстановления. Глубина на пороге подтопленного водослива  $h = \Delta - \delta$  (см. рис. 22.22,  $\partial$ ).

Применив уравнение Бернулли к сечениям до водослива и на водосливе, где поток можно считать плавно изменяющимся, получим

$$Q = \varphi_n b h \sqrt{2g(H_0 - h)} = \varphi_n b (\Delta - \delta) \sqrt{2g(H_0 - \Delta + \delta)}. \quad (22.23)$$

Эта формула аналогична (22.19). Формулу (22.23) можно записать в виде

$$Q = \sigma_n m b \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где коэффициент подтопления  $\sigma_n$  имеет вид

$$\sigma_n = \frac{\varphi_n}{m} \frac{\Delta}{H_0} \sqrt{1 - \frac{\Delta}{H_0}} \left[ \left(1 - \frac{\delta}{\Delta}\right) \sqrt{1 + \frac{\delta/H_0}{1 - \Delta/H_0}} \right]. \quad (22.24)$$

Таким образом, коэффициент подтопления зависит от  $\varphi_n/m$ , относительного подтопления  $\Delta/H_0 = (h_0 - p)/H_0$  и относительного перепада восстановления  $\delta/H_0$ .

Как видно из данных табл. 22.3, отношение  $\varphi_n/m$  слабо изменится во всем диапазоне изменения  $\varphi_n$  и  $m$ .

Применив уравнение Бернулли к сечениям на пороге водослива и в нижнем бьефе, получим, что перепад восстановления можно определить по приближенной формуле

$$\delta = \frac{v^2}{2g} [1 - \zeta'_{в.р} - (\omega/\Omega_{н.б})^2],$$

где  $v = \varphi_n \sqrt{2g(H_0 - \Delta + \delta)}$  — скорость на пороге;  $\omega = b\Delta$  — площадь живого сечения потока, выходящего с водослива;  $\Omega_{н.б}$  — площадь живого сечения потока в нижнем бьефе при глубине  $h_0$ ;  $\zeta'_{в.р}$  — коэффициент потерь напора при внезапном расширении, условно принимаемый равным

$$\zeta'_{в.р} = (1 - \omega/\Omega_{н.б})^2.$$

Таблица 22.4

$\frac{\Delta}{H_0}$	Коэффициент $\sigma_{\Pi}$ при $\epsilon_{н.б}$								
	1	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0
0,75	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,78	0,97	1	1	1	1	1	1	1	0,97
0,8	0,95	1	1	1	1	1	1	1	0,95
0,82	0,92	0,99	1	1	1	1	1	0,99	0,92
0,84	0,89	0,97	0,99	1	1	1	0,99	0,97	0,89
0,86	0,85	0,94	0,96	0,99	1	0,99	0,96	0,94	0,85
0,88	0,81	0,9	0,93	0,97	0,96	0,97	0,93	0,9	0,81
0,9	0,75	0,84	0,88	0,92	0,91	0,92	0,88	0,84	0,75
0,92	0,69	0,78	0,82	0,85	0,84	0,85	0,82	0,78	0,69
0,94	0,61	0,7	0,73	0,76	0,75	0,76	0,73	0,70	0,61
0,96	0,51	0,59	0,62	0,65	0,64	0,65	0,62	0,59	0,51
0,98	0,36	0,44	0,46	0,49	0,48	0,49	0,46	0,44	0,36

Обозначив  $\epsilon_{н.б} = \omega/\Omega_{н.б} = b\Delta/\Omega_{н.б}$ , получим выражение для относительного перепада восстановления:

$$\frac{\delta}{H_0} = \left(1 - \frac{\Delta}{H_0}\right) \frac{2\epsilon_{н.б}(1 - \epsilon_{н.б})}{\varphi^2 - 2\epsilon_{н.б}\sqrt{1 - \epsilon_{н.б}}}$$

Подставив полученное выражение в (22.24), найдем, что

$$\sigma_{\Pi} = f(\Delta/H_0, \epsilon_{н.б}, \varphi_{\Pi}).$$

Для  $\varphi_{\Pi} = 0,9$ , т. е. при среднем значении  $m = 0,34$ , были получены значения коэффициента подтопления  $\sigma_{\Pi}$  водослива с широким порогом с учетом перепада восстановления в зависимости от относительного подтопления  $\Delta/H_0$  и относительного расширения потока за водосливом в нижнем бьефе  $\epsilon_{н.б}$  (табл. 22.4).

Расчетным уравнением для подтопленного водослива с широким порогом будет уравнение (22.7)

$$Q = \sigma_{\Pi} m b \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где  $\sigma_{\Pi}$  принимается по средним значениям (для  $\varphi_{\Pi} = 0,9$ ), приводимым в табл. 22.4.

При  $\delta \rightarrow 0$  формула (22.23) может быть записана в виде

$$Q = \varphi_{\Pi} b \Delta \sqrt{2g(H_0 - \Delta)}, \quad (22.25)$$

где  $\Delta = h_б - p$ .

В этом случае глубина на пороге  $h$  равна  $\Delta$  (рис. 22.22, д). Тогда при пренебрежении перепадом восстановления

$$Q = \varphi_{\Pi} b h \sqrt{2g(H_0 - h)}. \quad (22.26)$$

Таким образом, формула (22.26) по виду отличается от (22.19) лишь наличием коэффициента скорости  $\varphi_n$ , относящегося к подтопленному водосливу.

## 22.10. Водосливы практических профилей криволинейного очертания

Водосливы криволинейного очертания по форме профиля делятся на водосливы с профилем, очерченным по форме падающей струи (рис. 22.23, а), водосливы с уширенным горизонтальным гребнем (рис. 22.23, б) и водосливы распластанного профиля (рис. 22.23, в).

Водосливы с безвакуумным практическим криволинейным профилем очерчены так, что водосливная (низовая) грань по очертанию совпадает с нижней поверхностью свободной струи, переливающейся через совершенный водослив с тонкой стенкой при заданном напоре, который называется п р о ф и л ь и р у ю щ и м. На основе экспериментальных исследований В. Кригер и А. С. Офицеров предложили координаты для построения профиля двух типов водослива (рис. 22.24) и очертаний струи при напоре над гребнем водослива  $H = 1$  м (табл. 22.5) применительно к осям координат, показанным на рис. 22.24. Для надежного примыкания струи к водосливу низовая грань его по координатам Кригера—Офицера несколько «вдвинута» в очертание струи. В связи с этим при  $H = H_{пр}$  такой водослив всегда будет безвакуумным.

При построении профиля водослива по координатам Кригера—Офицера все цифровые значения координат, приведенные в табл. 22.5 для  $H = 1$  м, умножаются на значение профилирующего напора  $H_{пр}$ , найденного из условия пропускания через данный водослив расчетного расхода.

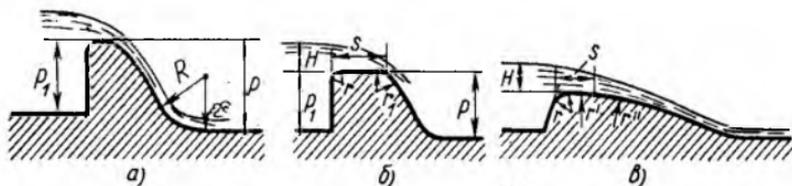


Рис. 22.23

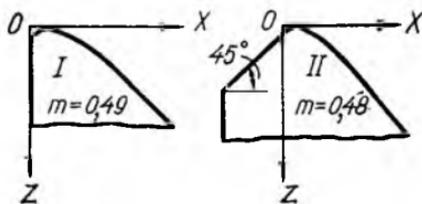


Рис. 22.24

Таблица 22.5

x	Форма I			Форма II		
	z			z		
	Очертание низовой границы водослива	Очертание струи		Очертание низовой границы водослива	Очертание струи	
Внешняя поверхность		Внутренняя поверхность	Внешняя поверхность		Внутренняя поверхность	
0	0,126	-0,831	0,126	0,043	-0,781	0,043
0,1	0,036	-0,803	0,036	0,01	-0,756	0,01
0,2	0,007	-0,772	0,007	0	-0,724	0
0,3	0	-0,74	0	0,005	-0,689	0,005
0,4	0,007	-0,702	0,007	0,023	-0,648	0,023
0,6	0,06	-0,62	0,063	0,09	-0,552	0,09
0,8	0,147	-0,511	0,153	0,189	-0,435	0,193
1	0,256	-0,38	0,267	0,321	-0,293	0,333
1,2	0,393	-0,219	0,41	0,48	-0,12	0,5
1,4	0,565	-0,03	0,59	0,665	-0,075	0,7
1,7	0,873	0,305	0,93	0,992	0,438	1,05
1	1,235	0,693	1,31	1,377	0,86	1,47
2,5	1,96	1,5	2,1	2,14	1,71	2,34
3	2,824	2,5	3,11	3,06	2,76	3,39
3,5	3,818	3,66	4,26	4,08	4	4,61
4	4,93	5	5,61	5,24	5,42	6,04
4,5	6,22	6,54	7,15	6,58	7,07	7,61

Таблица 22.6

p, м	Сопрягающие радиусы R, м, в зависимости от H, м								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4	6	7,8	8,9	10	11	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11	13	14,5	15,8	17	18	19
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13	15,5	18	20	21,2	22,2	23,2

Для обеспечения безопасного (с точки зрения динамического воздействия струи на дно отводящего участка за водосливом) сопряжения водослива с дном в нижнем бьефе рекомендуется выполнять указанное сопряжение по дуге круга радиусом  $R$ , принимаемым в зависимости от высоты водослива  $p$  и напора  $H$  (табл. 22.6).

Коэффициенты расхода неподтопленных водосливов практического профиля криволинейного очертания определяются по формуле

$$m = m_{\text{пр}} \sigma_{\text{ф}} \sigma_{\text{н}}, \quad (22.27)$$

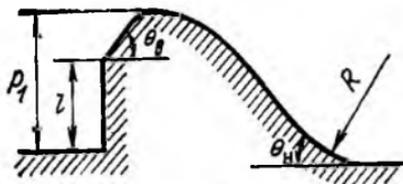


Рис. 22.25

принимается по табл. 22.7;  $\sigma_n$  — коэффициент полноты напора, учитывающий влияние изменения напора  $H$  по сравнению с  $H_{np}$ , принимается по данным Н. П. Розанова и А. С. Офицера (табл. 22.8).

В формуле (22.27) рекомендуется при  $\frac{H_0}{p_1} \geq 6,5$  и  $H_0 > 0,1$  м вместо значения приведенного коэффициента расхода  $m_{np} = 0,504$  принимать  $m_{np} = 0,50 - 0,012 \frac{H_0}{p_1}$ .

Коэффициент  $\sigma_n$  при  $\theta_v = 90^\circ$  можно найти также по формуле, предложенной Н. П. Розановым,

$$\sigma_n = 0,62 + 0,38 \sqrt[3]{H/H_{np}}$$

Увеличение  $\sigma_n$ , а следовательно, и  $m$  при  $H/H_{np} > 1$  связано с увеличивающейся при  $H/H_{np} > 1$  кривизной (выпуклостью кверху) линий тока над гребнем водослива. При этом давление уменьшается, а коэффициент расхода увеличивается.

Для предварительных расчетов принимают для профиля I  $m = 0,49$ , а для профиля II  $m = 0,48$  (рис. 22.24).

Таблица 22.7

$\theta_v^0$	$\theta_n^0$	Коэффициент формы $\sigma_\phi$ в зависимости от $l/p_1$				
		0	0,3	0,6	0,9	1,0
15	15	0,88	0,878	0,855	0,850	0,933
	30	0,91	0,908	0,885	0,88	0,974
	60	0,927	0,925	0,902	0,895	1
45	15	0,915	0,915	0,911	0,919	0,933
	30	0,953	0,95	0,95	0,956	0,974
	60	0,974	0,974	0,97	0,978	1
75	15	0,93	0,93	0,93	0,93	0,933
	30	0,972	0,972	0,972	0,972	0,974
	60	0,998	0,998	0,998	0,999	1
90	15	0,933	—	—	—	0,933
	30	0,974	—	—	—	0,974
	60	1	—	—	—	1

$H/H_{пр}$	Коэффициент полноты напора $\sigma_H$ в зависимости от угла $\theta_B^0$					
	15	30	45	60	75	90
0,2	0,897	0,886	0,875	0,864	0,853	0,842
0,4	0,934	0,928	0,921	0,914	0,907	0,9
0,6	0,961	0,957	0,953	0,949	0,945	0,94
0,8	0,982	0,98	0,978	0,977	0,975	0,973
1,2	1,016	1,017	1,019	1,02	1,022	1,024
1,4	1,029	1,032	1,036	1,039	1,042	1,045
1,6	1,042	1,048	1,051	1,055	1,06	1,064
1,8	1,054	1,059	1,065	1,071	1,076	1,082
2	1,064	1,071	1,078	1,085	1,092	1,099

Коэффициент расхода водослива практического профиля с уширенным горизонтальным гребнем длиной  $s$  (рис. 22.23, б) определяется при  $0,3 < s/H < 2,5$  по формуле А. Р. Березинского

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - s/H}{1 + 2s/H}$$

**Водосливы с вакуумным практическим криволинейным профилем** работают в условиях, когда в пространстве между очертанием гребня и низовой грани (в ее верхней части) водослива и нижней границей струи образуется (вследствие захвата и выноса воздуха из подструйного пространства) пониженное (по сравнению с атмосферным) давление, т. е. вакуум.

Оголовок водослива с вакуумным профилем — круговой или, чаще, эллиптический (рис. 22.26) с соотношением полуосей эллипса  $a/b$ , равным 2 или 3. Низовая грань — плоская,  $\operatorname{ctg} \theta_n = 2/3$ . Вакуумные профили — более простые по форме и обжатые по сравнению с безвакуумными (например, построенными по Кригеру—Офицерову).

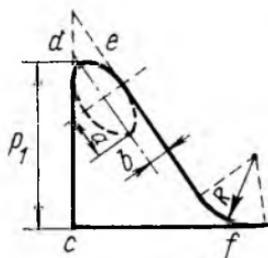


Рис. 22.26

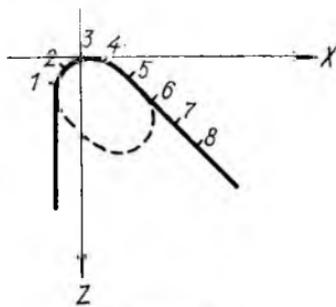


Рис. 22.27

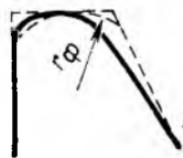


Рис. 22.28

Таблица 22.9

№ точек	$a/b=1$		$a/b=2$		$a/b=3$	
	$x$	$z$	$x$	$z$	$x$	$z$
1	-1	1	-0,692	0,83	-0,472	0,629
2	-0,736	0,330	-0,56	0,248	-0,368	0,189
3	0	0	0	0	0	0
4	0,585	0,208	0,629	0,226	0,541	0,173
5	1,377	1,302	1,242	0,73	1,022	0,503
6	2,434	2,896	1,682	1,278	1,456	0,8
7	3,67	4,717	2,327	2,246	1,855	1,32
8	5,462	7,424	2,956	3,189	2,24	1,792
9	—	—	4,45	5,43	2,58	2,27
10	—	—	4,299	6,704	3,193	3,214
11	—	—	—	—	4,685	5,453
12	—	—	—	—	5,561	5,767

Вакуумный профиль водослива получается при построении профиля по координатам, рекомендуемым Н. П. Розановым (табл. 22.9). Расположение точек и осей координат показано на рис. 22.27.

Таблица 22.9 составлена для значения фиктивного радиуса вписанной в оголовок (рис. 22.28) окружности  $r_\phi = 1$ ; при  $a = b$  фиктивный радиус является действительным радиусом кругового оголовка. При  $r_\phi \neq 1$  координаты, приведенные в табл. 22.9, следует умножить на заданное значение  $r_\phi$ .

Безвакуумный профиль водослива, рассчитанного по Кригеру—Офицерову на профилирующий напор, т. е. при  $H/H_{пр} = 1$ , при  $H > H_{пр}$  станет вакуумным. Наоборот, вакуумный профиль с  $a/b = 2$  при  $H/r_\phi \approx 1,2$  становится безвакуумным. При этом его коэффициент расхода практически не отличается от коэффициента расхода профиля водослива Кригера—Офицерова.

Коэффициент расхода водослива с вакуумным криволинейным профилем зависит от отношения  $H_0/r_\phi$  и отношения полуосей эллипса  $a/b$ , увеличиваясь с ростом обеих относительных величин (табл. 22.10).

Очевидно, что коэффициенты расхода вакуумных (при  $H_0/r_\phi = 1,2 \div 3,4$ ) водосливов больше, чем значения  $m$  безвакуумных водосливов, причем это превышение может достигать 10—11%. При указанных значениях  $H_0/r_\phi$  не произойдет отрыва (этот отрыв происходит при  $H_0/r_\phi \approx 4,5 \div 5,8$ ).

Коэффициент вакуумности

$$\sigma_{\text{вак}} = h_{\text{вак max}}/H_0,$$

где  $h_{\text{вак max}}$  — осредненное во времени максимальное значение вакуумметрической высоты.

Зона вакуума должна занимать только оголовок, не захватывая низовой грани водослива. На оголовке должно быть обеспечено

$H/r\phi$	Коэффициент расхода $m$ при		
	$a/b=1$	$a/b=2$	$a/b=3$
1	0,486	0,487	0,495
1,2	0,497	0,5	0,509
1,4	0,506	0,512	0,52
1,6	0,513	0,521	0,53
1,8	0,521	0,531	0,537
2	0,526	0,54	0,544
2,2	0,533	0,548	0,551
2,4	0,538	0,554	0,557
2,6	0,543	0,56	0,562
2,8	0,549	0,565	0,566
3	0,553	0,569	0,57
3,2	0,557	0,573	0,575
3,4	0,56	0,577	0,577

значение  $h_{\text{вак}} \leq h_{\text{вак. доп}}$ , где допустимое значение  $h_{\text{вак. доп}}$  соответствует

$$\rho g h_{\text{вак. доп}} / \rho_{\text{ат}} \approx 0,6 \div 0,7.$$

Пульсации давления на профиле водослива должны также быть не опасными.

При истечении через вакуумный водослив недопустим прорыв воздуха под струю, т. е. срыв вакуума, так как в таких условиях усилится динамическое воздействие струи на водослив.

При проектировании вакуумных водосливов, которые благодаря высоким значениям коэффициента расхода и высокой обжатости профиля дадут экономию строительной стоимости, необходимо обеспечивать и статическую устойчивость их.

Правильно запроектированный водослив с вакуумным профилем позволяет по сравнению с безвакуумным профилем в тех же условиях или сократить длину водосливного фронта (при неизменном напоре), или уменьшить напор (при неизменной длине водосливного фронта и отметке гребня). Во втором случае уменьшается площадь затопливаемых земель при пропуске паводка через водослив.

Целесообразно также применять вакуумные водосливы в сооружениях, предназначенных для пропуска кратковременных максимальных (например, ливневых) расходов.

**Подтопленные водосливы.** Безвакуумный водослив практического профиля будет подтоплен при совместном выполнении двух условий:

1) в нижнем бьефе за водосливом образуется надвинутый (затопленный) гидравлический прыжок;

2) бытовая глубина  $h_6$  больше, чем высота водослива со стороны нижнего бьефа, т. е.  $h_6 > p$ .

Для вакуумного водослива практического профиля первое условие остается таким же, а второе имеет вид

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_6 - p}{H_0} > -0,15.$$

Расход через подтопленный водослив определяется по (22.7), при этом коэффициент  $\sigma_{\Pi}$  принимается по табл. 22.11 для безвакуумных водосливов, очерченных по Кригеру—Офицерову, и по табл. 22.12 для вакуумных водосливов криволинейного очертания (по данным Н. П. Розанова).

**Учет бокового сжатия.** При истечении через водослив в условиях бокового сжатия пропускная способность водослива (расход через водослив) уменьшается вследствие появления связанных с указанным сжатием дополнительных сопротивлений при обтекании береговых устоев или быков.

Эти обстоятельства учитываются введением в формулы расхода (22.2), (22.4), (22.7) и (22.8) сомножителя — коэффициента боко-

Т а б л и ц а 22.11

$\Delta/H_0$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,65
$\sigma_{\Pi}$	1	0,998	0,996	0,991	0,983	0,972	0,957	0,947

Продолжение табл. 22.11

$\Delta/H_0$	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1
$\sigma_{\Pi}$	0,933	0,9—0,8	0,76	0,7	0,59	0,41	0

Т а б л и ц а 22.12

$\Delta/H_0$	-0,15	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4
$\sigma_{\Pi}$	1	0,999	0,99	0,971	0,94	0,895	0,845

Продолжение табл. 22.12

$\Delta/H_0$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$\sigma_{\Pi}$	0,788	0,723	0,642	0,538	0,39	0

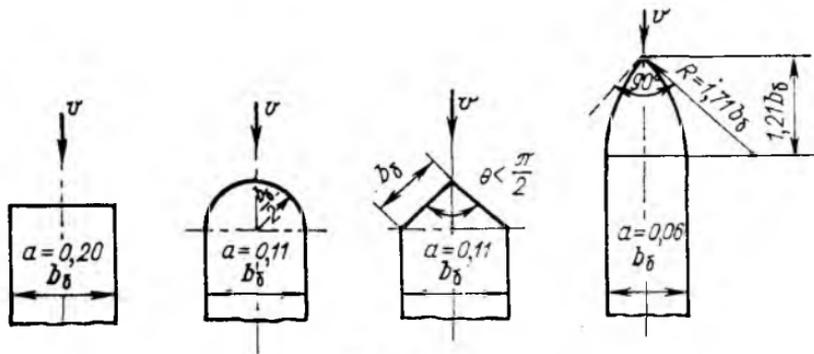


Рис. 22.29

вого сжатия  $\epsilon$ , который определяется по формуле, предложенной Е. А. Замариным,

$$\epsilon = 1 - a \frac{H_0}{b + H_0}, \quad (22.28)$$

где  $a$  — коэффициент, учитывающий влияние формы устоев или быков (рис. 22.29);  $b$  — ширина водосливного отверстия (пролета);  $H_0$  — напор с учетом скорости подхода.

Для быков водосливов ширину (толщину)  $b_b$  можно принимать по табл. П.22.6 в зависимости от ширины пролета (при плоских затворах) и напора.

На рис. 22.29 ширина быка обозначена  $b_b$ .

Часто говорят об «эффективной» ширине водосливного отверстия  $b_c = \epsilon b$ , ее также называют с ж а т о й ш и р и н о й.

Коэффициент бокового сжатия определяется также и по формуле Френсиса (см. § 22.9), при этом коэффициент формы  $\xi$  имеет следующие значения (применительно к очертаниям быков или устоев в плане, показанным на рис. 22.29):

Прямоугольное очертание	1
Полуциркулярное и треугольное	0,7
Плавное заостренное	0,4

**О значениях удельных расходов при истечении через водосливы.** Если принять для профиля  $I$  (рис. 22.24) значение  $m = 0,49$ , можно определить значения удельного расхода  $q$ , которые для наглядности представлены на рис. 22.30. Как видим, значения удельного расхода могут быть достаточно велики.

Нормативами регламентируются допустимые значения удельного расхода в зависимости от вида грунтов в нижнем бьефе (из соображения допускаемых размывов).

Ориентировочные значения допускаемого удельного расхода  $q$ , м<sup>2</sup>/с, для различных грунтов оснований:

Песчаные грунты (для низко- и средненапорных гидроузлов)	25—50
Глинистые	50—70
Полускальные	70—90
Скальные	90—200 и более

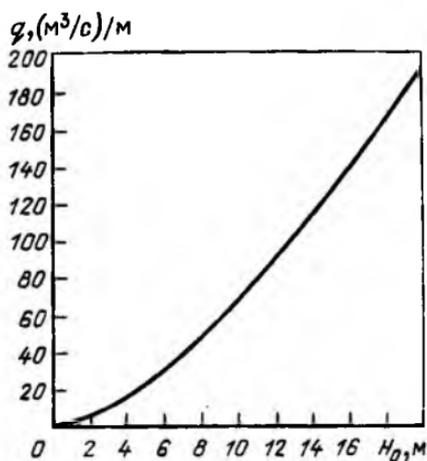


Рис. 22.30

водослива до рассматриваемого сечения на водосливной (низовой) грани плотины.

### Водосливы практического профиля полигонального очертания.

Водосливы такого типа могут иметь различную форму профиля: трапецидальную (см. рис. 22.3), прямоугольную и прямоугольную со скруглением верхнего входного ребра (рис. 22.31, а, б). Ниже приводятся данные о коэффициентах расхода неподтопленных прямоугольных и трапецидальных водосливов (рис. 22.31, а, в—е).

Для водосливов прямоугольного очертания коэффициент расхода определяется по формуле, аналогичной (22.27):

$$m = m_{\text{пр}} \sigma_{\text{ф}} \sigma_{\text{н}},$$

где  $m_{\text{пр}}$  — так называемый приведенный коэффициент расхода.

Коэффициент напора  $\sigma_{\text{н}}$  принимается по формуле

$$\sigma_{\text{н}} = 0,7 + 0,185 \frac{H}{s},$$

а коэффициент формы — по формуле

$$\sigma_{\text{ф}} = 1 + \frac{r}{H},$$

где  $r$  — радиус закругления верха передней грани (входного верхнего ребра).

Для прямоугольного очертания водослива (без скругления верхнего входного ребра) при  $1 \leq \frac{p_1}{H} \leq 4$  и  $0,6 \leq \frac{s}{H} \leq 2$  по опытным данным принимают

$$m_{\text{пр}} = 0,42, \text{ т. е. } m = 0,42 \sigma_{\text{н}} \sigma_{\text{ф}}.$$

Для низко- и средненапорных водосливов практического профиля коэффициент скорости применительно к формуле  $v = \varphi \sqrt{2gz_1}$  определяется по зависимости В. С. Боровкова

$$\varphi = 1 - 2 \cdot 10^{-3} \left( \frac{z_1 - H_0}{h_{\text{кр}}} \right),$$

где  $H_0$  — напор над гребнем водослива с учетом скорости подхода;  $z_1$  — напор над рассматриваемым сечением на низовой грани водослива также с учетом скорости подхода;  $h_{\text{кр}}$  — критическая глубина;  $h = \frac{q}{v}$ , где  $q$  — удельный расход.

Для высоких водосливных плотин коэффициент скорости  $\varphi$  определяют по табл. П.22.5 в зависимости от удельного расхода  $q$  и расстояния от гребня

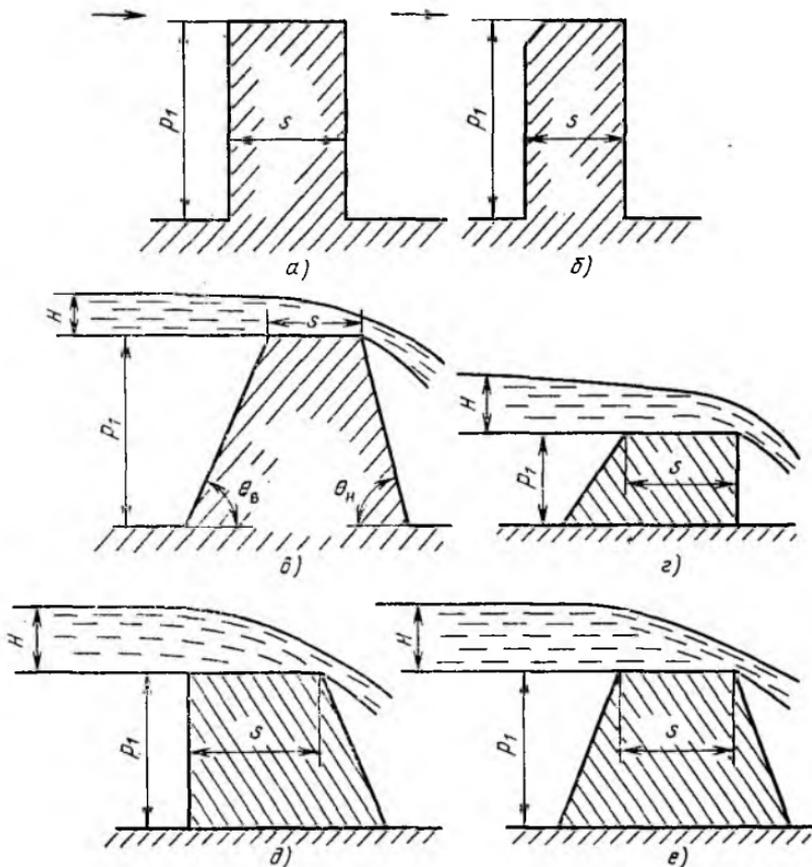


Рис. 22.31

При этом коэффициент напора определяется по приведенной выше зависимости, а при  $0,5 < \frac{s}{H} < 0,6$  принимается  $\sigma_n = 1$ . Для рассматриваемого прямоугольного водослива (без скругления входного ребра)  $r = 0$  и  $\sigma_\phi = 1$ .

При  $1 \leq \frac{p_1}{H} \leq 4$  и  $0,5 < \frac{s}{H} < 2$  для водослива прямоугольного очертания со скругленным верхним входным ребром (при радиусе закругления  $\frac{r}{s} = 0,1 \div 0,2$ )  $m_{np} = 0,42$ , а коэффициент формы  $\sigma_\phi$  принимается равным 1,05 или для такого водослива

$$m = 0,44\sigma_n.$$

Среди водосливов трапециевидального поперечного сечения можно выделить так называемые высокие (с  $\frac{p_1}{H} > 3$ ), средние по высоте ( $2 < \frac{p_1}{H} < 3$ )

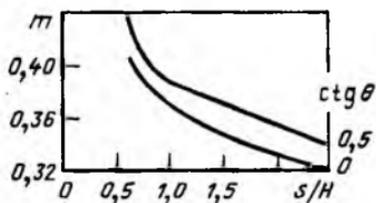


Рис. 22.32

принимают по графику на рис. 22.32 в зависимости от коэффициента откоса  $\text{ctg } \theta_{\text{в}} = \text{ctg } \theta_{\text{н}}$  и относительной ширины порога  $s/H$ . Отметим, что значения коэффициента расхода при крайних левых значениях примерно соответствуют водосливу с острым ребром (в тонкой стенке), а крайние правые значения  $s/H$  и  $m$  — водосливу с широким порогом.

Для водосливов средней высоты и низких водосливов значения коэффициентов расхода могут быть приняты по экспериментальным данным (В. А. Большаков, А. Д. Петраш). Согласно этим данным угол наклона верхней грани оказывает влияние на относительную ширину порога  $s/H_0$ , при которой происходит переход от водослива с острым ребром к водосливу практического профиля полигонального очертания. При этом чем более пологим будет верхней откос, т. е. чем большим будет значение  $\text{ctg } \theta_{\text{в}}$ , тем при меньших значениях  $s/H_0$  будет происходить указанный переход.

При  $2 < \frac{P_1}{H} < 3$  и  $\text{ctg } \theta_{\text{в}} = \text{ctg } \theta_{\text{н}} = 1 \div 2$  для водосливов с  $0,5 \leq \frac{s}{H} \leq 2$  коэффициенты расхода определяются по табл. 22.13.

Таблица 22.13

$s/H$	0,5	1	1,5	2
$m$	0,426	0,392	0,365	0,343

Таблица 22.14

$s/H$	0,5	1	1,5	2
$m$	0,428	0,386	0,355	0,33

В случаях, когда водослив характеризуется относительной высотой  $\frac{P_1}{H} > 3$  и  $\text{ctg } \theta_{\text{в}} = \text{ctg } \theta_{\text{н}} = 1 \div 2$ , значения коэффициента откоса принимаются по табл. 22.14.

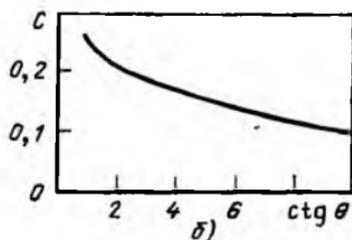
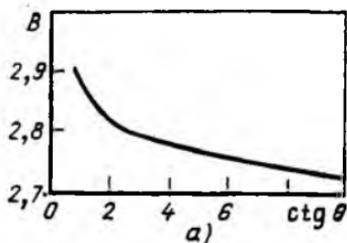


Рис. 22.33

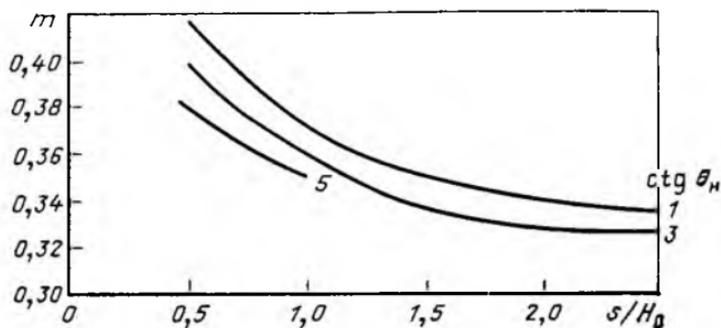
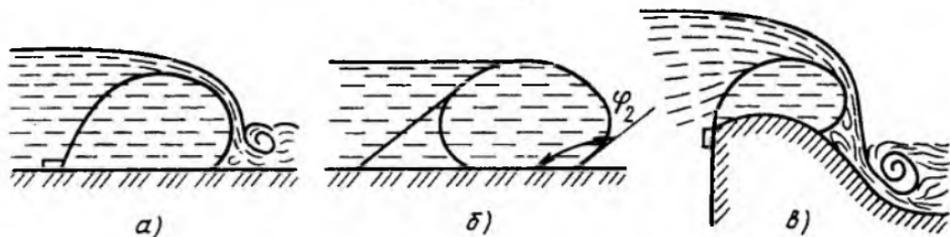


Рис. 22.34



При  $\frac{p_1}{H} > 2$  и  $\frac{s}{H} > 0,5$  коэффициенты расхода назначаются равными  $m = 0,445$ .

Для низких трапецидальных водосливов с пологими откосами при  $\text{ctg } \theta_n > 0$  (рис. 22.31, г, е) коэффициент расхода вычисляется по формуле

$$m = \frac{s/H}{Bs/H - C},$$

где коэффициенты  $B$  и  $C$  определяются по графикам на рис. 22.33, а б.

Низкие трапецидальные водосливы с вертикальным верховым и пологим низовым откосами (см. рис. 22.31, д) имеют коэффициенты расхода, определяемые по графику на рис. 22.34 в зависимости от значений  $s/H_0$  и  $\text{ctg } \theta_n$ . Если входное ребро скруглено, коэффициенты расхода следует увеличить на 5—8 %.

**Водосливы из мягкой синтетической ткани** имеют различные очертания. Условно их подразделяют на водосливы практического профиля и водосливы с тонкой стенкой. К первому типу относятся наполняемые водосливы и мембранные водосливы с углом  $\varphi_2 = 140^\circ \div 180^\circ$  (рис. 22.35, а—в), ко второму типу — комбинированные и мембранные с соответствующими значениями угла  $\varphi_2$  (рис. 22.35, г).

Гидравлические исследования различных мягких водосливов показывают, что их параметры зависят от конструктивных особенностей водосливов (вид заполнителей, способ закрепления полотна), уровней воды в верхнем и нижнем бьефах, внутреннего давления в оболочке водослива. Естественно, и другие, ранее рассмотренные условия истечения (без бокового сжатия или с боковым сжатием, свободное или подтопленное истечение

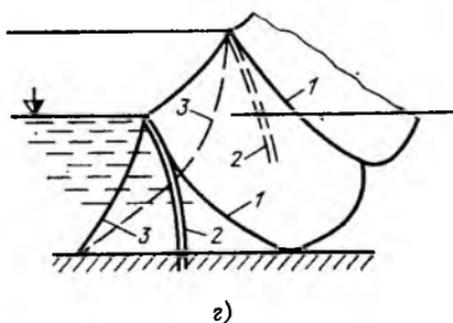


Рис. 22.35

через водослив и т. п.) оказывают влияние в первую очередь на коэффициент расхода. Применительно к обычному виду формуле расхода коэффициенты расхода наполняемых водосливов увеличиваются (до определенного предела, конечно) с ростом относительного напора  $H/p_1$  и с увеличением внутреннего давления в оболочке мягкого водослива.

На рис. 22.35, *e* мембранный водослив показан в виде плотины из мягкой мелиоративной ткани (резинотканевый материал) 1, которая закреплена на опорах 2 тросами 3. При подъеме уровня воды в верхнем бьефе выше гребня мембранной водосливной плотины происходит перелив, как через водослив с тонкой стенкой.

Для неподтопленных мягких водосливов коэффициенты расхода изменяются в следующих пределах: для водосливов, наполняемых водой, — от 0,3 до 0,510; для воздушнонаполненных водосливов — от 0,387 до 0,554; для водосливов, наполняемых воздухом и водой, — от 0,36 до 0,564.

Наличие довольно высоких значений коэффициентов расхода способствует и то, что на низовой грани наполняемых мягких водосливов имеется зона пониженного давления (вакуума). При большой степени подтопления, т. е. при больших значениях  $\Delta/H_0$ , вакуум исчезает.

Подтопленное истечение начинается при превышении уровнем нижнего бьефа отметки верха водослива.

## 22.11. Боковые, косые, полигональные и криволинейные (в плане) водосливы

**Боковые водосливы.** Рассмотрим призматическое русло канала прямоугольного поперечного сечения с постоянным уклоном. Боковой водослив выполняется в виде водосливного отверстия в продольной стенке основного канала, при этом может быть как боковой водослив без порога ( $p_1 = 0$ ), так и водослив с порогом ( $p_1 > 0$ ). Форма порога (профиль) водослива может быть любой (водосливы с тонкой стенкой, практического профиля, с широким порогом).

Теоретические и экспериментальные исследования показывают, что если в основном канале поток находится в спокойном состоянии, на участке вдоль бокового водосливного отверстия глубина над порогом увеличивается вниз по направлению течения в основном канале (рис. 22.36, кривая 1). При бурном состоянии потока в основном канале глубина над порогом бокового водослива умень-

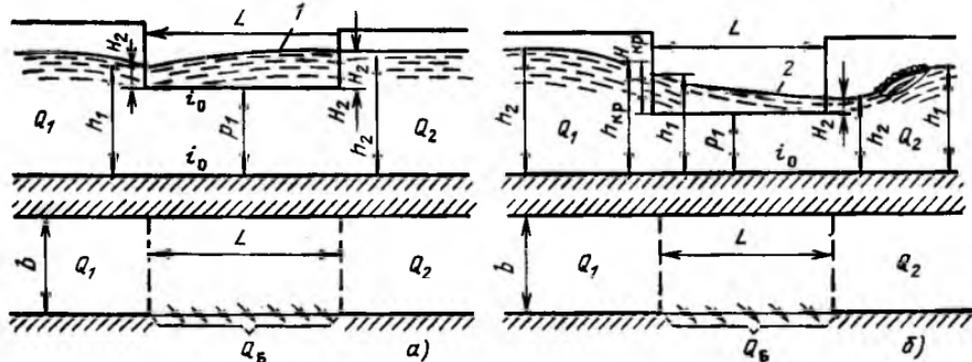


Рис. 22.36

шается вниз по направлению течения в указанном канале (рис. 22.36, кривая 2).

Для расхода через неподтопленный боковой водослив можно применять формулу

$$Q_6 = m_6 L \sqrt{2g} H_1^{3/2},$$

где  $m_6$  — коэффициент расхода бокового водослива;  $L$  — длина ребра водослива (вдоль направления течения в основном канале) или ширина водослива (поперек направления течения в отводящем боковом канале);  $H_1$  — напор над ребром бокового водослива.

В зависимости от состояния потока в основном русле принимаются различные значения характерного напора. Так, по Г. А. Симоняну при спокойном состоянии потока в основном русле

$$Q_6 = m_6 L \sqrt{2g} H_2^{3/2},$$

а при бурном состоянии потока в том же канале

$$Q_6 = m_6 L \sqrt{2g} H_{кр}^{3/2},$$

где  $H_2$  — напор над гребнем в конце водослива в сечении II—II;  $h_2$  — глубина воды в основном канале в том же сечении II—II, где движение практически приобретает черты плавно изменяющегося;  $H_{кр} = h_{кр} - p_1$  при критической глубине  $h_{кр}$  в основном русле.

Для коэффициентов расхода бокового водослива предложены следующие формулы (Г. А. Симонян):

а) при спокойном состоянии потока в основном канале: для водослива с острым ребром (с тонкой стенкой)

$$m_6 = 0,25 + 0,167 (H_1/H_2 - \sqrt{\Pi_{к2}});$$

для водослива практического профиля криволинейного очертания (безвакуумный)

$$m_6 = 0,287 + 0,169 (H_1/H_2 - \sqrt{\Pi_{к2}}),$$

где  $\Pi_{к2} = v_2^2/gh_2$  — параметр кинетичности в основном канале на отводящем участке, т. е. ниже бокового водослива по направлению течения в указанном канале;

б) при бурном состоянии потока в основном канале для водосликов с острым ребром

$$m_6 = 0,27 + 0,08 \left( \frac{h_2 L}{B^2} \right)^2 - 0,23 \left( \frac{h_2 L}{B^2} \right),$$

где  $B$  — ширина подводящего к боковому водосливу участка основного канала.

Учет подтопления бокового водослива проводится в соответствии с изложенными выше способами, в зависимости от типа профиля водослива.

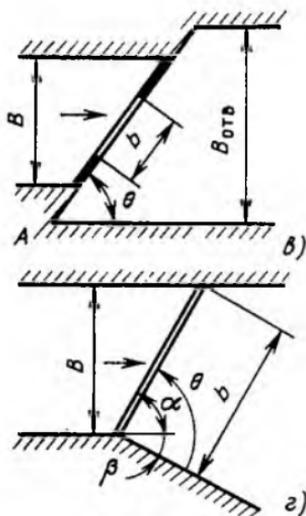
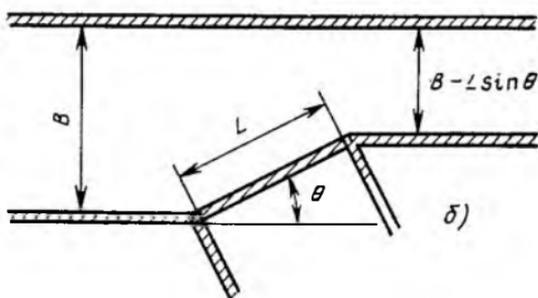
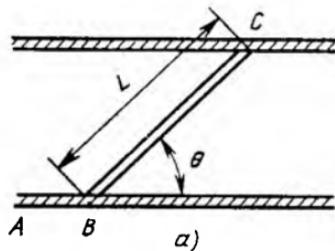


Рис. 22.37

**Косые водосливы.** Расположение (в плане) косых водосливов и их компоновка в составе узла сооружений могут быть различными (см. рис. 22.9, рис. 22.37, а, б, в). Рассмотрим истечение воды через косой водослив (рис. 22.37, а).

При перетекании воды через косые водосливы поверхностные и приповерхностные линии тока искривляются, в результате на значительной части водосливного фронта указанные линии тока (струйки) пересекают порог (гребень) водослива под прямым углом.

В области, примыкающей к вершине тупого угла  $ABC$ , создается подпор, а в области вблизи противоположного водослива (точка  $C$ ) образуется зона, подобная зоне бокового сжатия. В связи с этим

косой водослив рассматривается как прямой водослив, но с длиной, меньшей ширины водосливного отверстия  $L$ . Это уменьшение оценивается коэффициентом  $\sigma_{\text{кос}}$ .

Расход, проходящий через косой водослив, определяют по формуле

$$Q_{\text{кос}} = \sigma_{\text{кос}} m L \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где  $\sigma_{\text{кос}}$  — коэффициент, учитывающий особенности истечения через косо расположенный водослив;  $m$  — коэффициент расхода прямого (расположенного нормально к потоку в подводящем канале) водослива того же профиля, что и косой водослив;  $L$  — ширина водосливного отверстия,  $L = B/\sin \theta$ ;  $B$  — ширина подводящего к водосливу канала;  $H_0$  — как обычно, напор с учетом скорости подхода в канале, принимается в том сечении, где еще не сказывается влияние водослива.

Рекомендации по определению  $\sigma_{\text{кос}}$  или  $m_{\text{кос}} = \sigma_{\text{кос}} m$  различны для разных схем расположения косых водосливов. Для

схемы, представленной на рис. 22.37, а, коэффициент  $\sigma_{\text{кос}}$  принимают по опытным данным (А. С. Гинц, А. С. Иноземцев) равным

$$\sigma_{\text{кос}} = 1 - k \left( 1 - \frac{\theta}{45^\circ} \right)^{3/2} \frac{H}{L},$$

где для водослива с тонкой стенкой коэффициент  $k = 0,5$ ; для безвакуумного водослива практического профиля криволинейного очертания  $k = 1,1$ ; угол  $\theta$  — в градусах. На графике рис. 22.38 представлены значения  $\sigma_{\text{кос}}$ , подсчитанные по этой формуле для безвакуумного водослива Кригера—Офицерова (при  $p_1/H \geq 3$ ) при различных значениях угла  $\theta$ . При этом учтено, что в реальных условиях относительный напор чаще всего имеет значения  $H/L \leq 0,2$ .

Для схемы расположения косо́го водослива по рис. 22.37, б (так называемый косо́боковой водослив) по экспериментальным данным (М. Шелих, Д. В. Штеренлихт) для вакуумного водослива практического эллиптического профиля криволинейного очертания (при отношении длины осей эллипса  $a/b = 2$ ;  $H/r_\phi = 1,25 \div 4,2$ , см. § 22.10)

$$m_{0\text{max}} = 0,506 + 0,007 \sin \theta + 0,057 \sin^2 \theta,$$

т. е. коэффициент расхода (в данном случае — максимальное его значение с учетом скорости подхода) уменьшается с уменьшением угла  $\theta$ .

Значения коэффициента расхода с учетом скорости подхода при  $H/r_\phi = 2,28$ ;  $H/H_{\text{пр}} = 1$  (см. выше) определяют по зависимости

$$m_0 = 0,496 + 0,007 \sin \theta + 0,055 \sin^2 \theta,$$

т. е. коэффициент расхода уменьшается с уменьшением угла  $\theta$ . Максимальные значения коэффициента расхода  $m_0$ , наблюдаемые при больших значениях относительного напора, примерно на 3—4 % превышают значения, получаемые по приведенной формуле.

Значения коэффициента вакуумности  $\sigma_0 = \frac{p_{\text{вак max}}}{H}$  (также при

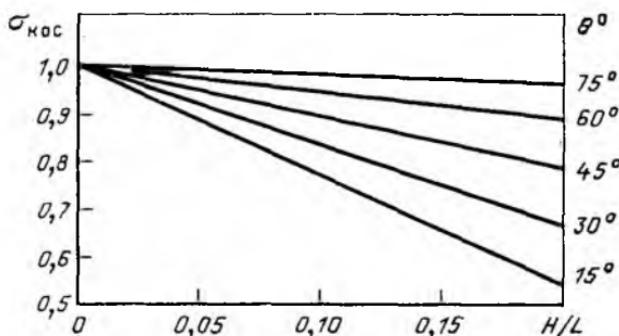


Рис. 22.38

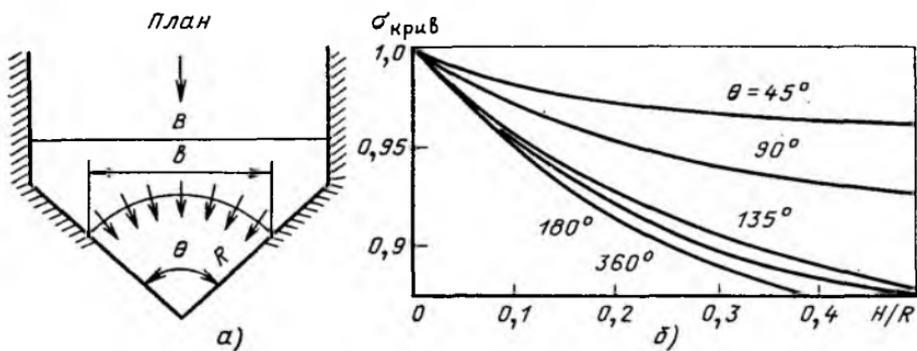


Рис. 22.39

$H/r_\phi = 2,28$ ) зависят от расположения водослива в плане, т. е. от угла  $\theta$ :

$$\sigma_0 = 0,37 + 0,26 \sin^3 \theta.$$

Рассматриваемый коэффициент вакуумности, как и коэффициент расхода, уменьшается с уменьшением угла  $\theta$ . Максимальные значения коэффициента вакуумности  $\sigma_{0max}$  примерно в 3 раза превышают значения  $\sigma_0$  (найденные по приведенной формуле, соответствующей  $H/r_\phi = 2,28$ ) и наблюдаются при  $H/r_\phi = 3,6 \div 4,6$ , причем само это значение относительного напора, при котором фиксируются  $\sigma_{0max}$ , зависит также от угла  $\theta$ .

Наконец, если водослив располагается по схеме на рис. 22.37, в и при этом  $p_1/H \geq 3$ ,  $B/L \geq 3 \sin \theta$ ,  $l_1 \sin \theta \geq H$  или же водослив в плане расположен, как показано на схеме на рис. 22.37, г, и  $\theta + \beta \geq 90^\circ$ , расход можно определять как для прямого водослива того же профиля. В указанных условиях расположения водослива в плане влияние угла  $\theta$  отсутствует.

**Криволинейные (в плане) водосливы.** Пропускная способность криволинейного в плане водослива с вертикальной верховой гранью меньше, чем прямого водослива такого же профиля и той же длины по гребню. Коэффициент расхода криволинейного водослива с вертикальной напорной гранью (рис. 22.39, а) определяют по формуле

$$m_{крив} = \sigma_{крив} \epsilon m,$$

где  $\sigma_{крив}$  — поправочный коэффициент, учитывающий влияние центрального угла  $\theta$  и отношения  $H/R_{крив}$ ;  $R_{крив}$  — радиус кривизны гребня в плане; значения  $\sigma_{крив}$  определяют по рис. 22.39, б;  $m$  — коэффициент расхода.

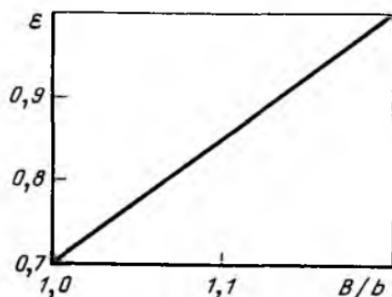


Рис. 22.40

Коэффициент бокового сжатия  $\epsilon = 1$  при  $\frac{B}{b} \geq 1,2$ ; при  $1 \leq \frac{B}{b} < 1,2$  он определяется по формуле  $\epsilon = 1,5 \frac{B}{b} - 0,8$  или по графику на рис. 22.40.

## 22.12. Расчет сжатой глубины

При истечении через все водосливы, кроме водосливов практического профиля криволинейного очертания, свободная струя отрывается от низового ребра водослива и падает на дно отводящего русла на некотором расстоянии от водослива (см., например, рис. 22.1, б, 22.4). На низовой грани водосливов практического профиля криволинейного очертания такой отрыв и полет свободной струи отсутствуют. Непосредственно за водосливом в створе, где струя встречается с дном отводящего русла, образуется сжатое сечение, глубина в котором называется сжатой глубиной и обозначается  $h_c$ .

Рассмотрим определение сжатой глубины  $h_c$  и второй сопряженной с ней глубины  $h_c''$  на примере водослива практического профиля криволинейного очертания (рис. 22.41). Уклон дна отводящего русла  $i < i_{кр}$ . Рассматриваем плоскую задачу, т. е. считаем, что отводящее русло за водосливом достаточно широкое. Примем, что гидравлический прыжок за водосливом совершенный.

Применим уравнение Бернулли для сечения перед водосливом и сжатого сечения в нижнем бьефе. Условно считаем, что в сжатом сечении давление распределяется по гидростатическому закону, а движение — плавно изменяющееся. Строго говоря, в сжатом сечении вследствие действия центробежных сил давление на дно несколько превышает гидростатическое. Но этим без особого ущерба для точности расчета пренебрегаем.

Примем плоскость сравнения на уровне дна нижнего бьефа, Уравнение Бернулли запишется в виде

$$H + p + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = h_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + h_{тр},$$

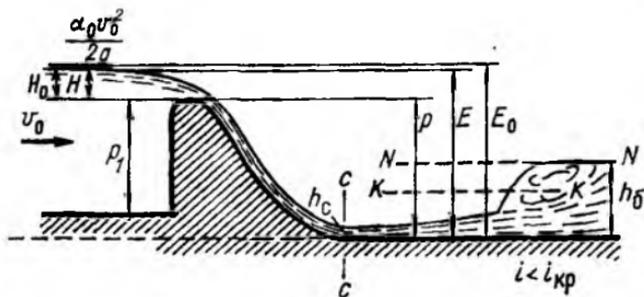


Рис. 22.41

где  $\rho$  — высота водослива со стороны нижнего бьефа;  $h_{тр} = \Sigma \zeta \frac{v_c^2}{2g}$  — потери удельной энергии на преодоление сопротивлений движению воды на участке между рассматриваемыми сечениями.

Обозначим удельную энергию потока в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа

$$E_0 = H + \rho + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = \rho + H_0.$$

Тогда

$$E_0 = h_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{v_c^2}{2g}.$$

Скорость в сжатом сечении

$$v_c = \varphi \sqrt{2g(E_0 - h_c)}, \quad (22.29)$$

где  $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \Sigma \zeta}}$  — коэффициент скорости.

Так как рассматривается плоская задача, то удельный расход

$$q = v_c h_c = \varphi h_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)}. \quad (22.30)$$

Относительно  $h_c$  получаем кубическое уравнение

$$h_c^3 - E_0 h_c^2 + \frac{q^2}{2g\varphi^2} = 0, \quad (22.31)$$

которое решается подбором с помощью ряда приближений или графоаналитически.

Глубина  $h_c$  из (22.31) может быть выражена и непосредственно. При  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$  имеем

$$h_c = \frac{E_0}{3} [1 - 2 \cos(60^\circ + \theta/3)],$$

где  $\theta = \arccos [1 - (0,83 q/\varphi)^2 E_0^{-3}]$ .

Кроме того, существует ряд предложений по определению  $h_c$ , а также сопряженной с ней  $h_c''$ , с помощью графиков и таблиц. Например, по способу И. И. Агроскина вводится понятие относительной сжатой глубины  $h_c/E_0 = \tau_c$ . Уравнение (22.30) при этом имеет вид

$$q = \varphi \tau_c E_0 \sqrt{2g(E_0 - \tau_c E_0)}.$$

Тогда, отделив известные по исходным данным рассчитываемого сооружения значения  $q$ ,  $\varphi$ ,  $E_0$ , найдем при  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$

$$\frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = 4,43 \tau_c \sqrt{1 - \tau_c} = \Phi(\tau_c). \quad (22.32)$$

В табл. П.22.7 приведены значения  $\Phi(\tau_c)$ , соответствующие различным значениям  $\tau_c$ , которыми задавались при составлении таблицы.

Определение сжатой глубины  $h_c$  теперь сводится к простой операции. По известным данным  $q$ ,  $\varphi$ ,  $E_0$  определяем значение  $\frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \Phi(\tau_c)$  и по этому значению в табл. П.22.7 находим значение  $\tau_c$ . Искомая глубина в сжатом сечении

$$h_c = \tau_c E_0. \quad (22.33)$$

Для определения глубины  $h_c''$ , сопряженной с  $h_c$ , обратимся к формуле для совершенного гидравлического прыжка в прямоугольном русле (21.13).

Учитывая, что  $P_{к.с} = v_c^2/(gh_c)$ , найдем  $v_c$  из (22.29) и подставим в выражение для  $P_{к.с}$ . Тогда при  $\alpha = 1$

$$P_{к.с} = \frac{v_c^2}{gh_c} = \frac{2\varphi^2(E_0 - h_c)}{h_c} = 2\varphi^2 \frac{1 - \tau_c}{\tau_c}. \quad (22.34)$$

Соответственно, обозначая  $h_c''/E_0 = \tau_c''$ , имеем

$$\tau_c'' = 0,5\tau_c \left[ \sqrt{1 + 16\varphi^2 \frac{1 - \tau_c}{\tau_c}} - 1 \right]. \quad (22.35)$$

Для определения  $h_c''$  при известных значениях  $q$ ,  $\varphi$ ,  $E_0$  находим  $\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}}$ . Затем по табл. П.22.7 при данном значении  $\Phi$  определяем относительную глубину  $\tau_c'' = h_c''/E_0$  и далее вычисляем  $h_c'' = \tau_c'' E_0$ .

### 22.13. Условия подтопления водослива

В сжатом сечении глубина  $h_c$  меньше критической глубины,  $P_{к.с} > 1$  и поток находится в бурном состоянии. В отводящем русле (в бытовых условиях) при уклоне дна  $i < i_{кр}$  поток при равномерном движении находится в спокойном состоянии, т. е.  $h_0 > h_{кр}$ . Следовательно, сопряжение потока, перелившегося через водослив, и потока в нижнем бьефе произойдет только в форме гидравлического прыжка.

Напомним, что, как указывалось в § 21.2, местоположение гидравлического прыжка определяется соотношением бытовой глубины в отводящем русле  $h_0$  и второй сопряженной глубины гидравлического прыжка  $h''$ .

За характерную (критериальную) принимается глубина  $h_c''$ , т. е. вторая сопряженная со сжатой глубиной. При  $h_c'' = h_0$  гидравлический прыжок возникает в сжатом сечении, т. е. прыжок находится в предельном положении; при  $h_c'' > h_0$  гидравлический

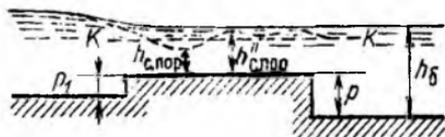


Рис. 22.42

прыжок — отогнанный, а при  $h'_c < h_б$  — надвинутый (затопленный).

В общем случае истечение через водослив будет подтопленным, если одновременно выполняются два условия:

- 1) гидравлический прыжок за водосливом надвинут на сооружение, т. е. прыжок затопленный, при  $h'_c < h_б$ ;
- 2) уровень воды в нижнем бьефе выше, чем порог водослива, т. е.  $h_б > p$ .

Для вакуумного водослива практического криволинейного профиля второе условие имеет вид (как уже указывалось)

$$h_б > (p - 0,15H_0).$$

Для водослива с широким порогом (пренебрегая перепадом восстановления  $\delta$ ) можно указать такое условие подтопления. Водослив с широким порогом подтоплен, если  $p + h''_{с.пор} < h_б$ , где  $h''_{с.пор}$  — вторая сопряженная глубина на пороге (рис. 22.42).

При этом (см. § 22.7)  $h_{с.пор} = h_1 = k_1 H_0$ , а  $h''_{с.пор} = k_2 H_0$ .

Таким образом, водослив с широким порогом подтоплен, если поток в сжатом сечении на пороге водослива затоплен надвинутым гидравлическим прыжком.

Отметим, что приведенные критерии подтопления не исключают применения указанных ранее (в § 22.4 и 22.9) частных критериев подтопления водослива с тонкой стенкой и с широким порогом.

## 22.14. Контрольные вопросы и примеры

1. Что называется водосливом, геометрическим напором?
2. Какой вид сил и энергии является определяющим при истечении через водослив?
3. Опишите основные характерные параметры водосливов.
4. Перечислите основные классификационные признаки водосливов.
5. Изложите ход вывода формулы для расхода через неподтопленный водослив, исходя из анализа размерностей.
6. Как учитывается скорость подхода в формуле расхода через водослив?
7. Как связаны коэффициенты расхода без учета скорости подхода и с учетом скорости подхода, коэффициенты Кориолиса и степень стеснения живого сечения потока водослива?
8. Влияет ли поверхностное натяжение жидкости на характеристики расхода через водослив? Проведите аналогию с истечением через отверстие (см. гл. 10).
9. Какие виды (формы) струи возможны при истечении через водослив с тонкой стенкой (с острым ребром)?
10. Какие параметры влияют на значение коэффициента расхода через водослив с острым ребром?
11. Влияет ли наклон стенки водослива с острым ребром на коэффициент расхода? Если влияет, то как?
12. Как учитывается боковое сжатие и подтопление водосливов с тонкой стенкой? Что происходит со значением коэффициента расхода через указан-

ный водослив при увеличении бокового сжатия? При уменьшении бокового сжатия?

13. Какие параметры влияют на коэффициент подтопления? При каких условиях водослив с тонкой стенкой работает как подтопленный?

14. Каковы основные требования по установке водосливов-водомеров в потоках, чтобы обеспечивалась успешная работа водосливов?

15. Как определяется расход через неподтопленный треугольный водослив-водомер?

16. Как выводится формула для расхода через параболический водослив-водомер с тонкой стенкой?

17. Какие виды трапецеидальных водосливов-водомеров с тонкой стенкой вы знаете? Как представляется формула расхода через различные трапецеидальные водосливы-водомеры?

18. Каковы конкретные экспериментально установленные пределы изменения геометрических и других параметров, при которых будет обеспечена успешная работа водослива-водомера?

19. Какие постулаты в различное время применяли ученые для описания движения воды через водослив с широким порогом, для определения глубины на пороге водослива с широким порогом?

20. Выведите уравнение для расхода через неподтопленный водослив с широким порогом без бокового сжатия для прямоугольного поперечного сечения на водосливе?

21. Как связаны между собой коэффициенты расхода, скорости и относительная глубина на пороге водослива с широким порогом?

22. Как определяются значения расходов через неподтопленный водослив с широким порогом для различных условий при расчетах? Как учитывается боковое сжатие и сжатие по вертикали на входе в указанный водослив?

23. В чем состоит двойственность решения для относительных глубин на пороге водослива с широким порогом?

24. Каковы условия подтопления водослива с широким порогом? Изобразите на схеме различные виды свободной поверхности на неподтопленных и подтопленных водосливах.

25. Как учитывается относительный перепад восстановления при истечении через водослив с широким порогом?

26. Какие виды водослива практического профиля криволинейного очертания вы можете указать? Начертите схему.

27. Как очерчивается профиль криволинейного безвакуумного водослива практического профиля по Кригеру—Офицерову?

28. Какие параметры влияют на значения коэффициентов расхода через водослив, построенный по координатам Кригера—Офицерова?

29. Как учитываются особенности геометрии профиля водослива и возможные различия напора по сравнению с профилирующим напором?

30. Как влияет горизонтальный гребень на водосливе практического профиля на значение коэффициента расхода?

31. Что такое водослив практического профиля с вакуумным криволинейным профилем? Как распределяется давление на поверхности такого водослива в верхней его части? Какие виды вакуумных водосливов (поперечный профиль их) вы можете указать?

32. Какие особенности имеют вакуумные водосливы криволинейного практического профиля с точки зрения коэффициентов расхода, вакуумности, пульсаций давления на поверхности профиля водослива? Какие требования следует выполнять при проектировании таких водосливов?

33. В чем особенность явления подтопления вакуумного водослива практического профиля? Как учитывается подтопление такого водослива?

34. Каким образом учитывается боковое сжатие при истечении через водосливы практического профиля криволинейного очертания? Каким образом это явление сказывается на значении пропускаемого расхода при остальных неизменных значениях параметров?

35. Мысленно расположите водосливы (неподтопленные) без бокового

сжатия в порядке возрастания значений коэффициента расхода. Совместно рассмотрите условия бокового сжатия на таких водосливах, условия учета подтопления этих водосливов.

36. Можно ли вывести формулу расхода через водослив не с помощью анализа размерностей, а с помощью, например, уравнения Бернулли? Если это можно сделать, выведите указанное уравнение расхода через водослив.

37. Чем неудобно применение полученного с помощью уравнения Бернулли выражения для определения расхода через водослив?

38. Какие вводятся предположки при применении уравнения Бернулли для рассмотрения истечения через водослив?

39. Как определяется сжатая глубина в нижнем бьефе водослива?

40. Как определяется вторая сопряженная глубина в нижнем бьефе водослива, сопряженная со сжатой глубиной?

**Пример 22.1.** Определить расход, проходящий через прямоугольный прямой водослив в вертикальной стенке (см. рис. 22.1). Напор  $H = 0,5$  м; высота водослива со стороны верхнего и нижнего бьефов  $p_1 = p_2 = 1$  м;  $s = 0,2$  м;  $B = b = 2$  м; поперечное сечение подводящего русла — прямоугольное; бытовая глубина в нижнем бьефе  $h_6 = 0,8$  м.

**Решение.** Так как  $\frac{s}{H} = \frac{0,2}{0,5} = 0,4 < 0,67$  и  $B = b$ , то в данных условиях водослив — с тонкой стенкой, без бокового сжатия. То, что бытовая глубина  $h_6 = 0,8$  м  $< p = 1$  м, свидетельствует о неподтопленном истечении через водослив. Следовательно, коэффициент подтопления  $\sigma_n = 1$  (см. 22.8).

Согласно (22.4)

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2},$$

где по (22.9) — по формуле Базена —

$$\begin{aligned} m_0 &= \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + p_1}\right)^2\right] = \\ &= \left(0,405 + \frac{0,003}{0,5}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{0,5}{0,5 + 1}\right)^2\right] = 0,436. \end{aligned}$$

По формуле Ребока

$$m_0 = 0,403 + 0,053 \frac{H}{p_1} + \frac{0,0007}{H} = 0,431.$$

Тогда  $Q = 0,436 \cdot 2 \cdot 4,43 \cdot 0,5^{3/2} = 1,366$  м<sup>3</sup>/с;  $Q = 0,431 \cdot 2 \cdot 4,43 \cdot 0,5^{3/2} = 1,35$  м<sup>3</sup>/с.

Разница в значениях расхода при использовании формул Базена и Ребока составляет 1,23 %.

**Пример 22.2.** Определить расход для данных, приведенных в примере 22.1, но при  $b = 1,2$  м.

**Решение.** Так как в этом случае  $b = 1,2$  м  $< B = 2$  м, то истечение через рассматриваемый водослив с тонкой стенкой будет происходить в условиях бокового сжатия и коэффициент расхода определяют по формуле Эгли (22.10):

$$\begin{aligned} m_{0c} &= \left(0,495 + \frac{0,003}{H} + 0,03 \frac{B - b}{B}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{b}{B}\right)^2 \left(\frac{H}{H + p_1}\right)^2\right] = \\ &= \left(0,495 + \frac{0,003}{0,5} + 0,03 \frac{0,8}{2}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{1,2}{2}\right)^2 \left(\frac{0,5}{1,5}\right)^2\right] = 0,4323, \end{aligned}$$

т. е. уменьшение коэффициента расхода составляет 0,8 % от  $m_0 = 0,436$ .

Тогда расход в условиях бокового сжатия

$$Q = m_{0c} b \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,812 \text{ м}^3/\text{с},$$

что на  $\approx 40,5\%$  меньше, чем расход через водослив шириной  $b = B = 2$  м без бокового сжатия.

**Пример 22.3.** Определить расход через прямоугольное водосливное отверстие в вертикальной стенке толщиной  $s = 0,05$  м. Ширина водосливногo отверстия  $b = B = 1,5$  м; высота водослива со стороны верхнего бьефа  $p_1 = 1,0$  м; высота водослива со стороны нижнего бьефа  $p = 1,2$  м; бытовая глубина в нижнем бьефе  $h_6 = 1,45$  м. Напор над гребнем водослива  $H = 0,4$  м. Истечение — по схеме на рис. 22.14.

*Решение.* Рассчитываемый водослив — с тонкой стенкой, так как

$$\frac{s}{H} = 0,125 < 0,67.$$

Определим, влияет ли уровень воды в нижнем бьефе на условия истечения через водослив, т. е. будет ли водослив подтоплен. Найдем разность уровней воды в верхнем и нижнем бьефе:

$$z = (p + H) - h_6 = 1,2 + 0,4 - 21,45 = 0,15 \text{ м}$$

или в заданных условиях  $\frac{z}{p} = \frac{0,15}{1,2} = 0,125$ .

Согласно рис. 22.1 «граничное» значение относительного перепада уровней

ней  $\left(\frac{z}{p}\right)_k = 0,8$  при  $\frac{H}{p} = \frac{0,4}{1,2} = 0,333$ . Так как  $\frac{z}{p} = 0,125 <$

$< \left(\frac{z}{p}\right)_k = 0,333$ , то гидравлический прыжок в нижнем бьефе надвинут.

Так как  $h_6 > p$ , то водослив будет подтоплен.

При  $\Delta = h_6 - p = 1,45 - 1,2 = 0,25$  м, по (22.11) коэффициент подтопления по Базену равен

$$\sigma_n = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{\Delta}{p}\right) \sqrt[3]{\frac{z}{H}} = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{0,95}{1,2}\right) \sqrt[3]{\frac{0,15}{0,4}} = 0,828.$$

Коэффициент расхода по (22.9)

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) 1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + p_1}\right)^2 = \left(0,405 + \frac{0,003}{0,4}\right) 1 + 0,55 \left(\frac{0,4}{0,4 + 1}\right)^2 = 0,431.$$

Тогда расход через водослив по (22.8) равен

$$Q = \sigma_n m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,828 \cdot 0,431 \cdot 1,5 \cdot 4,43 \cdot 0,4^{3/2} = 0,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

**Пример 22.4.** Определить ширину по низу мерного равнобедренного трапециoidalного водослива Чиолетти (рис. 22.18), через который проходит расход  $Q = 0,15 \text{ м}^3/\text{с}$ , при напоре  $H = 0,22$  м. Высота порога водослива  $p_1 = 0,2$  м.

*Решение.* Из формулы (22.16) при  $m \sqrt{2g} = 0,42 \cdot 4,43 = 1,86 \text{ м/с}$  имеем

$$b = \frac{Q}{1,86 H^{3/2}} = \frac{0,15}{1,86 \cdot 0,22^{3/2}} = 0,78 \text{ м}.$$

Уточним, удовлетворяются ли условия, при которых мерный водослив будет успешно эксплуатироваться (см. § 22.5).

Найдем  $V_0 \approx \frac{Q}{b(p_1 + H)} = \frac{0,15}{0,78(0,2 + 0,22)} = 0,46$  м/с; относительная ширина  $\frac{b}{H} = \frac{0,78}{0,22} = 3,55$ . Требуемые условия соблюдены.

**Пример 22.5.** Определить расход, который пройдет через равнобедренный трапециевидальный мерный водослив с  $\theta = 45^\circ$  (водослив Иванова) при  $b = 0,78$  м;  $H = 0,22$  м;  $p_1 = 0,2$  м (условия из предыдущего примера).

Для данного водослива расход равен

$$Q = 1,86 \frac{b + H}{b + 0,25H} bH^{3/2} = 1,86 \frac{0,78 + 0,22}{0,78 + 0,25 \cdot 0,22} 0,78 \cdot 0,22^{3/2} = 0,179 \text{ м}^3/\text{с}.$$

При этом  $V_0 = \frac{Q}{b(p_1 + H)} \approx \frac{0,179}{0,78 + 0,42} = 0,55$  м/с.

Условие, чтобы  $V_0 < 0,6$  м/с (см. § 22.5), соблюдено.

**Пример 22.6.** Определить расход, проходящий через водослив с горизонтальным гребнем (см. рис. 22.4 и 22.19) при следующих данных:  $p_1 = 1,5$  м;  $p = 2,0$  м;  $H = 1,2$  м;  $h_0 = 1,8$  м;  $s = 10$  м (т. е.  $s/H = 8,33$  — водослив с широким порогом); ширина подводящего русла прямоугольного сечения  $B = 6$  м; ширина водосливного отверстия (также с прямоугольным поперечным сечением)  $b = 4$  м. Вход — неплавный, по типу рис. 22.21, а, но с вертикальными стенками.

*Решение.* Расход определим по (22.2), так как водослив не подтоплен ( $h_0 < p$ ); при этом коэффициент расхода для данных условий (неплавный вход, обратные вертикальные стенки на входе) находим по Смыслову:

$$m = 0,3 + 0,08 \frac{bH}{B(p_1 + H)} = 0,324.$$

Тогда, приняв  $H_0 \approx H$ , получим

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,324 \cdot 4 \cdot 4,43 \cdot 1,2^{3/2} = 7,55 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Уточним результат с учетом скорости подхода

$$V_0 = \frac{Q}{B(p_1 + H)} = \frac{7,55}{6 \cdot 2,7} = 0,47 \text{ м/с}.$$

При  $\alpha_0 = 1,1$  имеем

$$\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 0,47^2}{19,62} = 0,012 \text{ м}.$$

Тогда  $H_0 = H + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 1,212$  м; расход  $Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 7,66 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Следовательно,  $V_0 = \frac{Q}{B(p_1 + H)} = \frac{7,66}{6 \cdot 2,7} = 0,473$  м/с. В этом случае

$\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 0,0125$  м. Полученное значение  $Q = 7,66 \text{ м}^3/\text{с}$  можно принять окончательным.

**Пример 22.7.** Определить расход через водослив с широким порогом (без порога, т. е.  $p_1 = p = 0$ ), если напор  $H = 2$  м. Бытовая глубина в отводящем русле  $h_0 = 1,8$  м; ширина водослива  $b = 5$  м; ширина подводя-

шего и отводящего каналов по дну  $b_k = 7$  м; коэффициент откоса в обоих каналах  $m_k = 1$ , форма входа в плане — по типу конусов.

*Решение.* Согласно исходным данным  $\frac{r}{b} = \frac{b_k - b}{2b} = 0,2$ . Тогда по табл. П.22.3 имеем при  $b/b_k = 0,714$  и  $r/b = 0,2$  значение коэффициента расхода  $m = 0,3646 \approx 0,365$ . Тогда при  $H_0 \approx H$ , считая, что водослив не подтоплен, найдем расход

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2} = 22,87 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Скорость подхода в условиях отсутствия подтопления

$$V_0 = \frac{Q}{(b_k + m_k H) H} = 1,27 \text{ м/с}.$$

Соответственно напор с учетом скорости подхода при  $\alpha_0 = 1,1$

$$H_0 = H + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 2 + \frac{1,1 \cdot 1,27^2}{19,62} = 2,09 \text{ м}.$$

Определим, будет ли в действительности истечение через водослив неподтопленным. При  $p = 0$  имеем  $\Delta = h_6 - p = 1,8$  м. Тогда  $\frac{\Delta}{H_0} \approx \frac{\Delta}{H} = \frac{1,8}{2,0} = 0,9$ . По табл. 22.3 имеем «граничные» значение  $K_2 = 0,79$  при  $m = 0,365$ .

Так как  $\frac{\Delta}{H} = 0,9 > K_2 = 0,79$ , то водослив подтоплен. Относительное расширение потока в нижнем бьефе

$$\epsilon_{НБ} = \frac{b\Delta}{\Omega_{НБ}} = \frac{b\Delta}{(b_k + m_k h_6) h_6} = 0,57.$$

По табл. 22.4 при  $\epsilon_{НБ} = 0,57$  и  $\Delta/H = 0,9$  имеем  $\sigma_{п} = 0,917$ . Тогда расход с учетом подтопления равен (пока в предположении  $H_0 \approx H$ )

$$Q = \sigma_{п} m b \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,917 \cdot 0,365 \cdot 5 \cdot 4,43 \cdot 2^{3/2} = 20,97 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Тогда

$$V_0 = \frac{Q}{(b_k + m_k H) H} = \frac{20,97}{(7 + 2) 2} = 1,16 \text{ м/с};$$

скоростной напор (при  $\alpha_0 = 1,1$ )

$$\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 1,16^2}{19,62} = 0,075 \text{ м и } H_0 = 2,075 \text{ м}.$$

Уточненное значение расхода по (22.7)

$$Q = \sigma_{п} m b \sqrt{2g} H_0 = 0,917 \cdot 0,365 \cdot 5 \cdot 4,43 \cdot 2,075^2 = 22,16 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Вновь определяем скорость подхода:  $V_0 = \frac{Q}{(b_k + m_k H) H} = \frac{22,16}{(7 + 2) 2} = 1,23 \text{ м/с}$ . Тогда

$$\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 1,23^2}{19,62} = 0,085 \text{ м и } H_0 = 2,085 \text{ м}.$$

Второе уточнение приводит к значению расхода  $Q = \sigma_{\text{п}} m b \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 0,917 \cdot 0,365 \cdot 5 \cdot 4,43 \cdot 2,085^{3/2} = 22,32 \text{ м}^3/\text{с}$  и  $V_0 = 1,24 \text{ м/с}$ . Дальнейшее уточнение не требуется. Принимаем  $Q = 22,3 \text{ м}^3/\text{с}$ .

**Пример 22.8.** Определить расход через безвакуумный криволинейный водослив практического профиля, построенный по координатам Кригера—Офицера (форма 1 на рис. 22.24) при следующих данных: ширина подводящего русла с прямоугольным поперечным сечением  $B = b = 10 \text{ м}$ ; высота водослива  $p_1 = p = 7 \text{ м}$ ; профилирующий напор  $H_{\text{пр}} = 1,8 \text{ м}$ ; бытовая глубина в отводящем русле в нижнем бьефе  $h_6 = 5 \text{ м}$ ; расчетный напор  $H = H_{\text{пр}} = 1,8 \text{ м}$ . В данном случае  $h_6 < p$  и водослив не подтоплен. Так как  $B = b$ , то боковое сжатие отсутствует.

**Решение.** Найдем вначале значение приведенного коэффициента расхода  $m_{\text{пр}}$  (приняв  $H_0 \approx H$ )

$$m_{\text{пр}} = 0,50 - 0,012 \frac{H_0}{p_1} = 0,50 - 0,012 \frac{1,8}{7} = 0,497.$$

Для водослива, построенного по координатам Кригера—Офицера,  $m = m_{\text{пр}} \sigma_{\text{ф}} \sigma_{\text{н}}$ . При  $H = H_{\text{пр}}$  имеем  $\sigma_{\text{н}} = 1$  (табл. 22.8) при  $\theta_{\text{в}} = 90^\circ$ ; при  $\theta_{\text{в}} = 90^\circ$ ,  $\theta_{\text{н}} = 60^\circ$  и  $\frac{l}{H} = 1,0$  по табл. 22.7 найдем  $\sigma_{\text{ф}} = 1$ . Тогда  $m = 0,497$ . Расход (при  $H_0 \approx H$ )

$$Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2} = 0,497 \cdot 10 \cdot 4,43 \cdot 1,8^{3/2} = 53,17 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Скорость подхода

$$V_0 = \frac{Q}{B(p_1 + H)} = \frac{53,17}{10 \cdot 8,8} = 0,6 \text{ м/с}.$$

Тогда при  $\alpha_0 = 1,1$   $H_0 = H + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 1,8 + \frac{1,1 \cdot 0,6^2}{19,62} = 1,82 \text{ м}$  и уточненное значение расхода

$$Q = 0,497 \cdot 10 \cdot 4,43 \cdot 1,82^{3/2} = 54,05 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Вновь находим скорость подхода  $V_0 = \frac{54,05}{10 \cdot 8,8} = 0,614 \text{ м/с}$  и  $H_0 = 1,8 +$

$+\frac{1,1 \cdot 0,614^2}{19,62} = 1,821 \text{ м}$ . Дальнейшие уточнения не потребуются. Принимаем значение  $Q = 54,05 \text{ м}^3/\text{с}$ .

**Пример 22.9.** Определить ширину водосливных отверстий двухпролетной водосливной плотины. Профиль водослива построен по координатам Кригера—Офицера (см. рис. 22.23, а и форму 1 на рис. 22.24) при следующих данных: расход  $Q = 115,0 \text{ м}^3/\text{с}$ ; скорость подхода  $V_0 = 0,3 \text{ м/с}$ ; высота водослива  $p_1 = p = 9 \text{ м}$ ; напор над гребнем водослива (равен профилирующему напору)  $H = H_{\text{пр}} = 2,5 \text{ м}$ ; бытовая глубина в нижнем бьефе  $h_6 = 6 \text{ м}$ . Форма бычков и устоев в плане — заостренная (см. рис. 22.29); коэффициент  $a = 0,06$ . Скоростным напором ввиду его малости можно пренебречь. Принимаем вначале ориентировочное значение коэффициента расхода для формы 1  $m = 0,49$ ; водослив не подтоплен, так как  $h_6 < p$ .

**Решение.** Найдем значение ширины водосливного отверстия, приняв вначале коэффициент бокового сжатия  $\varepsilon = 1$  и  $H_0 \approx H$ . Расход, проходящий через один пролет, равен  $Q_1 = 0,5 Q = 57,5 \text{ м}^3/\text{с}$ ;

$$b = \frac{Q_1}{\sigma_{\text{п}} \varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = \frac{57,5}{1 \cdot 1 \cdot 0,49 \cdot 4,43 \cdot 2,5^{3/2}} = 6,7 \text{ м}.$$

Принимаем согласно рекомендациям СНиП (табл. П.22.1)  $b = 7$  м. Тогда коэффициент бокового сжатия по (22.28) при  $H_0 \approx H$

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b + H_0} = 1 - 0,06 \frac{2,5}{7 + 2,5} = 0,984.$$

С учетом коэффициента бокового сжатия вновь найдем

$$b = \frac{Q_1}{\varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = \frac{57,5}{0,984 \cdot 0,49 \cdot 4,43 \cdot 2,5^{3/2}} = 6,81 \text{ м.}$$

В связи с необходимостью использовать при проектировании стандартное значение  $b = 7$  м и принимая здесь  $m = 0,50 - 0,012 \frac{H}{p_1} = 0,50 - 0,012 \frac{2,5}{9} = 0,497$ , получаем, что расчетное значение напора

$$H = \left( \frac{Q_1}{\varepsilon m b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{57,5}{0,984 \cdot 0,497 \cdot 7 \cdot 4,43} \right)^{2/3} = 2,43 \text{ м.}$$

Таким образом, при неизменной максимальной отметке воды в верхнем бьефе следует увеличить отметку гребня водослива против предполагавшейся на 0,07 м, т. е. высота плотины станет  $H = 7,07$  м. Уточнения коэффициентов бокового сжатия и расхода будут столь незначительными, что необходимость этих исправлений отпадает.

Отметим, что, как и в предыдущем примере,  $\sigma_n = 1$ ;  $\sigma_\phi = 1$ .

## Глава 23

### ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ-ПОД ЗАТВОРОВ

#### 23.1. Виды истечения. Сжатая глубина

Отверстия водопропускных, водозаборных и водосбросных сооружений обычно перекрывают затворами (плоскими одиночными или сдвоенными, вертикальными или наклонными, сегментными, секторными, цилиндрическими с горизонтальной осью и др.) Поднимаемая затворы на определенную высоту, можно пропустить через отверстие необходимые расходы.

Отверстия, которые перекрываются затворами, обычно имеют прямоугольное сечение. Затворы могут быть расположены: над дном (не обязательно горизонтальным), не имеющим порога (рис. 23.1, а); перед перепадом (уступом) или быстротоком (рис. 23.1, б); в начале водослива с широким порогом (рис. 23.1, в); на гребне водослива практического профиля криволинейного очертания (рис. 23.1, г).

Во всех этих схемах могут устанавливаться как плоские, так и криволинейные затворы (на рис. 23.1 в качестве примера показаны плоские затворы). Области применимости (размеры перекрываемых пролетов, напоры) и конструктивные особенности различных затворов изучаются в курсе гидротехнических сооружений.

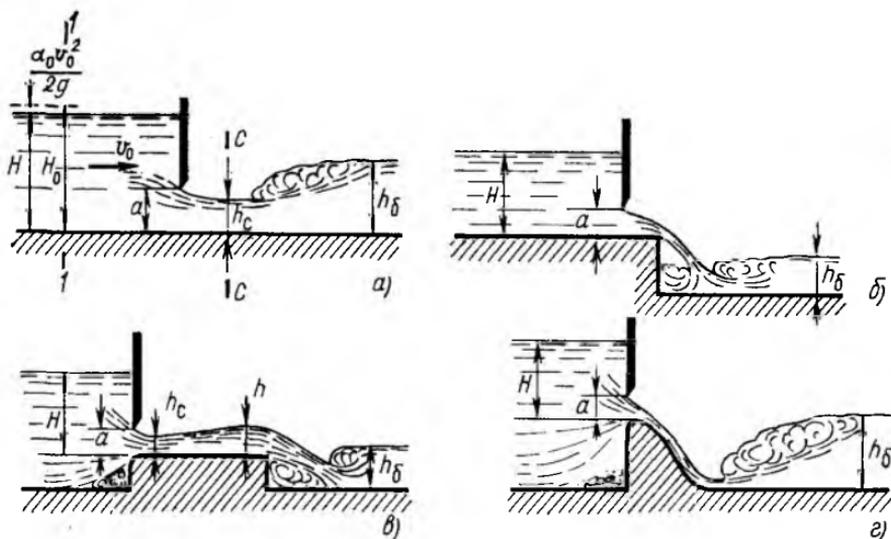


Рис. 23.1

Примем следующие обозначения:  $H$  — глубина перед отверстием (напор);  $a$  — высота поднятия затвора (высота отверстия);  $b$  — ширина перекрываемого отверстия;  $h_b$  — бытовая глубина в нижнем бьефе.

Рассмотрим сначала истечение из-под плоского вертикального затвора с острой низовой кромкой, установленного без порога (рис. 23.1, а). Истечение происходит в условиях плоской задачи. Так же как и при истечении из отверстий, поток, выходя из-под затвора, испытывает сжатие в вертикальной плоскости. На некотором расстоянии от затвора (приблизительно  $a$ ) наблюдается сжатая глубина, равная

$$h_c = \varepsilon a, \quad (23.1)$$

где  $\varepsilon$  — коэффициент вертикального сжатия.

Н. Е. Жуковский для потенциального движения жидкости при истечении из отверстия получил теоретическую зависимость для коэффициента вертикального сжатия, которая имеет вид

$$\varepsilon = f(a/H), \quad (23.2)$$

т. е. для плоской задачи коэффициент вертикального сжатия зависит только от относительного поднятия затвора  $a/H$ .

По Н. Е. Жуковскому

$$\varepsilon = \frac{\pi}{\pi + 2 \frac{2\theta}{\operatorname{tg} 2\theta}},$$

а угол  $\theta$  находится из выражения

$$\operatorname{tg} \theta \left( 1 + \frac{2}{\pi} - \frac{2\theta}{\operatorname{tg} 2\theta} \right) = \frac{\omega}{\Omega} \quad \left( \text{или равно } \frac{a}{H} \right),$$

где  $\omega$  — площадь отверстия;  $\Omega$  — площадь живого сечения подходящего к отверстию потока. При отсутствии бокового сжатия  $\omega/\Omega = a/H$ .

При  $\omega/\Omega \rightarrow 0$  формула Жуковского дает значение коэффициента сжатия, совпадающее с также полученной теоретически формулой Кирхгофа

$$\varepsilon = \frac{\pi}{\pi + 2} \approx 0,611.$$

При увеличении  $\omega/\Omega$  или  $a/H$  растет и значение коэффициента сжатия  $\varepsilon$ .

Для рассматриваемого случая по уравнениям, полученным Н. Е. Жуковским, затем были вычислены коэффициенты вертикального сжатия (табл. 23.1).

Интересно отметить, что при  $a/H = 0,1$  (верхняя граница отношения размера отверстия к напору, соответствующая «малому» отверстию) коэффициент  $\varepsilon$ , равный по табл. 23.1 0,615, близко совпадает с теоретически полученным Кирхгофом значением ( $\varepsilon = 0,611$ ) и экспериментально найденным (для достаточно больших  $Re$ ). Относительное открытие затвора  $a/H = 0,75$  по опытам А. И. Богомолова и К. А. Михайлова соответствует началу перехода к истечению через водослив.

По данным С. М. Слисского наличие бокового сжатия потока перед отверстием, перекрываемым затвором, оказывает некоторое влияние на коэффициент вертикального сжатия, однако с доста-

Т а б л и ц а 23.1

$a/H$	$\varepsilon$	$\Phi (\tau_c)$	$\tau_c = \varepsilon \frac{a}{H}$
0,10	0,615	0,264	0,062
0,15	0,618	0,388	0,092
0,20	0,620	0,514	0,124
0,25	0,622	0,633	0,156
0,30	0,625	0,750	0,188
0,35	0,628	0,865	0,220
0,40	0,630	0,967	0,252
0,45	0,638	1,060	0,284
0,50	0,645	1,182	0,323
0,55	0,650	1,265	0,365
0,60	0,660	1,363	0,395
0,65	0,675	1,457	0,440
0,70	0,690	1,538	0,482
0,75	0,705	1,611	0,529

точной для практических целей точностью пока будем принимать  $\epsilon$  по табл. 23.1 как в условиях плоской задачи, так и при боковом сжатии.

Если поток в сжатом сечении не испытывает влияния со стороны нижнего бьефа, т. е. сжатое сечение находится под атмосферным давлением, и стечение свободное; если сжатое сечение затоплено некоторым слоем воды, т. е. нижний бьеф влияет на истечение, истечение не свободное (подтопленное).

### 23.2. Свободное истечение из-под плоских и криволинейных затворов

Свободное истечение происходит, если сопряжение потока в бурном состоянии (сжатое сечение) с потоком, находящимся в спокойном состоянии (нижний бьеф, отводящее русло), имеет форму отогнанного прыжка, т. е.  $h_c'' > h_b$ , а также если уклон дна отводящего канала  $i > i_{кр}$ , т. е. в нижнем бьефе поток — в бурном состоянии и отсутствует гидравлический прыжок.

Определим среднюю скорость в сжатом сечении при свободном истечении (рис. 23.1, а). Применим уравнение Бернулли для сечений 1—1 (до затвора на расстоянии, большем  $H$ ) и С—С.

Строго говоря, на подходе к затвору происходит восстановление потенциальной энергии, т. е. перед затвором глубина воды на участке длиной, примерно равной напору  $H$ , постепенно повышается приблизительно на  $\alpha v_0^2/2g$ . Без учета этого

$$H + \frac{p_{ат}}{\rho g} + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = h_c + \frac{p_{ат}}{\rho g} + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{v_c^2}{2g};$$

$$2g(H_0 - h_c) = v_c^2(\alpha_c + \Sigma \zeta),$$

откуда

$$v_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \Sigma \zeta}} \sqrt{2g(H_0 - h_c)}.$$

Обозначая, как и ранее,  $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \Sigma \zeta}}$  — коэффициент скорости,

имеем

$$\left. \begin{aligned} v_c &= \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_c)} \\ \text{или} \\ v_c &= \varphi \sqrt{2g(H_0 - \epsilon a)}. \end{aligned} \right\} \quad (23.3)$$

В плоскости отверстия, открытого на высоту  $a$ , средняя скорость

$$v = \epsilon v_c = \varphi \epsilon \sqrt{2g(H_0 - \epsilon a)}.$$

Расход при свободном истечении из-под затвора  $Q = \omega_c v_c$  определяется по формуле

$$Q = \varphi \epsilon a b \sqrt{2g(H_0 - \epsilon a)} \quad (23.4)$$

или

$$Q = \mu a b \sqrt{2g(H_0 - \epsilon a)}, \quad (23.5)$$

где  $\mu = \varphi \epsilon$  — коэффициент расхода.

В ряде случаев, например, при истечении из-под затворов, установленных над водосливом или уступом (рис. 23.1, б, з), за затвором нет четко выраженного сжатого сечения, в котором движение можно было бы считать удовлетворяющим условиям плавной изменяемости. В таких случаях часто применяют формулу (вывод приведен в § 23.4)

$$Q = \mu_1 a b \sqrt{2gH_0},$$

где соотношение коэффициентов расхода  $\mu$  и  $\mu_1$  таково:

$$\mu_1 = \mu \sqrt{1 - \frac{\epsilon a}{H_0}}.$$

Очевидно, что  $\mu_1 < \mu$ .

Значения коэффициентов скорости принимаются по экспериментальным данным, например для затворов, установленных в отверстиях без порога,  $\varphi = 0,95 \div 0,97$ , а для затворов, установленных над широким порогом, коэффициент скорости изменяется в больших пределах:  $\varphi = 0,85 \div 0,95$ . Коэффициент вертикального сжатия принимают по табл. 23.1 в зависимости от задаваемого  $a/H$ .

Если уклон отводящего русла  $i < i_{кр}$ , надо проверить, будет ли истечение из-под затвора свободным. Гидравлический прыжок в нижнем бьефе будет отогнанным, если  $h_c'' > h_6$ . Учитывая, что для совершенного гидравлического прыжка в прямоугольном русле  $h_c'' = 0,5 h_c [ \sqrt{1 + 8\Pi_{к.с}} - 1 ]$ , и подставляя с учетом (23.3),  $v_c^2(g h_c) = 2\varphi^2 (H_0/h_c - 1)$ , из условия  $h_c'' > h_6$  имеем, что истечение из-под затвора будет свободным, если выполняется неравенство

$$\frac{h_6}{h_c} \left( \frac{h_6}{h_c} + 1 \right) < 4\varphi^2 \left( \frac{H_0}{h_c} - 1 \right). \quad (23.6)$$

В этом случае гидравлический прыжок будет отогнанным.

Высота подъема затвора, необходимая для пропуска заданного расхода  $Q$ , может быть найдена на основе использования (23.4) двумя способами: 1) подбором и 2) по методике, предложенной И. И. Агроскиным.

Применим второй способ. Так как  $\epsilon$  является функцией относительного открытия  $a/H$ , то для каждого значения  $a/H$  найдены произведения  $\epsilon a/H$ , равные  $h_c/H$ .

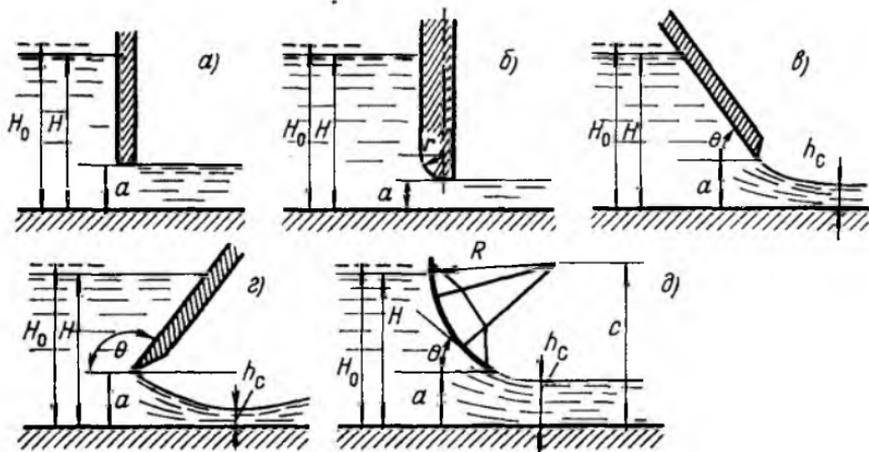


Рис. 23.2

Если принять  $H \approx H_0$ , можно перейти к безразмерной относительной глубине  $\tau_c = \frac{a}{H}$ . При этом учтено, что в случае истечения из-под затвора без порога  $H = E \approx E_0$ .

Затем можно вычислить значения функции

$$\Phi(\tau_c) = 4,43\tau_c \sqrt{1 - \tau_c}$$

для каждого из значений  $\epsilon a/H = \tau_c$ .

В табл. 23.1 приведены вычисленные значения  $\tau_c$  и  $\Phi(\tau_c)$ .

Таким образом, получена связь между  $\Phi(\tau_c)$  и  $a/H$ . По известным значениям  $Q$ ,  $H$  и  $\phi$  можно определить

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\phi E_0^{3/2}} = \frac{q}{\phi H^{3/2}},$$

по которой в табл. 23.1 получаем значение относительной высоты поднятия затвора  $a/H$ , а затем и высоты подъема затвора  $a$ .

**Плоские вертикальные и наклонные затворы** (рис. 23.2). При истечении из-под плоских наклонных, плоских вертикальных со скругленной низовой кромкой (рис. 23.2, а) или криволинейных затворов, расположенных над дном без порога, справедливы формулы (23.3) — (23.5) для расхода и средней скорости.

Значения расчетных коэффициентов для этих затворов, в основном коэффициента вертикального сжатия, а также коэффициента расхода, отличаются от аналогичных значений коэффициентов для плоского вертикального затвора с острой низовой кромкой.

При наклоне напорной грани затвора в сторону верхнего бьефа (рис. 23.2, в) условия истечения становятся более благоприятными, сжатие струи уменьшается (коэффициент  $\epsilon$  растет) и увеличивается

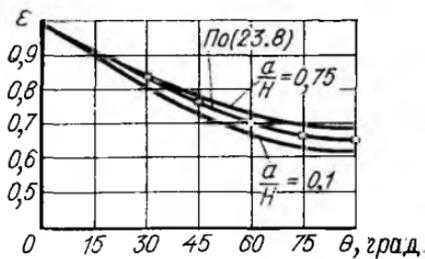


Рис. 23.3

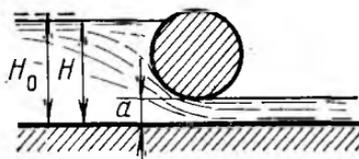


Рис. 23.4

коэффициент расхода  $\mu$ . В зависимости от угла наклона  $\theta$  к горизонту касательной к низовой кромке, из-под которой происходит истечение, и относительного открытия  $a/H$  значения  $\epsilon$  при  $\theta = 0 \div 90^\circ$  могут быть при отсутствии бокового сжатия определены по формуле, предложенной К. Ф. Химицким,

$$\epsilon = \frac{1}{1 + \sqrt{0,4 \sin^3 \theta [1 - (a/H)^2]}} \quad (23.7)$$

При боковом сжатии на входе вместо  $a/H$  в знаменателе подставляется отношение площади отверстия в свету к площади живого сечения перед отверстием в верхнем бьефе  $\omega_{\text{отв}}/\omega_{\text{в. б.}}$ .

Проследим по графику на рис. 23.3, как изменяются коэффициенты  $\epsilon$  при различных  $\theta \leq 90^\circ$  и  $a/H$ . При увеличении  $\theta$  (т. е. по мере приближения к вертикальному положению затвора) крайние значения (при  $a/H = 0,1$  и  $0,75$ )  $\epsilon$  значительно отличаются друг от друга. Для приближенных расчетов можно принимать для каждого из  $a/H$  и  $\theta \leq 90^\circ$  осредненные значения  $\epsilon$  из полученных по (23.7). Для определения осредненных значений можно пользоваться формулой

$$\epsilon = \frac{1}{1 + 0,53 \sin^3 \theta} \quad (23.8)$$

При наклоне напорной грани затвора в сторону нижнего бьефа (рис. 23.2, г,  $\theta > 90^\circ$ ) коэффициент вертикального сжатия уменьшается, уменьшается и коэффициент расхода.

**Плоские затворы со скругленной низовой кромкой** (рис. 23.2, а, б). Скругление низовой кромки затвора приводит к увеличению  $\epsilon$  и  $\mu$ . В результате исследований плавно обтекаемых затворов со скругленной нижней частью затвора, а также затворов с нижним козырьком, очерченным по форме сжатой струи, вытекающей из-под плоского вертикального затвора, были получены довольно высокие значения коэффициента расхода ( $\mu = 0,9 \div 0,97$ ).

При истечении из-под плавно обтекаемых затворов можно принимать при соответствующем назначении радиуса скругления  $\epsilon \approx 1,0$ , т. е. считать, что струя вытекает практически без сжатия в вертикальной плоскости. Так, например, при истечении из-под

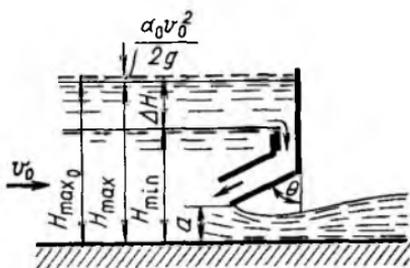


Рис. 23.5

вертикального затвора с нижней частью, выполненной в виде четверти круга радиусом  $r$  (рис. 23.2, б), сжатие потока на выходе практически отсутствует, т. е.  $\epsilon = 1$  при  $a/r \leq 1,0$ . Такие затворы часто используют в лабораторных исследованиях и, что особенно важно, в водомерных устройствах на каналах мелиоративных систем.

Для расчетов пропускной способности таких устройств рекомендуются также высокие значения  $\mu = 0,92 \div 0,95$ .

**Цилиндрический (вальцовый) затвор.** Расположенный над плоским горизонтальным дном цилиндрический (вальцовый) затвор (рис. 23.4) также обеспечивает истечение с коэффициентом  $\epsilon$ , близким к 1. Соответственно по опытным данным Д. В. Штеренлихта и В. А. Полениной при изменении  $a/H$  от 0,07 до 0,5 коэффициент расхода  $\mu$  при  $\epsilon \approx 1$  изменяется от 0,98 до 0,94.

**Затворы — автоматические регуляторы.** Автоматические регуляторы уровня воды в верхнем бьефе представляют собой водосливы или затворы-автоматы. Через водослив или под затвором (или под ним и над ним одновременно) сбрасывается излишний расход, благодаря чему уровень (заданный или расчетный) поддерживается постоянным.

Рассмотрим стабилизатор расхода типа «телескопический коробчатый затвор» (рис. 23.5), предложенный Я. В. Бочкаревым.

Независимо от изменения в определенных пределах расхода и уровня воды в верхнем бьефе стабилизатор обеспечивает поступление в отводящий канал постоянного расхода.

Как и для обычного затвора, по (23.5)

$$Q = \mu ab \sqrt{2g(H_0 - \epsilon a)}.$$

Для поддержания постоянного расхода необходимо, чтобы при заранее заданном диапазоне изменения уровня воды в верхнем бьефе было постоянным произведение

$$\mu \sqrt{2g(H_0 - \epsilon a)} = \text{const},$$

что достигается изменением сопротивлений и коэффициента вертикального сжатия, коэффициента расхода при изменении действующего напора. Переливающаяся через вертикальную, заделанную в боковые устои (или быки) сооружения стенку вода попадает во внутреннюю полость затвора, откуда выходит навстречу основному потоку, что создает дополнительные сопротивления. Изменение открития затвора приводит к изменению расхода.

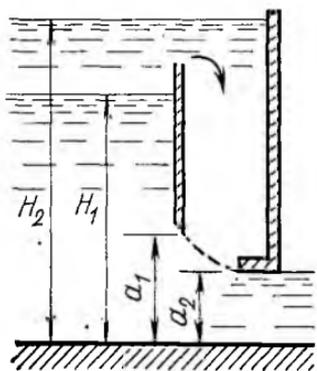


Рис. 23.6

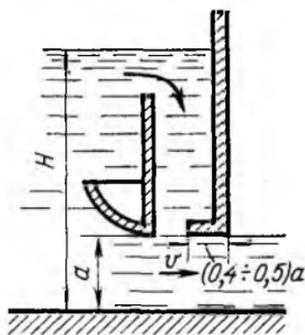


Рис. 23.7

Далее формула (23.4) преобразуется к виду

$$Q = \varphi \varepsilon \frac{a}{H_0} b \sqrt{2g \left(1 - \frac{\varepsilon a}{H_0}\right)} H_0^{3/2} = \varphi \tau_c \sqrt{1 - \tau_c} b \sqrt{2g} H_0^{3/2} = m_{к.з} b \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

так как  $\varepsilon a / H_0 = h_c / H_0 = \tau_c$ .

Коэффициент расхода коробчатого затвора  $m_{к.з}$  определяется по эмпирическим зависимостям, учитывающим конструктивные особенности, условия истечения, в частности угол наклона  $\theta$ .

Расчетный напор  $H_{расч}$  принимается равным  $H_{min}$ , а  $a = a_{max} = 0,35 H_{расч}$ ; допустимое значение колебания уровней над верхом неподвижной стенки  $\Delta H = 0,45 H_{расч}$ .

Для автоматизации водораспределения на мелиоративных системах применяются и другие конструкции затворов — стабилизаторов расхода, например коробчатые затворы (рис. 23.6), в которых истечение происходит из-под передней стенки (при напорах  $H_1$ ), а затем при увеличении расхода вода переливается через переднюю стенку, заполняет пространство между передней и задней стенками и истечение происходит из-под второй стенки при меньшем открытии  $a_2$ . С увеличением напора до максимально допустимого  $H_2$  расход увеличивается до расхода, проходившего до перелива через вертикальную переднюю стенку,

$$Q = \varphi \varepsilon_2 a_2 b \sqrt{2g (H_2 - \varepsilon_2 a_2)}.$$

В конструкции затвора — стабилизатора расхода, приведенного на рис. 23.7, козырек, выполненный по форме кривой свободной поверхности, прикрепляется к нижней кромке передней стенки, а к задней стенке крепится горизонтальный козырек длиной  $(0,4 \div 0,5) a$ . Нижние кромки криволинейного и горизонтального козырьков находятся на одной отметке. Благодаря криволинейности

нижнего контура такого коробчатого затвора при рекомендуемых конструктивных параметрах коэффициент расхода  $\mu$  равен 0,95.

При истечении из-под затворов важное практическое значение имеют расчеты сил и моментов, действующих на затвор. Воздействия при истечении называют *гидродинамическими* в отличие от гидростатических. Действительно, при истечении силы, действующие на затвор, и распределение давлений по поверхности затвора отличаются от аналогичных величин в условиях гидростатики.

При расчетах надо учитывать возможность появления опасных колебаний затворов<sup>1</sup>.

**Сегментные затворы.** При автоматизированном измерении расходов воды в каналах мелиоративных систем при истечении из-под сегментных затворов, установленных над дном без порога (рис. 23.2, *д*), в отверстиях с прямоугольным поперечным сечением расход определяется по формуле

$$Q = \left[ 0,4 \left( \frac{c-a}{R} \right)^2 + 0,5 \right] ab \sqrt{2g(H-0,7a)},$$

где  $R$  — радиус сегментного затвора;  $c$  — высота расположения оси сегментного затвора (рекомендуется применять  $c/R = 0,4 \div 0,9$ ;  $a/H = 0,05 \div 0,5$ ;  $a/R = 0,03 \div 0,33$ ). В формуле принято осредненное значение  $\varepsilon = 0,7$ .

### 23.3. Несвободное истечение из-под затворов

При несвободном истечении гидравлический прыжок надвинут на сооружение ( $h_6 > h_c'$ ) и является затопленным. В сжатом сечении образуется глубина  $h_z$  (рис. 23.8), причем  $h_c < h_z < h_6$ . Для определения расхода, протекающего под затвором, применим уравнение Бернулли для сечения 1—1 перед затвором и сечения 2—2 с глубиной  $h_z$  (что несколько условно, так как, строго говоря, движение в сечении 2—2 отличается от плавно изменяющегося). Здесь полагаем, что распределение давлений по глубине в сечениях 2—2 и затем 3—3 соответствует гидростатическому закону. Опыты подтверждают применимость такого допущения.

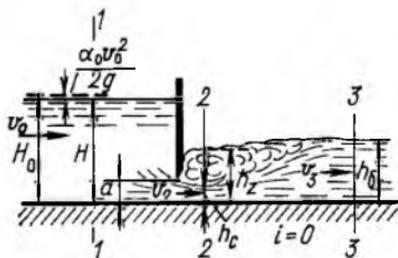


Рис. 23.8

<sup>1</sup> Для определения воздействий потока на затворы имеются специальные «Рекомендации по компоновке затворных камер и расчетам гидродинамических воздействий потока на плоские, сегментные и дисковые затворы гидротехнических сооружений». П 84—79/ВНИИГ. Л., 1980.

Тогда можно записать

$$H_0 = h_z + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{v_c^2}{2g}.$$

Учитывая, что расход проходит в транзитной части потока, характеризующейся в сечении 2—2 глубиной  $h_c = \epsilon a$ , получим

$$Q = \omega_c v_c = \epsilon a b \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_z)} = \mu a b \sqrt{2g(H_0 - h_z)}, \quad (23.9)$$

где  $\mu$  — коэффициент расхода;  $h_z$  — глубина в сечении 2—2.

По опытным данным значения  $\mu$  при подтопленном истечении из-под затвора можно принимать такими же, как и при свободном истечении. Таким образом, зная глубину  $h_z$ , можно при остальных известных величинах определить расход  $Q$ .

Для отыскания  $h_z$  рассмотрим в прямоугольном русле (плоская задача) отсек жидкости между сечениями 2—2 и 3—3, в котором глубина становится равной бытовой глубине  $h_6$ .

Считаем, что на этом участке уклон дна  $i \approx 0$ , и пренебрегаем ввиду небольшой длины отсека проекцией сил трения, тогда, применяя теорему об изменении количества движения

$$\rho \alpha' q (v_3 - v_2) = \frac{1}{2} \rho g h_z^2 - \frac{1}{2} \rho g h_6^2,$$

получим уравнение подтопленного гидравлического прыжка для прямоугольного русла в виде

$$\frac{2\alpha' q}{g} (v_3 - v_2) = h_z^2 - h_6^2, \quad (23.10)$$

где  $q = Q/b$  — удельный расход;  $v_2 = q/h_c$  — скорость в транзитной струе в сечении 2—2;  $v_3 = q/h_6$  — скорость в сечении 3—3.

Обе части уравнения отрицательны.

Приняв значения коэффициента количества движения в обоих сечениях  $\alpha' = 1$  и заменив в (23.10) скорости  $v_2 = q/h_c$  и  $v_3 = q/h_6$ , определим  $h_z$  из следующих уравнений:

$$h_z^2 = h_6^2 - \frac{2q^2}{g} \frac{h_6 - h_c}{h_6 h_c} \quad (23.11)$$

или

$$h_z^2 = h_6^2 - 2h_{кр}^3 \frac{h_6 - h_c}{h_6 h_c}.$$

При известных  $q$  и  $h_6$  и заданной высоте поднятия затвора  $a$  можно определить  $h_z$  (учитывая, что  $h_c = \epsilon a$ ).

Заменив в (23.11) удельный расход  $q$  его значением из уравнения (23.9), получим

$$h_z^2 = h_6^2 - 4\mu^2 a^2 (H_0 - h_z) \frac{h_6 - h_c}{h_6 h_c}.$$

Обозначив  $M = 4\mu^2 a^2 \frac{h_6 - h_c}{h_6 h_c}$ , получим квадратное уравнение

$$h_z^2 + M h_z - (h_0^2 - M H_0) = 0,$$

решение которого дает искомую глубину

$$h_z = \sqrt{h_0^2 - M \left( H_0 - \frac{M}{4} \right)} + \frac{M}{2}. \quad (23.12)$$

Вычислив  $h_z$ , найдем расход  $Q$  по (23.9).

Для определения других параметров при расчете отверстий используются формулы (23.9) и (23.11). Например, при известных  $Q$ ,  $H_0$  и  $h_6$  требуется найти высоту подъема затвора, при которой пройдет указанный расход. Тогда, записав скорость в сечении 2—2

$$v_2 = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$$

и подставив это выражение в (23.10), получим

$$h_z^2 + \frac{2\alpha' q}{g} \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_z)} - h_0^2 - \frac{2\alpha' q}{g} \frac{q}{h_6} = 0,$$

а затем подбором найдем  $h_z$ .

Из (23.9) находим значение  $\frac{Q}{\varphi b \sqrt{2g(H_0 - h_z)} H_0}$ ,

равное, очевидно, относительной сжатой глубине  $\epsilon a/H_0$ . Считая  $H_0 \approx H$ , из табл. 23.1 найдем отношение  $a/H_0$ , которое соответствует вычисленной относительной сжатой глубине  $\epsilon a/H_0$ . Теперь по  $a/H_0$ , зная  $H_0$ , найдем  $a$ .

Коэффициент скорости  $\varphi$  при несвободном истечении можно принимать равным  $\varphi$  для случая свободного истечения.

При несвободном истечении из-под затворов в горизонтальное русло с прямоугольным живым сечением кроме (23.9) при расчетах используется также формула

$$Q = \varphi \epsilon h_6 b \sqrt{2g(H_0 - h_6)}, \quad (23.13)$$

полученная в результате применения уравнения Бернулли к сечениям 1—1 и 2—2.

Отметим, что использование формулы

$$Q = \mu a b \sqrt{2g(H_0 - h_6)}$$

не обеспечивает необходимой точности расчетов, если принимать в этом случае  $\mu$  равным  $\mu$  при свободном истечении. Формула (23.13) учитывает все потери на участке 1—1—3—3, в том числе и потери в гидравлическом прыжке. В связи с этим коэффициент скорости  $\varphi_6$  является переменной величиной, изменяющейся в значительных пределах. Коэффициент скорости при этом зависит от отношения открытия затвора  $a$  к бытовой глубине в нижнем бьефе  $h_6$ . По данным опытов А. С. Гинца, А. С. Иноземцева, А. В. Андреевской,

$a/h_6$	$\varphi_6$	$a/h_6$	$\varphi_6$	$a/h_6$	$\varphi_6$
0,05	0,035	0,45	0,380	0,85	0,90
0,10	0,070	0,50	0,445	0,90	0,95
0,15	0,105	0,55	0,515	0,95	0,98
0,20	0,145	0,60	0,60	1,00	1,00
0,25	0,185	0,65	0,685		
0,30	0,230	0,70	0,750		
0,35	0,275	0,75	0,810		
0,40	0,325	0,80	0,860		

Э. С. Бегляровой и В. В. Варламова можно  $\varphi_6$  принимать по табл. 23.2.

При истечении из-под вертикального плоского затвора с острой кромкой в горизонтальный лоток прямоугольного сечения при  $0,15 \leq a/h_6 \leq 0,5$  коэффициент скорости

$$\varphi_6 = 0,933a/h_6 - 0,04.$$

При использовании автоматизированных систем управления водораспределением необходимо одновременно измерять отметки воды в верхнем и нижнем бьефах (определяются напор и бытовая глубина ниже сооружения) для нахождения объема накопления или сработки воды в бьефах. При этом расчетная формула для расхода имеет вид

$$Q = \varphi_6 \omega_6 \sqrt{2g(H - h_6 + il)}, \quad (23.14)$$

где  $\omega_6$  — площадь живого сечения в створе, где находится  $h_6$ ;  $l$  — расстояние между створами, где определяются  $H$  и  $h_6$ ;  $i$  — уклон дна на участке  $l$ .

По градуировочным измерениям сооружения сначала должны быть установлены зависимости (графики)  $\varphi_6 = f(a/h_6)$  и  $\omega_6 = f(h_6)$ . Затем можно использовать и зависимость (23.14). В (23.14) учитывается приращение  $il$ , так как рекомендуемое в нормативах расстояние между створами измерения  $H$  и  $h_6$  довольно значительно.

При несвободном истечении из-под сегментного затвора в горизонтальный канал (русло) (рис. 23.9) расход может быть определен по (23.9), а коэффициент скорости  $\varphi$  принят равным 0,99.

Для этого случая расход может быть вычислен также по (23.13).

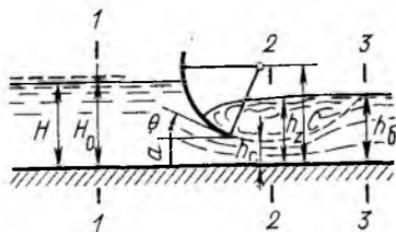


Рис. 23.9

Как и ранее, коэффициент  $\varphi_6$  учитывает потери энергии при движении воды между сечениями 1—1 и 3—3 и по данным И. П. Мартынова и М. М. Мартыновой зависит от относительного открытия  $a/H_0$ .

### 23.4. Истечение из-под затворов на гребне водослива практического профиля

Во многих случаях происходит истечение из-под затворов, установленных над водосливом практического профиля, гребень которого очерчен по форме свободной струи, переливающейся через водослив с острым ребром. Будем считать, что вода, переливаясь через водослив, не отрывается от его гребня, кроме того, на гребне нет зон с пониженным давлением (нет вакуума).

Свободное истечение из-под вертикального плоского затвора с острой низовой кромкой при отсутствии бокового сжатия (рис. 23.10). Струя после прохождения через отверстие испытывает вертикальное сжатие; сжатая глубина  $h_c \approx \varepsilon a$ ; жидкость в сечении 1—1 находится под атмосферным давлением; напор над гребнем водослива  $H$  соответственно  $H_0 = H + \alpha_0 v_0^2 / (2g)$ .

Выделим горизонтальную площадку в пределах сечения 1—1 высотой  $dz$ , находящуюся на расстоянии  $z$ , считая по вертикали от уровня в верхнем бьефе. Тогда расход можно определить следующим образом:

$$Q = \int_{H_0 - \varepsilon a}^{H_0} \varphi \sqrt{2gz} b dz.$$

Приняв  $\varphi = \text{const}$ , после интегрирования с учетом указанных пределов получим

$$Q = \frac{2}{3} \varphi b \sqrt{2g} [H_0^{3/2} - (H_0 - \varepsilon a)^{3/2}]. \quad (23.15)$$

Преобразуем (23.15), для чего вынесем  $H_0^{3/2}$  за скобки:

$$Q = \frac{2}{3} \varphi \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon a}{H_0} \right)^{3/2} \right] b \sqrt{2g} H_0^{3/2}.$$

Разложим  $(1 - \varepsilon a/H_0)^{3/2}$  в ряд

$$\left( 1 - \frac{\varepsilon a}{H_0} \right)^{3/2} \cong 1 - \frac{3}{2} \frac{\varepsilon a}{H_0} + \frac{3}{8} \left( \frac{\varepsilon a}{H_0} \right)^2.$$

Ограничившись двумя членами ряда, получим

$$Q = \varphi \varepsilon \frac{a}{H_0} b \sqrt{2g} H_0^{3/2} = \mu \frac{a}{H_0} b \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

или

$$Q = \varphi \varepsilon a b \sqrt{2gH_0} = \mu a b \sqrt{2gH_0}. \quad (23.16)$$

Таким образом, получили формулу расхода такой же структуры, как и формула расхода при истечении из отверстий. Они различаются только значениями коэффициентов  $\mu$ . Для рассматриваемых условий необходимо знать  $\varphi$ ,  $\epsilon$  или  $\mu$ .

Для истечения из-под затвора, установленного над водосливом практического профиля,  $\varphi=0,95$ . Значения  $\epsilon$  приближенно можно принимать по табл. 23.1, но более правильно использовать значения  $\mu$ , найденные экспериментально для рассматриваемого случая истечения применительно к (23.16).

Исследования, выполненные И. П. Мартыновым при  $a/H = 0,1 \div 0,75$  и  $H_B/H_{пр} = 0,6 \div 1,17$ , показали, что  $\mu$  растет с увеличением  $H_B/H_{пр}$  при постоянном  $a/H$  и уменьшается с увеличением  $a/H$  при постоянном  $H_B/H_{пр}$  (здесь  $H_{пр}$  — профилирующий напор, на который рассчитан профиль водослива, а  $H_B$  — напор, при котором заданный расход проходил бы через данный водослив без затвора). В указанном диапазоне коэффициент расхода  $\mu$  изменяется от 0,556 до 0,685 (табл. 23.3).

Свободное истечение из-под сегментного затвора, установленного на гребне водослива практического профиля (рис. 23.11, а, б).

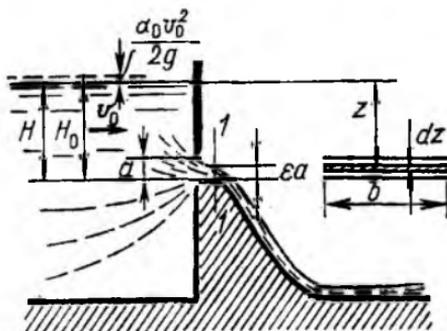


Рис. 23.10

Таблица 23.3

$\frac{a}{H}$	$\mu$				$\mu \frac{a}{H}$			
	$\frac{H_B=0,6}{H_{пр}}$	$\frac{H_B=0,8}{H_{пр}}$	$\frac{H_B=1}{H_{пр}}$	$\frac{H_B=1,17}{H_{пр}}$	$\frac{H_B=0,6}{H_{пр}}$	$\frac{H_B=0,8}{H_{пр}}$	$\frac{H_B=1}{H_{пр}}$	$\frac{H_B=1,17}{H_{пр}}$
0,10	0,646	0,666	0,673	0,685	0,0646	0,0666	0,0673	0,0685
0,15	0,640	0,659	0,666	0,680	0,096	0,099	0,100	0,102
0,20	0,632	0,651	0,658	0,672	0,126	0,130	0,132	0,134
0,25	0,625	0,644	0,652	0,665	0,156	0,161	0,163	0,166
0,30	0,619	0,637	0,645	0,659	0,185	0,190	0,193	0,198
0,35	0,612	0,630	0,637	0,652	0,214	0,220	0,223	0,228
0,40	0,605	0,623	0,630	0,645	0,242	0,249	0,252	0,258
0,45	0,598	0,615	0,623	0,638	0,269	0,277	0,280	0,287
0,50	0,591	0,607	0,615	0,631	0,295	0,304	0,307	0,315
0,55	0,584	0,600	0,608	0,624	0,321	0,329	0,334	0,343
0,60	0,577	0,593	0,601	0,617	0,346	0,356	0,360	0,370
0,65	0,570	0,586	0,593	0,610	0,370	0,380	0,385	0,396
0,70	0,563	0,579	0,587	0,603	0,394	0,405	0,419	0,422
0,75	0,556	0,571	—	—	0,417	0,427	0,434	0,447

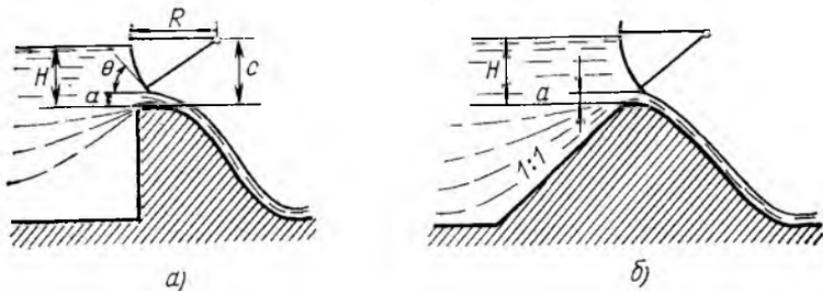


Рис. 23.11

За расчетную формулу расхода принимается (23.16). Коэффициент расхода рекомендуется принимать по эмпирическим формулам или по экспериментальным данным.

### 23.5. Контрольные вопросы и примеры

1. Изобразите схемы для различных случаев истечения из-под затворов.
2. Какие основные линейные параметры влияют на явление истечения из-под затвора?
3. Что такое сжатая глубина и коэффициент вертикального сжатия? От чего зависит коэффициент вертикального сжатия? Назовите численные пределы, в которых изменяется данный коэффициент.
4. Каковы условия, при которых истечение из-под затвора будет свободным (неподтопленным)? Когда, при каких условиях истечение из-под затвора будет подтопленным, несвободным? Приведите формулу, по которой можно определить, является ли истечение свободным или подтопленным. Выведите формулу для расхода из-под затвора при свободном истечении.
5. Какие численные значения коэффициентов вы можете указать для рассматриваемого случая?
6. Как используется предложенная И. И. Агроскиным методика расчета сжатых глубин по относительной сжатой глубине?
7. Как найти высоту подъема затвора, необходимую для пропуска заданного расхода?
8. Влияет ли наклон затвора на условия истечения? Каким именно образом? Приведите формулу.
9. В чем особенности истечения из-под криволинейных затворов (с точки зрения вертикального сжатия) и из-под затворов со скругленной нижней кромкой (для плоских затворов)?
10. Каковы особенности истечения из-под затворов (подтопленного, несвободного)? Какие предпосылки мы принимаем при применении теоремы об изменении количества движения в этом случае? Дайте вывод уравнения расхода для несвободного истечения из-под затвора и для глубины, образующейся непосредственно за затвором.
11. Как найти высоту поднятия затвора для пропуска заданного расхода в условиях несвободного истечения?
12. Как определяется расход при подтопленном истечении из-под затвора, если его находить с использованием в формуле бытовой глубины в нижнем бьефе? Каковы особенности этой формулы, а также ее применения и коэффициента скорости в данном случае?
13. Каковы особенности определения расхода при истечении из-под затвора при учете перепада отметок дна на участке между водомерными постами в верхнем и нижнем бьефах?

14. Выведите формулу для расхода при свободном истечении из-под вертикального плоского затвора с острой низовой кромкой при отсутствии бокового сжатия, при установке затвора на гребне водослива практического профиля криволинейного очертания. В каких формах можно представить указанное уравнение для расхода?

15. В чем заключаются особенности коэффициентов расхода в данном случае истечения?

**Пример 23.1.** Определить расход при истечении из-под плоского вертикального затвора, перекрывающего водосбросное отверстие в канале с прямоугольным поперечным сечением. Ширина отверстия  $b = 5$  м; напор (постоянный, т. е. не изменяющийся во времени в условиях данной задачи)  $H = 3$  м. Высота поднятия затвора  $a = 0,6$  м. Уклон дна отводящего участка  $i = 0$  (истечение по схеме на рис. 23.1, а). Бытовая глубина в отводящем русле  $h_6 = 1,6$  м.

*Решение.* Вначале определим, каким будет истечение из-под затвора (свободным или несвободным). Так как уклон дна отводящего участка  $i = 0 < i_{кр}$ , то необходимо рассмотреть, выполняется ли неравенство (23.6). В случае, если условие (23.6) выполняется, то истечение из-под затвора в данных условиях будет свободным.

Находим сжатую глубину по (23.1), определив предварительно значение коэффициента вертикального сжатия  $\epsilon$  по табл. 23.1 при  $a/H = 0,2$ . Имеем  $\epsilon = 0,62$ . Тогда  $h_c = \epsilon a = 0,62 \cdot 0,6 = 0,372$  м.

Далее обращаемся к условию (23.6):

$$\frac{h_6}{h_c} \left( \frac{h_6}{h_c} + 1 \right) < 4\varphi^2 \left( \frac{H_0}{h_c} - 1 \right).$$

Полагая  $H_0 \approx H$  и принимая  $\varphi = 0,95$  (см. § 23.2), имеем  $\frac{1,6}{0,372} \left( \frac{1,6}{0,372} + 1 \right) = 22,79 < 4 \cdot 0,95^2 \left( \frac{3}{0,372} - 1 \right) = 25,5$ , т. е. истечение из-под затвора — свободное.

Определим расход по (23.4) при  $H_0 \approx H$ ;  $\varphi = 0,95$ ;  $\epsilon = 0,62$ :

$$Q = \varphi \epsilon a b \sqrt{2g(H - \epsilon a)} = 0,95 \cdot 0,62 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 4,43 (3 - 0,372) = 12,69 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Найдем скорость подхода  $V_0 = \frac{Q}{bH} = \frac{12,69}{5,3} = 0,846 \text{ м/с} = 0,85 \text{ м/с}$ .

Тогда, приняв  $\alpha_0 = 1,1$ , получим напор с учетом скорости подхода  $H_0 = H + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 3 + \frac{1,1 \cdot 0,85^2}{19,62} = 3,04$  м. Уточняем значение расхода:

$$Q = 0,96 \cdot 0,62 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 4,43 \sqrt{3,04 - 0,372} = 12,79 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Различие в значениях расхода без учета скоростного напора на подходе и с учетом этого составляет 0,78 %. Принимаем  $Q = 12,79 \text{ м}^3/\text{с}$ . Если расхождение результатов было бы большим (например, более 2 %), расчет следовало бы повторить.

Вид истечения (свободное или несвободное) можно определить также с использованием способа, предложенного И. И. Агроскиным.

Из табл. 23.1, приняв  $H_0 \approx H$ , имеем при  $a/H = 0,2$  значение  $\Phi(\tau_c) = 0,514$  и  $\tau_c = 0,124$ . Так как  $\tau_c = \epsilon \frac{a}{H}$ , то в данном случае  $h_c = \epsilon a = \tau_c H = 0,372$  м, что, естественно, совпадает с ранее полученным результатом.

Далее (см. § 22.11) по табл. П.22.7 находим относительную вторую сопряженную (со сжатой глубиной) глубину  $\tau_c''$  [при  $\Phi(\tau_c) = 0,514$  и  $\varphi = 0,95$ ], равную  $\tau_c'' = 0,556$ . Тогда  $h_c'' = \tau_c'' H = 0,556 \cdot 3 = 1,67$  м.

Таким образом,  $h'_c = 1,67 \text{ м} > h_6 = 1,6 \text{ м}$  и истечение из-под затвора свободное. Далее расчет проводится, как указано выше.

**Пример 23.2.** Определить высоту поднятия плоского вертикального затвора, установленного в начале водослива с широким порогом (схема на рис. 23.1, а, входное ребро — нескругленное). Поперечное сечение водосбросного отверстия — прямоугольное, расход  $Q = 10 \text{ м}^3/\text{с}$ ; напор  $H = 2,5 \text{ м}$ ; ширина перекрываемого пролета  $b = 6 \text{ м}$ . Высота порога водослива  $p_1 = p = 2 \text{ м}$ ; бытовая глубина  $h_6 = 2,8 \text{ м}$ .

**Решение.** Найдем высоту поднятия затвора с использованием табл. 23.1. Полагая, что истечение из-под затвора свободное, и приняв  $H \approx H_0$  и  $\varphi = 0,85$  (см. П.23.2), имеем [см. (22.32)] при  $q = \frac{Q}{b} = 1,667 \text{ м}^3/\text{с/м}$

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \frac{1,667}{0,85 \cdot 2,5^{3/2}} = 0,496.$$

Находим по табл. 23.1 (интерполируя)  $\frac{a}{H} = 0,193$  и  $\tau_c = 0,1195$ . Тогда  $a = 0,193 \cdot H = 0,193 \cdot 2,5 = 0,48 \text{ м}$ . Для проверки предположения о том, что истечение из-под затвора — свободное, найдем значение второй сопряженной глубины на пороге (индекс «пор»)  $h'_{c, \text{пор}}$  (см. § 22.11).

По табл. П.22.7 при  $\varphi = 0,85$  и  $\Phi(\tau_c) = 0,496$  имеем  $\tau'_c = 0,49$ . Тогда  $h'_{c, \text{пор}} = 0,49 H = 0,49 \cdot 2,5 = 1,22 \text{ м}$ . Так как  $p + h'_{c, \text{пор}} > h_6$ , то истечение из-под затвора действительно будет свободным. Расчет не требуется уточнять.

**Пример 23.3.** Определить расход, вытекающий из-под плоского вертикального затвора, перекрывающего прямоугольное отверстие без порога (схема на рис. 23.1, а), уклон дна  $i = 0$ . Напор  $H = 3,5 \text{ м}$ ; высота поднятия затвора  $a = 0,9 \text{ м}$ ; ширина отверстия  $b = 7 \text{ м}$ ; бытовая глубина в отводящем русле  $h_6 = 2,8 \text{ м}$ .

Определим, каким будет истечение (свободным или несвободным). Для этого найдем вначале значение глубины в сжатом сечении. По табл. 23.1 при  $\frac{a}{H} = \frac{0,9}{3,5} = 0,257$  имеем  $\varepsilon = 0,6224$ . Приняв  $\varepsilon = 0,622$ , получим  $h_c = \varepsilon a = 0,622 \cdot 0,9 = 0,56 \text{ м}$ . Проанализируем условия истечения, рассмотрев неравенство (23.6), где примем  $\varphi = 0,97$  (см. П.23.2). Допуская, что  $H_0 \approx H$ , имеем

$$\frac{h_6}{h_c} \left( \frac{h_6}{h_c} + 1 \right) = \frac{2,8}{0,56} \left( \frac{2,8}{0,56} + 1 \right) = 30$$

и

$$4\varphi^2 \left( \frac{H_0}{h_c} - 1 \right) = 4 \cdot 0,97^2 \left( \frac{3,5}{0,56} - 1 \right) = 19,76.$$

Очевидно, что неравенство (23.6) не выполняется. Следовательно, истечение несвободное и расход определяем по (23.9).

Вновь отметим, что характер истечения можно было определить, сравнивая  $h'_c$  и  $h_6$ . При  $E_0 = H_0 \approx H$  имеем  $\tau_c = \frac{h_c}{H} = 0,160$ . Из табл. П.22.7 при  $\varphi = 0,97$ , интерполируя, получим  $\tau'_c = 0,628$ . Тогда  $h'_c = \tau'_c E_0 \approx \tau'_c H = 2,2 \text{ м}$ . Так как  $h'_c = 2,2 \text{ м} < h_6 = 2,8 \text{ м}$ , то сопряжение произойдет с надвинутым гидравлическим прыжком. Истечение из-под затвора будет несвободным.

Для определения значения расхода предварительно найдем глубину  $h_z$  по (23.12). При этом  $\mu = \epsilon\varphi = 0,622 \cdot 0,97 = 0,603$  и  $M = 4\mu^2 a^2 \frac{h_6 - h_c}{h_6 h_c} = 1,683$  м. Тогда по (23.12) при  $H_0 \approx H$

$$h_z = \sqrt{h_6^2 - M \left( H_0 - \frac{M}{4} \right)} + \frac{M}{2} = \\ = \sqrt{2,8^2 + 1,683 (3,5 - 0,25 \cdot 1,683)} + 0,5 \cdot 1,683 = 2,47 \text{ м.}$$

Согласно (23.9) значение расхода равно  $Q = \mu ab \sqrt{2g (H_0 - h_z)}$ . При  $H_0 \approx H$  имеем  $Q = 0,603 \cdot 0,9 \cdot 7 \cdot \sqrt{4,43 (3,5 - 2,47)} = 17,08 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Уточним, как влияет допущение о примерном равенстве  $H$  и  $H_0$  на результаты.

Найдем скорость подхода  $V_0 = \frac{Q}{bH} = \frac{17,08}{7 \cdot 3,5} = 0,7 \text{ м/с}$ . Принимая  $\alpha_0 = 1,1$ , получаем, что скоростной напор равен

$$\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 0,7^2}{19,62} = 0,027 \text{ м}$$

и напор с учетом скорости подхода

$$H_0 = H + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = 3,5 + 0,027 = 3,527 \text{ м.}$$

Уточненное значение глубины

$$h_z = \sqrt{2,8^2 - 1,683 (3,527 - 0,25 \cdot 1,683)} + 0,5 \cdot 1,683 = 2,457 \text{ м.}$$

Отметим, что  $h_z$  при расчете по  $H_0$  меньше, чем  $h_z$  при расчете по  $H$  (при прочих равных условиях).

Уточненное значение расхода равно

$$Q = \mu ab \sqrt{2g (H_0 - h_z)} = 0,603 \cdot 0,9 \cdot 7 \cdot 4,43 \sqrt{(3,527 - 2,457)} = 17,41 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Расхождение в значениях расхода равно 1,9 %, что можно считать допустимым. Принимаем окончательно  $Q = 17,41 \text{ м}^3/\text{с}$ .

## Глава 24

### РАСЧЕТЫ СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ

#### 24.1. Возможные схемы и режимы сопряжения бьефов

При движении через водослив (рис. 24.1) или при истечении из-под затвора (рис. 24.2), в том числе расположенного над гребнем водослива (рис. 24.3), можно выделить три режима сопряжения поступающей в нижний бьеф струи с потоком в нижнем бьефе:

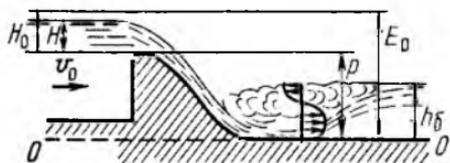


Рис. 24.1

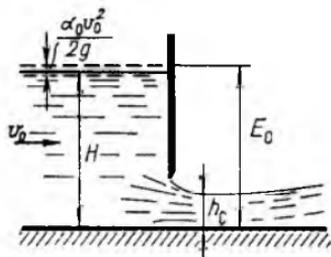


Рис. 24.2

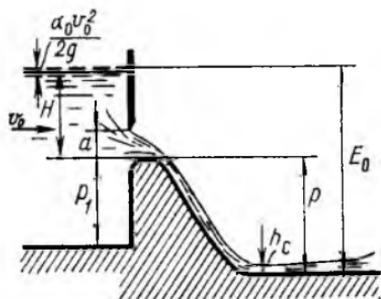


Рис. 24.3

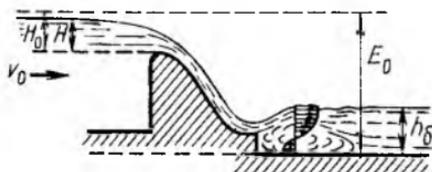


Рис. 24.4

1) д о н н ы й, при котором транзитная часть потока (транзитная струя) устойчиво примыкает к дну и, следовательно, распределение осредненных скоростей по вертикали такое, что наибольшие скорости располагаются вблизи дна (рис. 24.1);

2) п о в е р х н о с т н ы й, при котором транзитная струя располагается на поверхности или вблизи нее. Наибольшие осредненные скорости при этом приближены к поверхности. Такой режим наблюдается, например, за сооружением с низовым вертикальным уступом (рис. 24.4);

3) с м е ш а н н ы й п о в е р х н о с т н о - д о н н ы й, при котором транзитная струя вблизи сооружения находится на поверхности, а ниже по течению устойчиво примыкает к дну. Имеется несколько разновидностей смешанных режимов (рис. 24.5).

Помимо сопряжения одной из форм гидравлического прыжка реализуются схемы в виде отброса струи (рис. 24.6, а) или ее свободного падения (рис. 24.6, б) и в виде соударяющихся в воздухе (рис. 24.7) или в воде струй. В практике встречаются и другие схемы сопряжения.

Наиболее часто применяется сопряжение бьефов с донным режимом.



Рис. 24.5

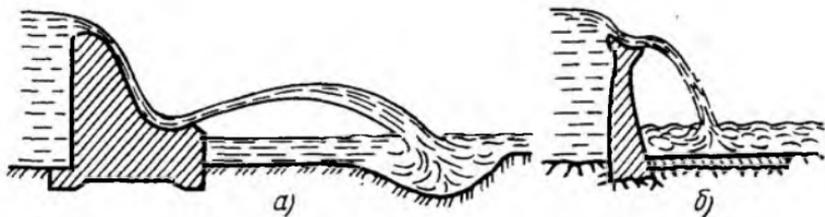


Рис. 24.6

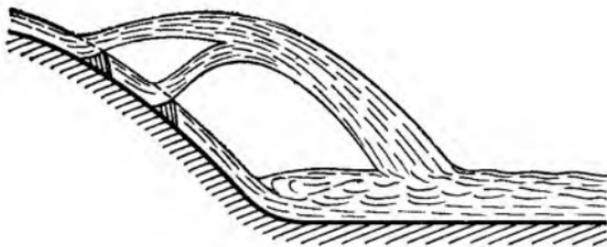


Рис. 24.7

## 24.2. Донный режим сопряжения

Рассмотрим этот режим на примере криволинейного водослива практического профиля. Глубина в отводящем русле в бытовых условиях  $h_6$  при известном расходе известна.

Будем считать, что на участке сопряжения русло в нижнем бьефе достаточно широкое, чтобы движение можно было считать плоским. Уклон дна отводящего русла задан. Условимся, что  $i_{отв} > 0$ , тогда глубина равномерного движения в нижнем бьефе при бытовых условиях  $h_0$  и будет глубиной  $h_6$ . Если уклон отводящего русла  $i \leq 0$ , движение в нижнем бьефе неравномерное.

Непосредственно за водосливом в сжатом сечении с глубиной  $h_c$  перелившийся поток находится в бурном состоянии, т. е.  $h_c < h_{кр}$ ,  $П_{к.с} > 1$ . За водосливом при этом возможны два основных случая:

- 1) в бытовых условиях при уклоне дна отводящего русла  $i > i_{кр}$  поток (рис. 24.8) находится в бурном состоянии ( $h_0 = h_6 > h_{кр}$ );
- 2) в бытовых условиях при уклоне дна отводящего русла  $i < i_{кр}$  поток (рис. 24.9) находится в спокойном состоянии ( $h_0 = h_6 > h_{кр}$ ).

В первом случае, поскольку поток в сечении  $c-c$  (при глубине  $h_c$ ) и в отводящем русле находится в бурном состоянии, сопряжение будет происходить в виде плавной кривой подпора типа

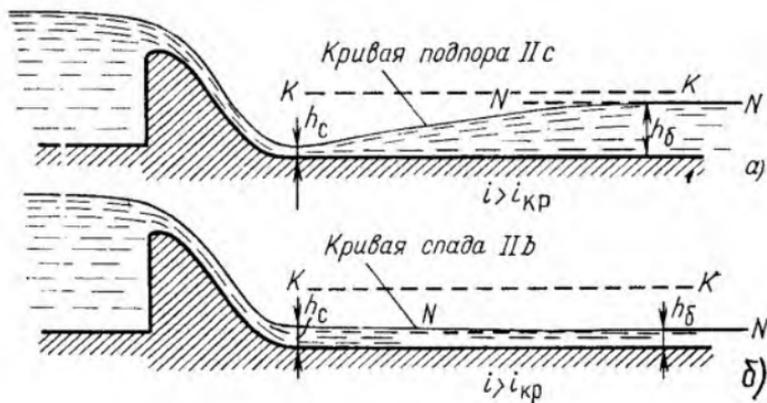


Рис. 24.8

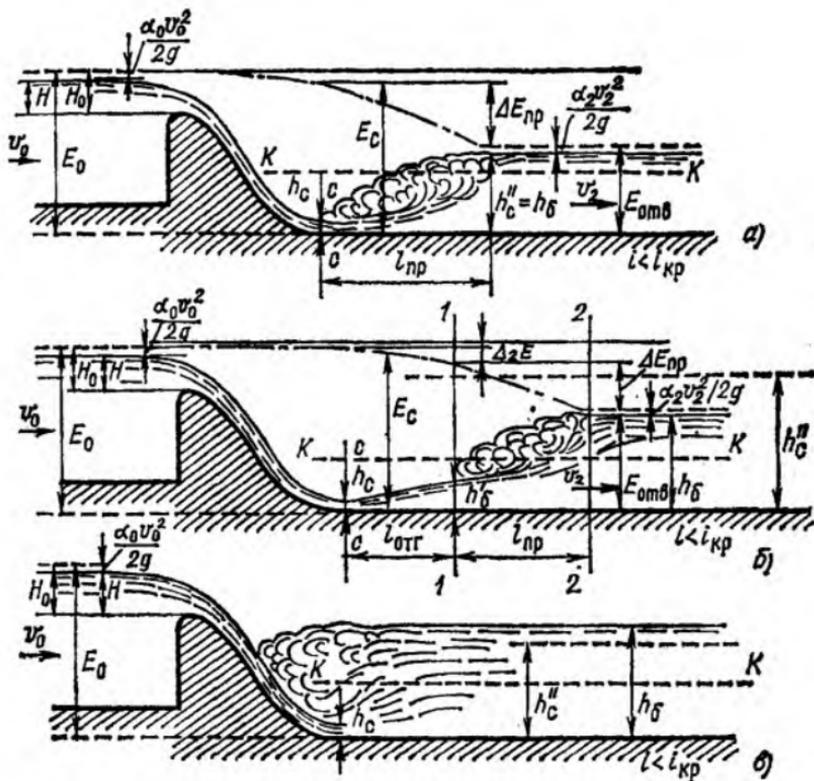


Рис. 24.9

Ис, если  $h_c < h_б$  (рис. 24.8, а), или кривой спада типа *IIb*, если  $h_c > h_б$  (рис. 24.8, б). При равенстве глубин  $h_c = h_б$  ниже сжатого сечения движение будет равномерным.

Во втором случае в бытовых условиях поток находится в спокойном состоянии (рис. 24.9), а непосредственно за водосливом — в бурном. В таком случае сопряжение потока, находящегося в сжатом сечении в бурном состоянии, со спокойным потоком происходит в форме гидравлического прыжка.

Вид гидравлического прыжка определяется значением параметра кинетичности потока. Так как до расчета значение глубины  $h_c$  не известно, то пока не известно и значение  $\Pi_{к. с}$ . Поэтому при определении вида гидравлического прыжка удобнее рассматривать параметр кинетичности потока в нижнем бьефе: при  $\Pi_{к. б} \leq 0,375$  — совершенный гидравлический прыжок, а при  $\Pi_{к. б} > 0,375$  — волнистый гидравлический прыжок.

Предварительно определяем глубину  $h_c''$  для конкретного вида прыжка.

Местоположение гидравлического прыжка зависит от соотношения второй сопряженной (с  $h_c$ ) глубины  $h_c''$  и глубины потока в нижнем бьефе в бытовых условиях  $h_б$ .

Если глубина в нижнем бьефе  $h_6$  и глубина  $h'_c$  равны, гидравлический прыжок начинается в сжатом сечении (рис. 24.9, а). Тогда удельная энергия потока в сжатом сечении  $E_c$  превышает удельную энергию потока в отводящем русле  $E_{отв}$  точно на потери удельной энергии в гидравлическом прыжке  $\Delta E_{пр}$ , т. е.  $E_c - \Delta E_{пр} = E_{отв}$ .

Если глубина  $h'_c$  окажется больше, чем глубина в нижнем бьефе  $h_6$ , гидравлический прыжок будет отогнанным (рис. 24.9, б) и начнется в том сечении, где глубина равна глубине  $h'_c$ , являющейся первой сопряженной глубиной для глубины  $h_6$ . Отгон гидравлического прыжка происходит потому, что удельная энергия потока в сжатом сечении  $E_c$  в данных условиях оказывается больше, чем  $E_{отв}$ , не только на потери удельной энергии в прыжке  $\Delta E_{пр}$ , но и на некоторую часть удельной энергии  $\Delta_2 E$ , т. е.  $E_c - \Delta E_{пр} - \Delta_2 E = E_{отв}$ . Часть удельной энергии потока  $\Delta_2 E$  затрачивается на преодоление сопротивлений по длине движения потока в бурном состоянии в пределах кривой подпора от сжатого сечения до сечения 1—1 (с глубиной  $h'_c$ ), т. е. на длине отгона гидравлического прыжка  $l_{отг}$ . Чем больше значение  $\Delta_2 E$ , тем больше длина кривой подпора на участке отгона гидравлического прыжка. Разность удельной энергии в сечении с глубиной  $h'_c$  и удельной энергии в отводящем русле в сечении 2—2 ( $E_{отв}$ ) равняется потерям удельной энергии в гидравлическом прыжке  $\Delta E_{пр}$ . Длина отгона гидравлического прыжка — длина кривой подпора  $l_c$  (при  $i_{кр} > l_{отв} > 0$ ), типа  $c_0$  (при  $i = 0$ ) или типа  $c'$  (при  $i < 0$ ) — определяется по одному из известных способов (см. гл. 17).

Если  $h'_c < h_6$ , гидравлический прыжок будет надвинутым (рис. 24.9, в). При этом отношение  $\eta_{зт} = h_6/h'_c$  называется степенью затопления прыжка. При сопряжении в форме надвинутого (затопленного) гидравлического прыжка водослив может быть подтоплен (см. гл. 22).

### 24.3. Поверхностный режим сопряжения с потоком в нижнем бьефе за водосливами с вертикальным уступом

**Предельные режимы.** При рассмотрении сопряжения с нижним бьефом потока, переливающегося через водослив практического профиля с вертикальным низовым уступом (рис. 24.4), условно различают высокий уступ, низовая (сливная) кромка которого всегда выше максимального уровня воды в нижнем бьефе, и низкий уступ, сливная поверхность которого заглублена под уровень воды в нижнем бьефе.

Рассмотрим сначала сопряжение с потоком в нижнем бьефе за водосливами с низким уступом. В нижнем бьефе поток находится в спокойном состоянии, т. е.  $h_6 > h_{кр}$ . Форма сопряжения в нижнем бьефе при данных условиях (расход, высота водослива, высота уступа и угол наклона его носка  $\theta_n$ , принимаемый в пределах от 0 примерно до 12—15°), будет зависеть от бытовой глубины  $h_6$ .

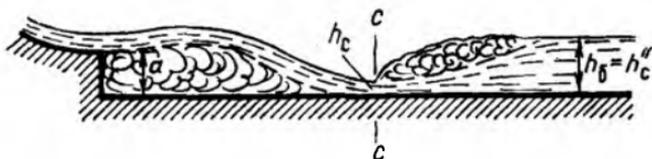


Рис. 24.10

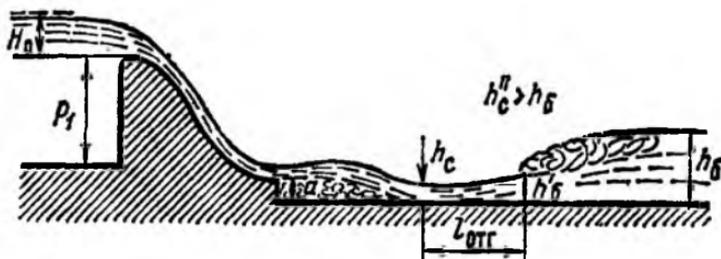


Рис. 24.11

При определенном соотношении образующейся за уступом сжатой глубины  $h_c$  и сопряженной с ней  $h_c''$  может произойти гидравлический прыжок в сжатом сечении ( $h_c'' = h_δ$ , рис. 24.10), отогнанный гидравлический прыжок ( $h_c'' > h_δ$ , рис. 24.11) или надвинутый гидравлический прыжок ( $h_c'' < h_δ$ ).

Рассмотрим кратко основные особенности сопряжения с поверхностным и смешанным (поверхностно-донным) режимами.

При увеличении глубины в нижнем бьефе донный режим сопряжения сменяется поверхностным режимом с незатопленным поверхностным прыжком или с незатопленной струей (см. рис. 24.5). Поверхностного водоворота (вальца) при этом нет, транзитная струя располагается на поверхности воды в нижнем бьефе; к уступу примыкает один донный валец; максимальные скорости сосредоточены вблизи свободной поверхности.

Смена различных форм сопряжения происходит при различных так называемых критических режимах, которые характеризуются различными граничными глубинами в нижнем бьефе (такие глубины также называют критическими, или предельными).

Так, смена донного режима поверхностным с незатопленным гидравлическим прыжком происходит при глубине в нижнем бьефе  $h_{б, пр1}$ , которая называется первой предельной глубиной за водосливом с уступом.

При глубине в нижнем бьефе, большей  $h_{б, пр1}$ , появляется поверхностный валец на уступе, т. е. сопряжение переходит в форму поверхностного режима с затопленной струей, при этом имеется и донный, и поверхностный валец (рис. 24.5). Поверхностный режим сопряжения в этом случае устойчиво существует на всей длине участка сопряжения в нижнем бьефе.

Граница между поверхностными режимами с незатопленной и затопленной струями называется в т о р ы м к р и т и ч е с к и м р е ж и м о м, ему соответствует вторая предельная глубина в отводящем русле  $h_{б. пр2}$ .

Третья предельная глубина  $h_{б. пр3}$  разделяет поверхностный режим с затопленной струей и незатопленный поверхностно-донный режим (рис. 24.5), при котором вблизи сооружения — поверхностный режим сопряжения, а далее транзитная струя проходит вблизи дна, т. е. наблюдается донный режим сопряжения.

Затем при увеличении глубины в отводящем русле свыше  $h_{б. пр4}$  указанная форма сопряжения смешанного типа может перейти в форму так называемого восстановленного донного прыжка. При этом вновь наблюдается донный режим сопряжения (см. рис. 24.5). За уступом располагается сравнительно небольшой донный валец. Поверхностный же валец имеет значительные размеры, надвигается на уступ, т. е. образуется донный гидравлический прыжок с затопленной на уступе струей.

Таким образом, смена основных видов сопряжения будет характеризоваться четырьмя предельными глубинами в нижнем бьефе<sup>1</sup>.

Следует заметить, что возможны другие формы сопряжения за водосливом с уступом и другая последовательность смены режимов.

Отметим, что применение водослива с вертикальным уступом позволяет с достаточной степенью безопасности для сооружения осуществлять сброс льда и, если необходимо, сплавляемого леса. При сопряжении в виде поверхностного режима с незатопленным поверхностным прыжком сброс льда проходит безопаснее, так как лед не повреждает крепление дна за сооружением и свободно уходит вниз по течению. При сопряжении с затопленным поверхностным прыжком льдины могут вращаться в поверхностном вальце и наносить повреждения поверхности носка уступа. Если сброса льда через водослив с уступом нет, может быть рекомендовано сопряжение с затопленным поверхностным прыжком.

Таким образом, предпочтительнее сопряжение с незатопленным или затопленным поверхностным прыжком.

Гидравлический расчет состоит в определении зависимости заданных  $E_0$ ,  $a$ ,  $q$ , угла  $\theta$  и неизвестных глубин на уступе  $h$  и в отводящем русле в бытовых условиях  $h_б$ . Могут быть и другие задачи.

Составим уравнение Бернулли для сечения перед водосливом и  $I—I$  на выходе с уступа, причем в сечении  $I—I$  глубину  $h$  определяем в живом сечении, которое нормально к линиям тока, наклоненным под углом  $\theta$  к горизонту (рис. 24.12). В общем случае угол наклона оси струи  $\theta$  не равен углу наклона носка  $\theta_n$ .

<sup>1</sup> Детальные рекомендации см.: Слисский С. М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений. М.: Энергоатомиздат, 1986.

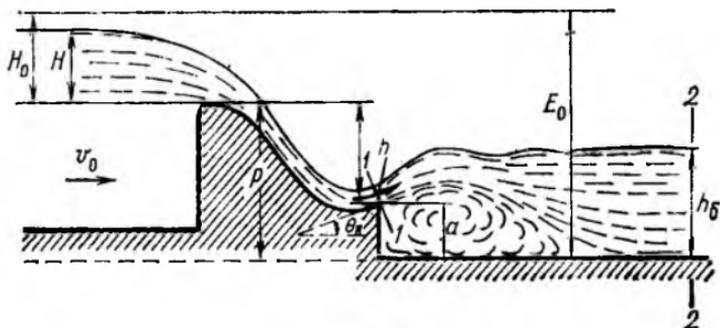


Рис. 24.12

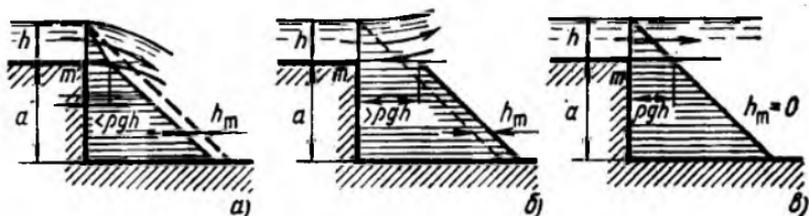


Рис. 24.13

Угол наклона к горизонту  $\theta$  оси струи, сходящей с носка, зависит от угла наклона носка  $\theta_n$ , глубины потока на сходе с носка  $h$ , радиуса кривизны  $R$  и центрального угла поворота носка  $\beta$ .

Примем плоскость сравнения совпадающей с дном нижнего бьефа.

При сходе с уступа давление под струей изменяется соответственно изменению кривизны линий тока в струе.

В пределах криволинейного носка максимальное давление можно определить по формуле А. А. Сабанеева

$$\frac{p_{max}}{\rho g} = h \cos \theta + \frac{v^2 h}{gR},$$

где  $h$  — глубина потока;  $\theta$  — угол наклона касательной к поверхности носка в точке, где вычисляется давление;  $v$  — средняя скорость;  $R$  — радиус носка (кривизны).

Рассмотрим далее уступ с горизонтальным носком. При опускающейся с уступа струе (выпуклость обращена кверху) давление в угловой точке уступа  $m$  меньше  $\rho g h$  (рис. 24.13, а). При поднимающейся струе линии тока обращены выпуклостью вниз и давление в указанной точке больше  $\rho g h$  (рис. 24.13, б). При горизонтально сходящей с уступа струе давление под струей равно  $\rho g h$  (рис. 24.13, в). Полагаем, что давление в сечении 1—1 распреде-

ляется по линейному закону. Тогда уравнение Бернулли примет вид

$$E_0 = a + h \cos \theta + \frac{h_m}{2} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{v_1^2}{2g}, \quad (24.1)$$

где  $a$  — высота уступа;  $v = q/h$  — средняя скорость в сечении 1—1;  $h$  — глубина потока в сечении 1—1;  $h_m$  — разность высоты, соответствующей действительному давлению в точке  $m$ , и высоты, соответствующей давлению  $\rho gh$ .

Как уже указывалось,  $h_m$  может быть равна нулю, больше или меньше нуля. В последнем случае  $h_m$  — вакуумметрическая высота.

Далее после преобразования

$$E_0 = a + h \cos \theta + \frac{h_m}{2} + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h^2},$$

где

$$\varphi = 1/\sqrt{\alpha + \Sigma \zeta}.$$

Затем применим теорему об изменении количества движения к отсеку, ограниченному сечениями 1—1 и 2—2, где во втором сечении глубина равна бытовой глубине  $h_6$  (см. рис. 24.12). При этом потерями на трение в пределах выбранного отсека пренебрегаем, дно отводящего участка за водосливом считаем горизонтальным, давление по высоте уступа и в сечениях — распределенным по линейному закону. Ось проекций направлена по направлению течения. В единицу времени изменение количества движения отсеков (при  $\alpha'_1 = \alpha'_2 = \alpha'$ )

$$\rho \frac{\alpha' q}{g} (v_2 - v_1 \cos \theta) = \rho g \frac{\alpha' q^2}{ghh_6} (h - h_6 \cos \theta).$$

Тогда

$$\frac{\alpha' q^2}{ghh_6} (h - h_6 \cos \theta) = P_1 - P_2 + R_y,$$

где

$$P_1 = \frac{1}{2} \rho g (h \cos \theta + h_m) h \cos \theta;$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \rho g h_6^2;$$

$R_y = \rho g a (h \cos \theta + h_m + a/2)$  — проекция реакции уступа. После преобразований получим

$$\frac{2\alpha' q^2}{ghh_6} (h - h_6 \cos \theta) = h_m (h \cos \theta + 2a) + (h \cos \theta + a)^2 - h_6^2.$$

(24.2)

Для первого критического режима А. А. Сабанев предложил давление под струей при сходе струи с уступа считать равным  $\rho gh$ , т. е.  $h_m = 0$ , при этом из уравнений (24.1) и (24.2) исключается одно неизвестное.

Тогда уравнения (24.1) и (24.2) принимают вид

$$E_0 - a = h \cos \theta + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h^2}; \quad (24.3)$$

$$\frac{2\alpha' q^2}{ghh_{\delta 1}} (h - h_{\delta 1} \cos \theta) = (h \cos \theta + a)^2 - h_{\delta 1}^2, \quad (24.4)$$

где  $h_{\delta 1}$  — бытовая глубина в нижнем бьефе, соответствующая первому критическому режиму. Из полученных двух уравнений можно найти обе неизвестные глубины  $h$  и  $h_{\delta 1}$ .

Но согласно опытным данным Т. Н. Астафичевой, при первом критическом режиме давление под струей может быть и больше, и меньше гидростатического, и равно ему. При первом критическом режиме (индекс 1)

$$h_{m1} = 0,31h_{\delta 1} - 0,5a. \quad (24.5)$$

При  $a/p < 0,2$  давление под струей всегда больше гидростатического, т. е.  $h_{m1} > 0$ ; при  $a/p = 0,2 \div 0,4$  давление под струей может превышать гидростатическое или быть меньше него, т. е.  $h_{m1} > 0$  или  $h_{m1} < 0$ .

При втором критическом режиме всегда  $h_{m2} > 0$ :

$$h_{m2} = 0,59 (h_{\delta 2} - a). \quad (24.6)$$

Совместно решая (24.1), (24.2), (24.5), находим неизвестные  $h$ ,  $h_{m1}$  и  $h_{\delta 1}$ . Совместное решение (24.1), (24.2) и (23.6) приводит к отысканию  $h$ ,  $h_{m2}$  и  $h_{\delta 2}$ .

Отметим, что без дополнительных эмпирических зависимостей для  $h_{m1}$  или  $h_{m2}$  система уравнений (24.1) и (24.2) была незамкнутой.

На основе уравнений (24.1), (24.2), (24.5) или (24.6) можно решать и другие задачи, в частности определять высоту уступа  $a$  и глубину на сходе с уступа  $h$ , при которых произойдет сопряжение, например, в виде свободного поверхностного прыжка, если заданы в этом случае  $E_0$ ,  $q$ ,  $h_{\delta 1}$ ,  $\theta$ , т. е. необходимо найти  $a_1$ ,  $h_{m1}$ ,  $h$ .

Результаты экспериментальных исследований позволили ряду авторов предложить способы расчета, где глубины, соответствующие предельным режимам, определяются по эмпирическим формулам.

Поверхностный режим образуется не при всех значениях высоты уступа. По П. М. Степанову при  $П_{к1} = 5 \div 50$  минимальная высота уступа, при которой создается поверхностный режим,

$$a_{min} = (4,05 \sqrt[3]{П_{к1}} - \eta) h,$$

где  $\eta = 8,4 - 0,4 \theta$ ;  $\theta = \theta_n$  — в град.

#### 24.4. Сопряжение бьефов при отбросе свободной (неподтопленной) струи

Сопряжение бьефов при отбросе свободной струи наблюдается обычно за водосливами с высоким уступом (см. рис. 24.6, а). При этом концевая часть, с которой вода сходит в нижний бьеф, обычно выполняется в виде носка-трамплина, применение которого позволяет отбросить струю дальше в нижний бьеф. За высоким носком-трамплином воздух свободно поступает под струю. Отброс струи возможен и при горизонтальном носке, но в этом случае дальность отлета струи будет значительно меньше.

Сопряжение бьефов в виде свободной отброшенной струи обычно применяется на высоконапорных водосбросных сооружениях (при максимальной разности уровней воды в верхнем и нижнем бьефах, равной или превышающей 40 м) и при грунтах основания в нижнем бьефе, достаточно устойчивых против размыва (например, скальных).

Носки-трамплины имеют различную конструкцию: с плоским дном (рис. 24.14, а—в), с плоским дном и цилиндрической вставкой (рис. 24.14, г), с дном в виде цилиндрической или другой криволинейной поверхности (рис. 24.14, е). Если необходимо увеличить или уменьшить ширину струи в месте падения (по сравнению с сечением на выходе с носка), применяют расширяющий (рис. 24.14, д, е) или сужающий (рис. 24.14, в) трамплин. С помощью подбора конфигурации трамплина можно решать и более сложные задачи (например, сброс потока в узкое каньонообразное русло нижнего бьефа с рассредоточением падающей струи по длине).

Расчеты трамплинов и потока в пределах носков-трамплинов основываются на теории управления бурными потоками<sup>1</sup>.

При расчете отлета струи с носка-трамплина в первую очередь рассчитывают движение воды в пределах самого трамплина, для того чтобы построить свободную поверхность в пределах трамплина и определить глубину и среднюю скорость в сечении на сходе с носка-трамплина.

Дальность падения струи определим, рассматривая движения струйки, проходящей через центр сечения на выходе с носка, без учета аэрации и дробления струи в воздухе и пренебрегая также сопротивлением движению струи в воздухе. Приняв систему координат, показанную на рис. 24.15, запишем уравнения движения частицы жидкости из начала координат со скоростью  $v_1$ , направленной под углом  $\theta$  к оси  $X$ :

$$\left. \begin{aligned} x &= v_1 t \cos \theta; \\ z &= \frac{1}{2} g t^2 - v_1 t \sin \theta. \end{aligned} \right\} \quad (24.7)$$

<sup>1</sup> Емцев Б. Т. Двухмерные бурные потоки. М.: Энергия, 1967; Высоцкий Л. И. Управление бурными потоками на водосбросах. М.: Энергоатомиздат, 1990; Слиский С. М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений. М.: Энергоатомиздат, 1986.

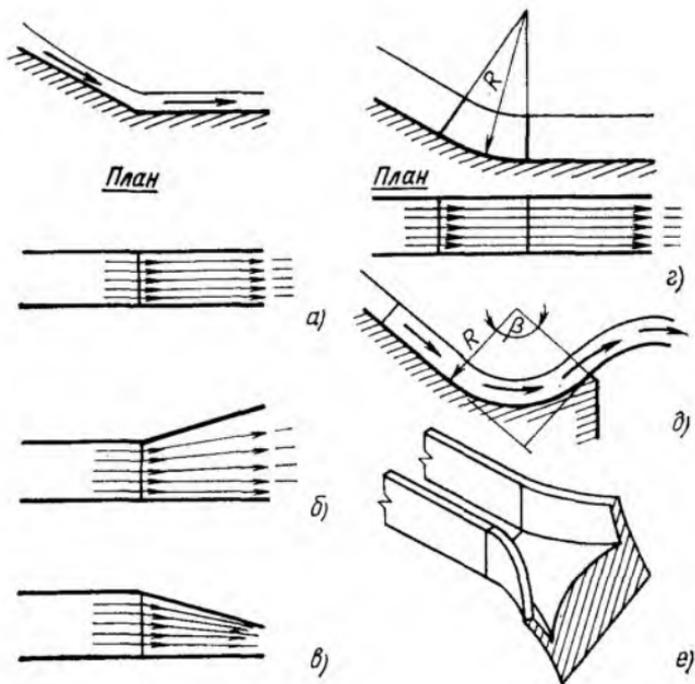


Рис. 24.14

Исключив время  $t$ , получим квадратное уравнение относительно  $x$

$$x^2 - \frac{2v_1^2 \sin \theta \cos \theta}{g} x - \frac{2v_1^2 \cos^2 \theta}{g} z = 0. \quad (24.8)$$

Отсюда найдем дальность отлета  $x = l_{\text{пад}}$  (падения) струи:

$$l_{\text{пад}} = \frac{v_1^2 \cos \theta}{g} \left( \sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{2gz_i}{v_1^2}} \right). \quad (24.9)$$

Здесь  $z_i$  — расстояние по вертикали от центра струи на сходе с носка до рассматриваемой горизонтальной плоскости, на которую падает струя.

Если угол  $\theta$  равен нулю (ось струи на сходе с носка горизонтальная), тогда

$$l_{\text{пад}} = \frac{v_1^2}{g} \sqrt{\frac{2gz_i}{v_1^2}} = v_1 \sqrt{\frac{2z_i}{g}}. \quad (24.10)$$

Пусть перепад между уровнями воды в верхнем и нижнем бьефах, равный  $z$ , делится на две составляющие;  $z_1$  — от уровня воды

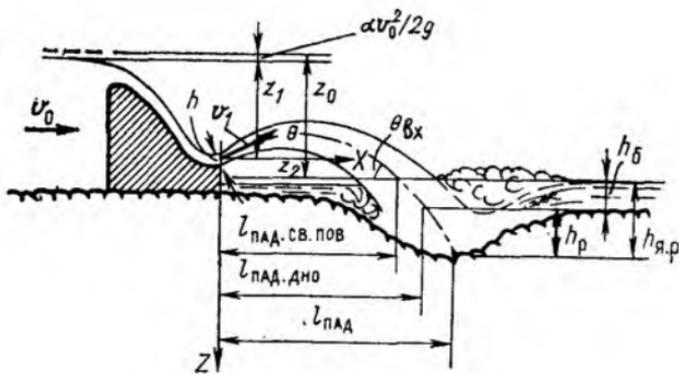


Рис. 24.15

в верхнем бьефе до центра выходного сечения носка;  $z_2$  — от центра этого сечения до уровня воды в нижнем бьефе.

Соответственно перепад с учетом скорости подхода в верхнем бьефе  $v_0$  равен  $z_0$ , тогда

$$z_{01} = z_1 + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}.$$

Подставив вместо скорости в центре выходного сечения струи ее значение

$$v_1 = \varphi \sqrt{2gz_{01}},$$

найдем для дальности отдела струи при  $\theta > 0$

$$l_{\text{пад}} = x = 2\varphi^2 z_{01} \cos \theta_{\text{вх}} \left( \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{z_i}{\varphi^2 z_{01}}} + \sin \theta \right). \quad (24.11)$$

При  $\theta = 0$   $l_{\text{пад}} = 2\varphi \sqrt{z_{01} z_i}$ .

Задавая  $z_i$  различные значения, получаем дальность отлета струи:

до свободной поверхности в нижнем бьефе (при  $z_i = z_2$ )

$$l_{\text{пад. св. пов}} = \frac{v_1^2 \cos \theta}{g} \left( \sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{2gz_2}{v_1^2}} \right);$$

до дна при отсутствии размыва (при криволинейной траектории центральной струйки в воде), т. е. при  $z_i = z_2 + h_6$ ,

$$l_{\text{пад. дно}} = \frac{v_1^2 \cos \theta}{g} \left( \sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{2g(z_2 + h_6)}{v_1^2}} \right).$$

В реальных условиях ось отброшенной струи воды под водой представляет собой прямую линию в отличие от приведенной в предыдущей формуле параболической кривой.

Поэтому правильнее длину отлета струи на дно ( $z_i = z_2 + h_6$ ) или на дно ямы размыва глубиной  $h_p$  ( $z_i = z_2 + h_6 + h_p$ ) представлять в виде

$$l_{\text{пад. дно}} = l_{\text{пад. св. пов}} + h_6 / \text{tg } \theta_{\text{вх}}$$

и

$$l_{\text{пад. я. р}} = l_{\text{пад. св. пов}} + (h_6 + h_p) / \text{tg } \theta_{\text{вх}}.$$

Угол наклона струи при входе под уровень нижнего бьефа при  $\varphi = 1$

$$\text{tg } \theta_{\text{вх}} = \sqrt{\text{tg}^2 \theta + \frac{2gz_2}{v_1^2 \cos^2 \theta}}$$

или

$$\text{tg } \theta_{\text{вх}} = \sqrt{\text{tg}^2 \theta + \frac{2g(0,5h_n \cos \theta + a - h_6)}{v_1^2 \cos^2 \theta}}.$$

Если направление схода струи с носка горизонтальное, т. е.  $\theta = 0$ , тогда

$$\text{tg } \theta_{\text{вх}} = \frac{\sqrt{2g(0,5h_n + a - h_6)}}{v_1} = \frac{\sqrt{2gz_2}}{v_1}.$$

Скорость входа струи под уровень нижнего бьефа определяется по формуле

$$v_{\text{вх}} = \varphi \sqrt{2gz_0}.$$

Так как скоростной напор, соответствующий скорости  $v_0$  в верхнем бьефе,  $\alpha_0 v_0^2 / (2g) \ll z$ , то

$$v_{\text{вх}} = \varphi \sqrt{2gz}.$$

Наибольшая дальность отлета струи наблюдается при различных углах схода оси струи с носка  $\theta$  в зависимости от отношения  $z_{01}/z_0$  (или  $z_1/z$ ), так как скоростной напор  $\alpha_0 v_0^2 / 2g$  пренебрежимо мал.

Так, при  $z_1/z = 0,5$  максимальная дальность отлета соответствует углу  $\theta = 0$ , а при  $z_1/z = 1$  максимальное значение  $l_{\text{пад}}$  — при  $\theta = 30^\circ$ .

Эти зависимости можно получить, если исследовать, при каком значении  $z_{01}/z_0$  (или  $z_1/z$ ) отношение  $l_{\text{пад}}/z_0$  будет максимальным.

Угол входа сбрасываемой струи под уровень воды в нижнем бьефе зависит от конструктивных особенностей сооружения. При свободно падающей струе (рис. 24.6, б) угол входа  $\theta_{\text{вх}}$  близок к  $90^\circ$ .

При отбросе струи с носка-трамплина водосливной плотины осредненные значения угла входа  $\theta_{\text{вх}}$  чаще всего изменяются в диапазоне  $20-40^\circ$ .

Таблица 24.1

$\Pi_{к1}$	50	60	75	100	120
$k_a$	~0,87	0,8	~0,71	0,57	~0,49

Для согласования с наблюдаемыми в действительности расчетные значения  $l_{\text{пад}}$  умножаются на коэффициент  $k_a$ , учитывающий влияние аэрации и дробления (расщепления) струи в полете. Значения коэффициента  $k_a$  по данным ВНИИГ принимаются в зависимости от значения параметра кинетичности  $\Pi_{к1} = v_1^2/gh$  в сечении на сходе с носка-трамплина (табл. 24.1).

Если  $\Pi_{к1} < 30 \div 35$ , то  $k_a$  равен единице, т. е. влияние аэрации и расщепления струи не учитывается.

Таким образом, расчет сопряжения в виде отброшенной струи сводится к построению свободной поверхности потока, определению глубины, давлений и средних скоростей в пределах носка-трамплина, определению угла  $\theta$  и параметров отброшенной струи. Затем рассчитываются параметры ямы размыва.

#### 24.5. Местный размыв при отбросе свободной струи

При падении отброшенной струи на дно отводящего русла в нижнем бьефе происходит местный размыв, образуется яма (воронка) местного размыва, которая развивается в течение некоторого времени, а затем наступает стабилизация процесса размыва. Но даже в стабилизировавшейся яме размыва отдельные частицы или отдельные размываемого грунта находятся в движении. Эти частицы могут подниматься над дном ямы местного размыва и иногда даже попадать в поступательно перемещающийся транзитный поток и уноситься вниз по течению.

Рассмотрим схему местного размыва (рис. 24.16), считая дно до ямы размыва и за ней находящимся приблизительно на одинаковых отметках.

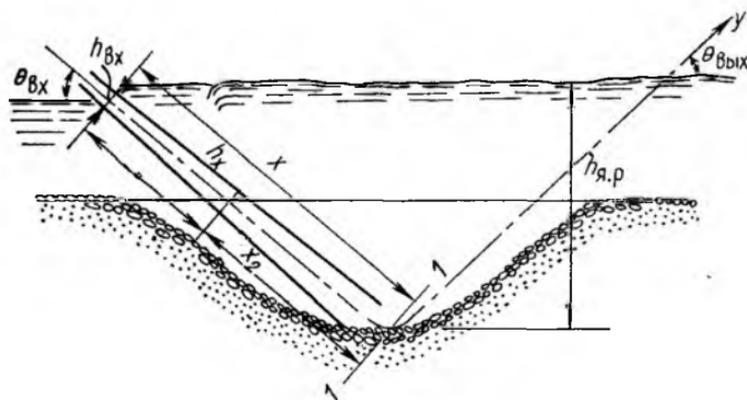


Рис. 24.16

Многочисленными экспериментами (Ц. Е. Мирцхулава, М. А. Михалев, Т. Х. Ахмедов) установлено, что после падения в воду струя растекается в толще водного потока. Движение этой струи происходит не в безграничной жидкости, а в относительно небольшой зоне ямы размыва, границы которой (дно и откосы) представляют собой шероховатые поверхности.

При углах входа струи под уровень нижнего бьефа  $\theta_{вх} = 60^\circ \div 90^\circ$  происходит двустороннее растекание поступившего в нижний бьеф потока; при углах  $\theta_{вх}$ , близких к  $90^\circ$ , образуются две практически равные по объему водоворотные области с горизонтальными осями вращения. При углах  $\theta_{вх} < 60^\circ$  преобладает отток в сторону нижерасположенного участка отводящего русла (донный режим сопряжения). Обратные скорости в водоворотной области под струей уменьшаются, при  $\theta_{вх} < 25 \div 30^\circ$  валец под струей практически исчезает.

При полете струи средняя часть струи как бы обгоняет крайние части. Первоначальная прямоугольная при отлете с носка форма струи шириной  $b$  изменяется. Но если рассмотреть среднюю часть струи, форму поперечного сечения этой части струи можно принять за прямоугольную.

При движении струи в толще воды различают два участка (рис. 24.16): первый — растекание струи до сечения  $I-I$ , где начинается поворот струи, и второй — движение струи вдоль низового откоса до выхода в нижележащий участок русла. На первом участке поперечный размер струи (толщина струи), измераемый по нормали к оси струи, линейно увеличивается согласно эмпирической зависимости, предложенной М. А. Михалевым,

$$h_x = h_{вх} + 0,43x,$$

где  $h_{вх}$  — толщина струи на входе под уровень нижнего бьефа;  $x$  — координата вдоль оси струи на первом участке.

Свободная поверхность в рассматриваемой области принимается горизонтальной. Кроме того, струя отклоняется от дна приблизительно под тем же углом, под которым она достигает дна. т. е. угол входа под воду приблизительно равен углу между осью входящей струи и свободной поверхностью.

Как указывает Ц. Е. Мирцхулава, в натуральных условиях часто

$$h_{вх} = 0,8q/u_{вх}. \quad (24.12)$$

Максимальная скорость на оси ниспадающей струи изменяется следующим образом:

$$u_{max} = \frac{u_{вх}}{0,9 + 0,09x_1/h_{вх} + 0,12x_2/h_{вх}}, \quad (24.13)$$

где  $x_1$  — координата вдоль оси на участке от свободной поверхности до линии неразмытого дна;  $x_2$  — координата вдоль оси струи от линии неразмытого дна до места максимального размыва.

Согласно (24.13) гашение скоростей в яме размыва происходит более интенсивно, чем в пределах глубины русла.

Максимальная скорость на оси восходящей струи изменяется по формуле

$$u_{maxв} = \frac{u_{max}}{0,9 + 0,4(y/h_x)^2}, \quad (24.14)$$

где  $y$  — координата вдоль оси восходящей струи от точки соприкосновения ниспадающей струи с дном.

Картину местного размыва можно представить следующим образом. В несвязных грунтах размыв прекращается, когда максимальная скорость восходящей струи будет равна гидравлической крупности частиц, покрывающих дно стабилизировавшейся ямы размыва. К моменту прекращения размыва часть мелких частиц из ямы размыва будет вынесена поступательным потоком. Поэтому дно ямы размыва покрыто более крупными частицами, т. е. образуется так называемая отмостка.

Для надежной защиты дна воронки размыва необходим как минимум двухрядный по глубине слой из крупных частиц, образующих отмостку.

Размыв прекратится, когда

$$n u_{\max} = \omega,$$

где  $n$  — отношение мгновенных максимальных скоростей к осредненным в точке;  $\omega$  — гидравлическая крупность частиц, которая может быть найдена по В. Н. Гончарову, если в качестве характеристики размера частиц несвязного грунта, выстилающих дно воронки размыва в момент стабилизации, принять  $d_{90}$  — диаметр частиц, меньше которого имеется по кривой зернового состава более 90 % по массе:

$$\omega = \sqrt{\frac{2g(\rho_{\text{гр}} - \rho_0)d_{90}}{1,75\rho_0}};$$

$\rho_{\text{гр}}$  — плотность грунта;  $\rho_0$  — плотность воды с учетом ее аэрации.

Глубина размыва уменьшается с увеличением аэрации (в воздухе она а с щ е н и я) воды. В то же время рост концентрации воздуха приводит к увеличению гидравлической крупности твердых частиц в воде.

Глубина воды в яме размыва, считая от свободной поверхности, при  $\theta_{\text{вх}} \geq 15^\circ$  равна

$$h_{\text{я.р}} = \frac{x \sin \theta_{\text{вх}}}{1 - 0,175 \text{ctg } \theta_{\text{вх}}} = \frac{(x_1 + x_2) \sin \theta_{\text{вх}}}{1 - 0,175 \text{ctg } \theta_{\text{вх}}}.$$

Приняв  $h_x \approx 0,43 x$  и учитывая (24.12) — (24.14), Ц. Е. Мирцхулава получил следующую формулу для максимальной глубины воды в яме размыва в несвязных грунтах:

$$h_{\text{я.р}} = \left( \frac{3\eta u_{\text{вх}} h_{\text{вх}}}{\omega} - 7,5 h_{\text{вх}} \right) \frac{\sin \theta_{\text{вх}}}{1 - 0,175 \text{ctg } \theta_{\text{вх}}} + 0,25 h_0, \quad (24.15)$$

где  $h_0$  — бытовая глубина в нижнем бьефе;  $\eta = 1,5 \div 2$ , меньшее значение  $\eta$  соответствует лабораторным условиям, а большее — натурным.

Для частиц диаметром меньше 4 мм вводится коэффициент, учитывающий особенности обтекания потоком мелких частиц при соответственно малых значениях чисел Рейнольдса, составленных по диаметру частицы (табл. 24.2). На коэффициент  $n_1$  умножается первый член в скобке в формуле (24.15).

При размыве связных грунтов под воздействием падающей струи происходит разрушение грунта на отдельные — агрегаты. В начале размыва отрываются отдельные большего размера, чем в конце этого процесса. До того как агрегат связного грунта будет оторван от основной массы, он подвергается воздействию струи жидкости и раскачивается. В момент, когда воздействие, обусловленное максимальными мгновенными значениями скорости, превысит сопротивляемость грунта на размыв, агрегат оторвется и будет унесен потоком за пределы воронки. Если оторвется отдельность такого большого размера, что поток не в состоянии будет вынести ее из ямы размыва сразу, эта отдельность движется внутри ямы размыва, дробится там на части и затем выносятся. По опытным данным средний размер агрегатов в стабилизовавшейся воронке размыва равен приблизительно 4 мм.

Т а б л и ц а 24.2

$d, \text{ мм}$	4	3	2	1	0,5	0,2	0,1
$n_1$	1	0,9	0,8	0,5	0,35	0,2	0,1

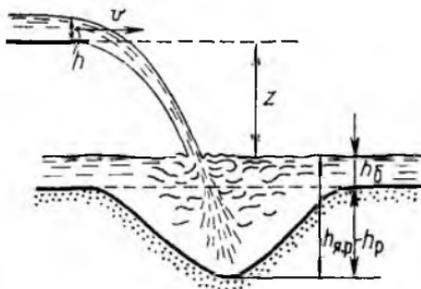


Рис. 24.17

Стабилизация размыва наступает, когда максимальная скорость на оси струи непосредственно вблизи дна  $u_{max}$  станет равной (или меньше) донной неразмывающей скорости в яме  $u_{\Delta \text{доп. я}}$ .

Исследования показывают, что в яме размыва допускаемая донная (неразмывающая) скорость  $u_{\Delta \text{доп. я}}$  превышает аналогичную скорость при общем размыве в равномерном движении  $u_{\Delta \text{доп}}$

$$u_{\Delta \text{ доп. я}} = u_{\Delta \text{ доп}} \left( \cos^3 \theta_{\text{вх}} + 3 \sqrt{\sin^2 \theta_{\text{вх}}} \right). \quad (24.16)$$

В среднем допускаемые неразмывающие скорости в ямах размыва принимают равными

$$u_{\Delta \text{ доп. я}} \approx 3u_{\Delta \text{ доп.}} \quad (24.17)$$

Исходя из равенства  $u_{max} = u_{\Delta \text{ доп. я}}$  и учитывая (24.17), получаем максимальную глубину воды в яме размыва для связных грунтов

$$h_{\text{я. р}} = \left( \frac{8,3u_{\text{вх}}h_{\text{вх}}}{u_{\Delta \text{ доп. я}}} - 7,5h_{\text{вх}} \right) \frac{\sin \theta_{\text{вх}}}{1 - 0,175 \text{ctg} \theta_{\text{вх}}} + 0,25h_{\text{б}}. \quad (24.18)$$

К числу сил, удерживающих отдельность, относят силы усталостной прочности на отрыв, вес отдельности в воде, пригружающее действие глубины воды в воронке размыва и силу гидродинамического давления струи на дно воронки.

В скальных грунтах явление местного размыва происходит при наличии связей между отдельностями скалы. Схематично эти отдельности представляют в виде параллелепипедов. Данные о размерах отдельностей получают по результатам инженерно-геологических исследований.

Исходя из расчета по предельным состояниям, Ц. Е. Мирцхулава рассмотрел действие на отдельность скалы максимальных динамических нагрузок от воздействия струи с учетом пульсации скоростей и удерживающих сил (сил сопротивления). К первым относятся горизонтальная сдвигающая и вертикальная подъемная составляющие силы воздействия. Удерживают скальную отдельность вертикальная и тангенциальная составляющие веса отдельности и силы, характеризующие усталостную прочность связей между отдельностями скального основания. Под действием указанных сил отдельность скалы находится в условиях внецентренного сжатия. Опытные данные показывают, что в среднем отдельности выступают в поток на 0,1 высоты блока (отдельности).

В предельном случае стабилизация размыва наступает, когда осредненная скорость струи (осевая) на дне ямы размыва  $u_{\Delta}$  равна максимальной скорости струи в том же месте  $u_{max}$ .

Приравнивая  $u_{\Delta}$  и  $u_{max}$ , можно получить зависимость для максимальной глубины воды в яме размыва.

Форма ямы размыва, если рассматривать осредненные ее параметры, оказывается зависящей от вида и свойств грунтов, которые подвергаются размыву падающей струей. Если грунт несвязный, продольное сечение ямы

размыва — трапеция с малой шириной по дну или даже треугольник (рис. 24.17), при связных и скальных грунтах форма ямы размыва трапециевидальная или близкая к прямоугольной.

В скальных грунтах заложение верхового откоса ямы размыва принимается равным 2,2—3, а низового — 1,5. Ширина ямы размыва по дну равна  $(2 \div 2,5) h_{кр}$ .

## 24.6. Контрольные вопросы

1. Сформулируйте, какие режимы сопряжения могут встретиться на практике. Какие схемы сопряжения, кроме одной из форм гидравлического прыжка, могут встретиться? Как различаются формы поверхностного и смешанного поверхностно-донного режима? Нарисуйте схемы.

2. Какие случаи сопряжения возможны при донном режиме сопряжения? Проанализируйте их с энергетической точки зрения. Когда гидравлический прыжок будет отогнанным, надвинутым или начинаться в критическом положении (в сжатом сечении)? Что такое степень затопления гидравлического прыжка?

3. Чем отличаются так называемые высокий уступ и низкий уступ? Каковы основные особенности сопряжения с поверхностным и поверхностно-донными режимами? Какие режимы при этом различаются? Что такое предельные глубины?

4. Как выполняются гидравлические расчеты при рассмотрении сопряжения с поверхностным режимом? В чем особенности применения уравнения Бернулли и теоремы об изменении количества движения в этих случаях? Какие предпосылки принимаются при этом?

5. Всегда ли образуется поверхностный режим при наличии уступа? В каких случаях его может не быть?

6. Кратко опишите особенности носков-трамплинов, применяемых при отбросе свободной струи. Выведите формулы для длины отлета (падения) струи за высокий уступом при различных значениях угла оси струи на сходе с носка с горизонтом.

7. Определите скорость вылета струи в створе выходного сечения носка и различные характерные параметры (длину падения до свободной поверхности в нижнем бьефе, до дна, при отсутствии размыва) и угол наклона струи при выходе под уровень нижнего бьефа, а также скорость струи при входе под уровень нижнего бьефа.

8. Покажите, как влияет аэрация и расщепление струи на значения длины падения струи.

9. Опишите характерные особенности механизма местного размыва дна при отбросе свободной струи. Как определяется геометрия ямы размыва?

## Глава 25

### РАСЧЕТ УСТРОЙСТВ ДЛЯ ГАШЕНИЯ ЭНЕРГИИ

#### 25.1. Виды гасителей энергии

Как уже отмечалось в § 24.1, при донном режиме сопряжения и спокойном состоянии потока в отводящем русле ( $h_6 > h_{кр}$ ) и уловии  $h'_c > h_6$  образуется отогнанный гидравлический прыжок. Местоположение его определяется длиной отгона прыжка между

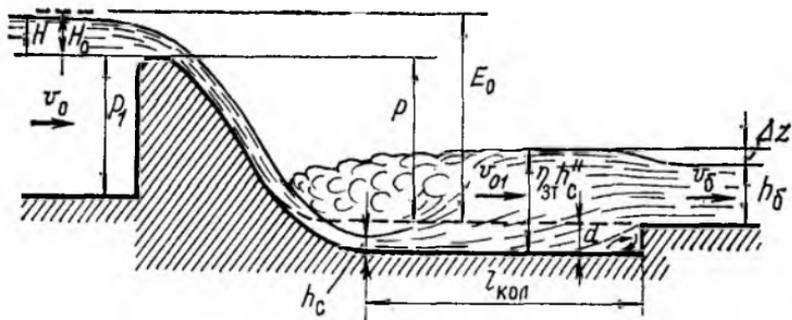


Рис. 25.1

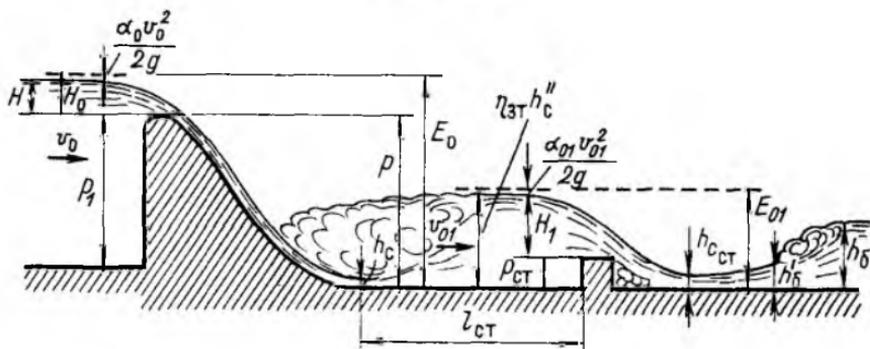


Рис. 25.2

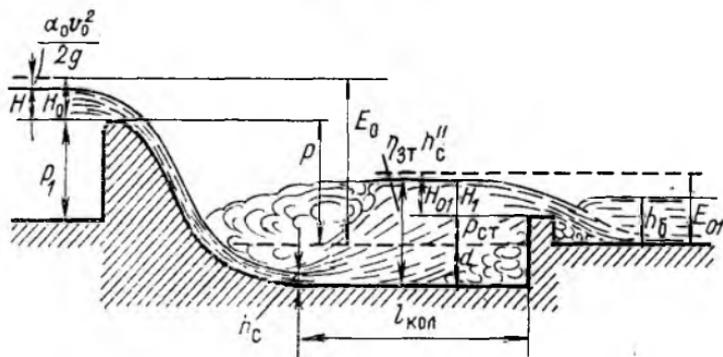


Рис. 25.3

сечениями с глубиной  $h'_c$  и глубиной  $h'_b$ , сопряженной с бытовой глубиной  $h_b$ .

Длина кривой подпора на участке отгона определяется в соответствии с рекомендациями, изложенными в гл. 17, и может быть достаточно большой. На этом участке поток находится в бурном состоянии, средние скорости могут быть значительными, что вызы-

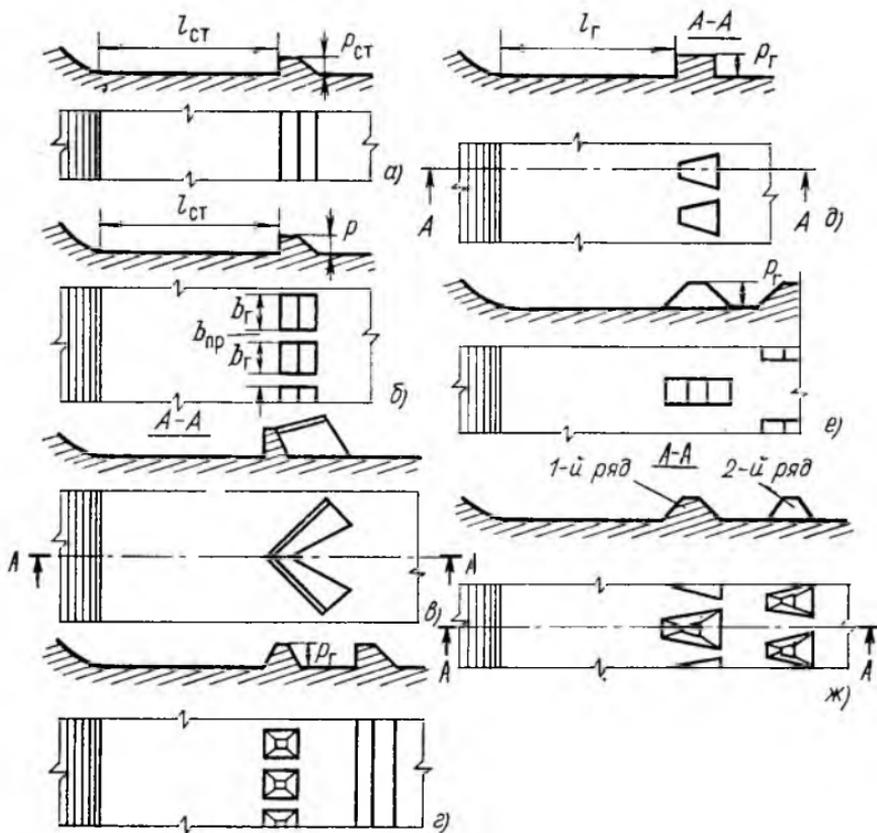


Рис. 25.4

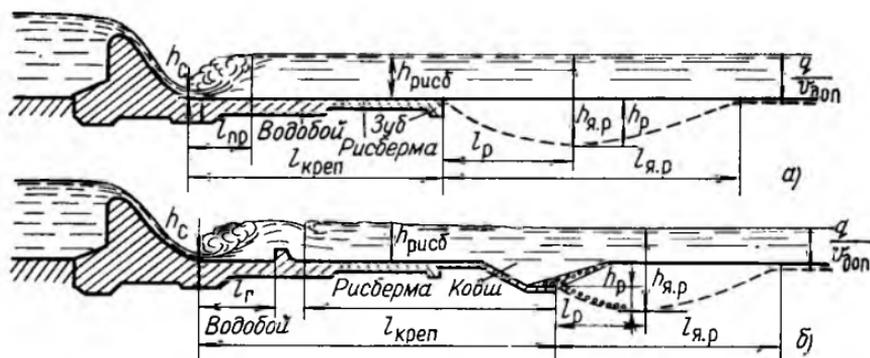


Рис. 25.5

вает необходимость больших объемов работ по укреплению дна и откосов отводящего русла на рассматриваемом участке. Поэтому сокращение или исключение отгона гидравлического прыжка, т. е. обеспечение перехода потока из бурного в спокойное состояние

в пределах сооружения, в большинстве случаев является предпочтительным.

Уменьшение длины отгона прыжка может быть достигнуто за счет создания искусственной, увеличенной по сравнению с обычной шероховатости на части длины отгона прыжка. Для обеспечения сопряжения с надвинутым гидравлическим прыжком необходимо создать в нижнем бьефе соответствующую глубину или погасить часть избыточной энергии потока  $\Delta_2 E$  (см. § 24.1) с помощью специальных гасителей энергии, которые помимо гашения избыточной энергии могут оказывать влияние и на кинематику, и на размывающую способность потока в нижнем бьефе.

Детальное технико-экономическое сравнение вариантов позволяет выбрать наиболее рациональный. В редких случаях возможно применение схемы сопряжения с отогнанным прыжком, в большинстве случаев проектируют устройства, позволяющие осуществить сопряжение в виде надвинутого гидравлического прыжка, т. е. обеспечивающие затопление гидравлического прыжка.

К таким устройствам (г а с и т е л я м э н е р г и и) относятся следующие: водобойный колодец (рис. 25.1), образованный низовым уступом; водобойная стенка (рис. 25.2); комбинированный водобойный колодец (рис. 25.3); специальные гасители энергии (рис. 25.4).

При донном режиме сопряжения поток обладает повышенной размывающей способностью, вследствие чего ниже крепления гидротехнических сооружений происходит местный размыв (см. § 25.7). Крепление в нижнем бьефе состоит из водобойной части (водобоя) и рисбермы (рис. 25.5). При небольших перепадах уровней между верхним и нижним бьефами применяют рисбермы из каменной наброски или отмостки, сборных бетонных или железобетонных элементов, плит и т. п.

При необходимости в нижнем бьефе располагаются в пределах водобойной части гасители энергии.

## 25.2 Гидравлический расчет водобойного колодца

Водобойные колодцы предназначены для создания в нижнем бьефе непосредственно за сооружением такой глубины, при которой сопряжение произойдет в форме надвинутого гидравлического прыжка. При гидравлическом расчете водобойного колодца необходимо определить глубину колодца и его длину.

**Расчет глубины водобойного колодца.** Если бы требовалось обеспечить с помощью водобойного колодца местоположение гидравлического прыжка в сжатом сечении (предельное положение), глубина воды в водобойном колодце должна была быть равна второй сопряженной глубине  $h_c''$ , т. е. (см. рис. 25.1)

$$h_c'' = d + h_0 + \Delta z, \quad (25.1)$$

где  $d$  — глубина водобойного колодца (искомый параметр);  $h_6$  — глубина в отводящем русле, соответствующая бытовым условиям;  $\Delta z$  — перепад при выходе потока из водобойного колодца в отводящее русло.

Перепад  $\Delta z$  образуется за счет разности скоростных напоров в отводящем русле и в водобойном колодце с учетом сопротивлений на выходе из колодца.

Для определения  $\Delta z$  составим уравнение Бернулли для сечений 1—1 (перед уступом) и 2—2 (в отводящем русле). Приняв плоскость сравнения на уровне дна отводящего русла, получим

$$\Delta z + \frac{\alpha_{01} v_{01}^2}{2g} = \frac{\alpha v_6^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{v_6^2}{2g}.$$

Тогда

$$\Delta z_0 = \frac{v_6^2}{2g\varphi^2} \quad (25.2)$$

или

$$\Delta z = \frac{v_6^2}{2g\varphi^2} - \frac{\alpha_{01} v_{01}^2}{2g}. \quad (25.3)$$

Для плоской задачи перепад составит (при  $\eta_{зт} = 1$ )

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_6^2} - \frac{\alpha_0 l q^2}{2g (h_c'')^2}. \quad (25.4)$$

Здесь  $q$  — удельный расход;  $\varphi = 1/\sqrt{\alpha + \Sigma \zeta}$  — коэффициент скорости;  $v_6$  — средняя скорость в отводящем русле при бытовой глубине;  $v_{01}$  — средняя скорость в водобойном колодце при глубине  $h_c'$ , равная  $q/h_c'$ .

Если пренебречь скоростным напором, соответствующим средней скорости в водобойном колодце  $\alpha_{01} v_{01}^2/2g$ , тогда

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_6^2}. \quad (25.5)$$

Из (25.1) можно получить глубину водобойного колодца

$$d = h_c'' - (h_6 + \Delta z). \quad (25.6)$$

Для того чтобы обеспечить сопряжение в нижнем бьефе в форме надвинутого гидравлического прыжка, необходимо увеличить глубину водобойного колодца. При этом глубина воды в колодце должна быть равна  $\eta_{зт} h_c'$  (где  $\eta_{зт}$  — степень затопления прыжка). Увеличение глубины воды в водобойном колодце обеспечивает надежность сопряжения в виде надвинутого прыжка. Тогда

$$d = \eta_{зт} h_c'' - (h_6 + \Delta z). \quad (25.7)$$

Обычно при расчете водобойного колодца принимают  $\eta_{зт} = 1,05 \div 1,1$ , а коэффициент скорости  $\varphi = 0,95 \div 1,0$ .

Если пренебречь перепадом  $\Delta z$ , глубина водобойного колодца определяется при  $\eta_{зт} = 1$ , т. е.

$$d = h_c'' - h_6. \quad (25.8)$$

Обычно расчет глубины водобойного колодца  $d$  ведется путем последовательного приближения. Глубины  $h_c$  и  $h_c''$  определяются с учетом заранее не известной глубины  $d$ .

Сначала по способу, описанному в § 22.12, определяется значение функции  $\Phi(\tau_c)$  по известным  $q$ ,  $\varphi$  и  $E_0$ , а затем находится  $h_c''$ .

Если расчет проводится с учетом  $\Delta z$ , а из сопоставления  $h_c''$  и известной  $h_6$  устанавливается, что гидравлический прыжок отогнан, в первом приближении принимается

$$d_1 = \eta_{зт} h_c'' - (h_6 + \Delta z).$$

Индекс 1 указывает на первое приближение.

При этом дно нижнего бьефа понизится и удельная энергия потока в верхнем бьефе, найденная по отношению к дну нижнего бьефа, изменится:

$$E_{01} = E_0 + d_1.$$

Соответственно изменятся  $\Phi(\tau_c)$ ,  $h_c$  и вторая сопряженная глубина, которая будет равна  $h_{c1}''$ .

Вновь определяем глубину водобойного колодца:

$$d_2 = \eta_{зт} h_{c1}'' - (h_6 + \Delta z).$$

Если глубина водобойного колодца  $d_2$  сравнивается с глубиной  $d_1$ , расчет глубины водобойного колодца окончен. В противном случае расчет продолжается до получения

$$d_{i+1} \approx d_i,$$

где  $i$  — номер приближения.

**Длина водобойного колодца.** Важно отметить, что только правильно запроектированный водобойный колодец обеспечивает сопряжение за колодцем, удовлетворительное с точки зрения гидравлических условий работы отводящего русла.

Длина водобойного колодца должна быть достаточной для надежного размещения в его пределах гидравлического прыжка. В данном случае гидравлический прыжок с низовой стороны подпирается уступом на выходе из водобойного колодца (подпертый гидравлический прыжок). Длина подпертого гидравлического прыжка  $l_{п. пр}$  меньше, чем длина совершенного прыжка  $l_{пр}$ . Это уменьшение, оцениваемое отношением  $l_{п. пр}/l_{пр}$ , по данным опытов различных исследователей изменяется примерно от 0,7 до 0,8, т. е. длина сравниваемых совершенного и подпертого гидравлических прыжков различается приблизительно в 1,4—1,25 раза. Это обстоятельство учитывается при назначении длины водобойного колодца

$$l_{кол} = l_{пад} + 3h_c''. \quad (25.9)$$

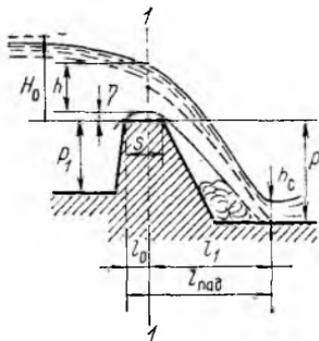


Рис. 25.6

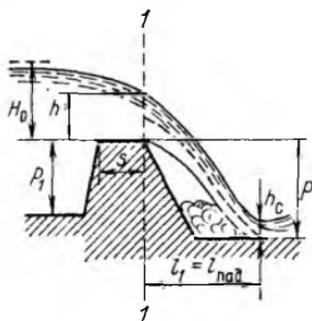


Рис. 25.7

При  $l_{\text{пад}} = 0$  (за водосливом практического профиля криволинейного очертания, см. рис. 25.1) длина водобойного колодца

$$l_{\text{кол}} = 3h_c^* \quad (25.9a)$$

Ошибка в назначении длины водобойного колодца [уменьшение его длины по сравнению с определяемой по (25.9)] может привести к отлету струи с последующим поверхностным режимом сопряжения, с образованием мощного донного вальца и со значительными придонными скоростями при последующем опускании струи к дну. Такое сопряжение представляет большую опасность для крепления дна. При определении  $l_{\text{пад}}$  по (25.9) считаем, что сжатое сечение располагается там, где частица, находящаяся в центре переливающейся струи, достигнет дна сразу за водосливом. Тогда

$$l_{\text{пад}} = l_0 + l_1,$$

где  $l_0$  — расстояние от напорной грани водослива до сечения 1—1, которое принимается за начальное при изучении падения струи;  $l_1$  — расстояние от начального сечения до сжатого (рис. 25.6).

Для водослива практического профиля криволинейного очертания сжатое сечение расположено непосредственно за водосливом.

**Дальность падения струи**  $l_{\text{пад}}$  определяется по расстоянию траектории частицы жидкости, переливающейся через водослив, например водослив с тонкой стенкой (рис. 25.6).

За время  $t$  частица, находящаяся в центре тяжести сечения 1—1, пройдет расстояние:

$$\left. \begin{array}{l} \text{по горизонтали} \\ x = v_1 t; \\ \text{по вертикали} \\ z = gt^2/2. \end{array} \right\} \quad (25.10)$$

Здесь условно принято, что в центре тяжести сечения 1—1 скорость ориентирована горизонтально и равна средней скорости в сечении. Отсюда

$$z = gx^2/2v_1^2 \quad (25.11)$$

или

$$x = v_1/\sqrt{2z/g}. \quad (25.12)$$

Для водослива с прямоугольным поперечным сечением (именно такие сечения условились рассматривать в нижнем бьефе) средняя скорость связана с удельным расходом таким образом:  $v = q/h$ , следовательно,

$$x = \frac{q}{h} \sqrt{\frac{2z}{g}}.$$

Здесь  $h$  — вертикальный размер струи в сечении 1—1.

Учитывая, что для водосливов

$$q = m\sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

имеем

$$x = \frac{2mH_0^{3/2}}{h} \sqrt{z}. \quad (25.13)$$

Расстояние от начального сечения до сжатого определяется при  $z = z_{max} = p + \eta + h/2$  (где  $z_{max}$  — максимальная высота падения частицы, находившейся в центре сечения 1—1, т. е. в «средней» струйке жидкости).

Тогда

$$l_1 = \frac{2mH_0^{3/2}}{h} \sqrt{p + \eta + \frac{h}{2}}, \quad (25.14)$$

где  $\eta$  — наибольшая высота подъема нижней поверхности струи над гребнем водослива (сечение 1—1 принято именно в створе наибольшего подъема — для водослива с тонкой стенкой).

Так как значения  $l_0$ ,  $m$ ,  $h$ ,  $\eta$  для каждого водослива могут быть конкретизированы, то приведем необходимые значения параметров и формулы для  $l_1$ .

Водослив с тонкой стенкой:  $l_0 = 0,3 H_0$ ;  $m \approx 0,42$ ;  $h = 0,668 H_0$ ;  $\eta = 0,112 H_0$ . При этом принято  $H \approx H_0$  (коэффициенты в выражениях  $h$  и  $\eta$  получены применительно к  $H$ , а не к  $H_0$ ).

Тогда

$$l_{пад} = 0,3H_0 + 1,25 \sqrt{H_0(p + 0,45H_0)}. \quad (25.15)$$

Согласно М. Д. Чертоусову расчет по (25.15) дает уменьшенные по сравнению с опытными значения, поэтому в (25.15) вводится

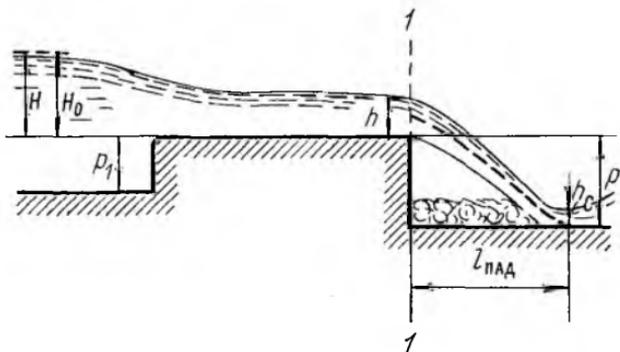


Рис. 25.8

поправочный коэффициент, равный 1,1, и тогда формула принимает вид

$$l_{\text{пад}} = 0,33H_0 + 1,38 \sqrt{H_0(p + 0,45H_0)}.$$

Водослив практического профиля прямолинейного очертания (прямоугольный и трапецидальный с горизонтальным гребнем). При  $0,67 < s/H_0 < 2$  начальное сечение располагают в конце гребня водослива (рис. 25.7), и подъема струи в этом случае нет:  $\eta = 0$ ;  $h = 0,6 H_0$ ;  $m \approx 0,4$ . Тогда  $z_{\text{max}} = p + 0,3 H_0$ .

Формулу (25.14) запишем в виде

$$l_{\text{пад}} = 1,33 \sqrt{H_0(p + 0,3H_0)}.$$

Водослив с широким порогом (неподтопленный). Начальное сечение назначается в конце порога водослива (рис. 25.8);  $l_0 = 0$ ;  $\eta = 0$ ;  $m = 0,32 \div 0,35$ . Глубина в сечении 1—1  $h \approx 0,47 H_0$ .

Тогда

$$l_1 = 4m \sqrt{H_0(p + 0,24H_0)}.$$

Подставляя конкретные значения коэффициентов расхода, можно найти дальность падения струи. При  $m = 0,385$  формула Чертоусова имеет вид

$$l_1 = 1,64 \sqrt{H_0(p + 0,24H_0)}. \quad (25.16)$$

Таким образом, получили формулы глубины водобойного колодца и его длины.

Понятно, что при расчете  $l_{\text{пад}}$  для водобойного колодца глубиной  $d$  в формулах вместо  $p$  должна подставляться сумма  $p + d$ .

В ответственных случаях водобойные колодцы исследуются в лабораториях на моделях и в результате исследований уточняются размеры водобойных колодцев.

### 25.3. Гидравлический расчет водобойной стенки

Водобойная стенка (см. рис. 25.2), так же как и водобойный колодец, предназначена для создания такой глубины за водосливом в нижнем бьефе, которая обеспечит сопряжение в виде надвинутого гидравлического прыжка. При устройстве водобойной стенки отметка дна на водобое сохраняется без изменения.

При гидравлическом расчете водобойной стенки определяются высота водобойной стенки  $p_{ст}$  и расстояние от сооружения (или от сжатого сечения в нижнем бьефе) до водобойной стенки  $l_{ст}$ .

Обычно применяют прямоугольные или трапецеидальные водобойные стенки с горизонтальным гребнем шириной  $s$ . Водобойные стенки работают как водосливы. В зависимости от относительной ширины гребня  $s/H$  водобойная стенка может представлять собой водослив с тонкой стенкой или водослив практического профиля прямолинейного очертания.

Высота водобойной стенки определяется исходя из условия получения перед водобойной стенкой такой глубины, чтобы образовался надвинутый гидравлический прыжок

$$\eta_{3т} h_c'' = p_{ст} + H_1.$$

Отсюда искомая высота водобойной стенки

$$p_{ст} = \eta_{3т} h_c'' - H_1, \quad (25.17)$$

где  $H_1$  — напор над гребнем водобойной стенки.

При расчете водобойной стенки удельная энергия  $E_0$  и сопряженные глубины  $h_c$  и  $h_c''$  не изменяются, поскольку неизменной остается отметка водобоя.

Расчет ведется в следующей последовательности. Сначала определяются  $h_c$  и вторая сопряженная глубина  $h_c''$  по  $\Phi$  ( $\tau_c$ ), т. е. по известным  $q$ ,  $\varphi$  и  $E_0$ . Если  $h_c'' > h_0$  гидравлический прыжок будет отогнан.

Находится напор над гребнем водобойной стенки. В первом приближении предполагается, что она является неподтопленной, т. е. из формулы расхода через водослив сначала находится напор с учетом скорости подхода

$$H_{01} = \left( \frac{q}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3},$$

а затем определяются средняя скорость на подходе к водобойной стенке

$$v_{01} = \frac{q}{\eta_{3т} h_c''}$$

и напор

$$H_1 = H_{01} - \frac{\alpha_{01} v_{01}^2}{2g}.$$

Значение коэффициента расхода  $m$  зависит от профиля водобойной стенки и ее относительных размеров и обычно для прямоугольных и трапециевидальных водобойных стенок принимается равным 0,40—0,42.

Затем определяется высота водобойной стенки и уточняется, действительно ли водобойная стенка будет неподтопленной.

Если  $p_{ст} > h_6$ , стенка не подтоплена, если  $h_6 > p_{ст}$ , т. е.  $\Delta = h_6 - p_{ст} > 0$ , и ниже стенки — надвинутый гидравлический прыжок, водобойная стенка работает как подтопленный водослив и необходимо расчет напора над гребнем водобойной стенки повторить с учетом коэффициента подтопления  $\sigma_n$ , который, как известно, зависит от  $\Delta/H_{01}$ . По найденным  $\Delta$  и  $H_{01}$  определяем  $\sigma_n$  и находим

$$H_{01}^I = \left( \frac{q}{\sigma_n m \sqrt{2g}} \right)^{2/3};$$

$$H_1^I = H_{01}^I - \frac{\alpha_1 v_{01}^2}{2g}.$$

Далее находим

$$p_{ст}^I = \eta_{э\tau} h_{с}'' - H_1^I.$$

Далее необходимо повторить уточнение напора, коэффициента подтопления и высоты водобойной стенки. Находим  $\Delta = h_6 - p_{ст}^I$  и  $\Delta/H_{01}^I$ .

По значению  $\Delta/H_{01}^I$  определяем  $\sigma_n^I$ , затем находим  $H_1^{II}$ , теперь уже с учетом значения  $\sigma_n^I$ , и, наконец,  $p_{ст}^{II} = \eta_{э\tau} h_{с}'' - H_1^{II}$  и вновь находим  $\sigma_n^{II}$ . Если  $\sigma_n^{II} \approx \sigma_n^I$ , расчет окончен. В противном случае принимаем значение коэффициента подтопления, равное получившемуся  $\sigma_n^{II}$ , и продолжаем расчет.

Если водобойная стенка — неподтопленный водослив, необходимо проверить условия сопряжения теперь уже за стенкой. Иногда за водобойной стенкой гидравлический прыжок будет отогнан, т. е.  $h_{с.ст}'' > h_6$ , где  $h_{с.ст}''$  — глубина, сопряженная со сжатой глубиной, образующейся ниже водобойной стенки  $h_{с.ст}$ . Такой случай показан на рис. 25.2. Тогда предусматривают вторую водобойную стенку с высотой, которая рассчитывается аналогично. При расчете  $\Phi(\tau_c)$  в этом случае  $E_{01} = p_{ст} + H_{01}$ , а  $\phi$  — коэффициент скорости уже для водобойной стенки. Если за второй стенкой вновь получится отогнанный гидравлический прыжок, может понадобиться и третья водобойная стенка.

Расстояние от сжатого сечения до верховой грани водобойной стенки принимается, как и в случае водобойного колодца,  $l_{ст} = 3h_{с.ст}''$ .

## 25.4. Гидравлический расчет комбинированного водобойного колодца

Комбинированный водобойный колодец, так же как и водобойный колодец, и водобойная стенка, создается для того, чтобы получить в нижнем бьефе за сооружением такую глубину, при которой сопряжение происходило бы с надвинутым гидравлическим прыжком (см. рис. 25.3).

Комбинированный водобойный колодец проектируют, когда глубина водобойного колодца слишком велика, а водобойная стенка получается слишком высокой и имеется вероятность появления за высокой водобойной стенкой отогнанного гидравлического прыжка, что ведет к необходимости возводить еще одну или несколько водобойных стенок.

Комбинированный водобойный колодец представляет собой водобойный колодец с глубиной  $d$  и установленную на выходе водобойную стенку высотой  $p_{ст}$ .

При напоре над гребнем водобойной стенки  $H_1$  глубина воды в комбинированном водобойном колодце составляет

$$\eta_{эп} h'_c = d + p_{ст} + H_1. \quad (25.18)$$

Так как не известны глубина колодца  $d$  и высота стенки  $p_{ст}$ , задаваясь значением одной из них, находим другой неизвестный параметр.

При расчете комбинированного водобойного колодца пользуются теми же положениями, что и при расчете водобойного колодца и водобойной стенки.

Часто при проектировании водобойной стенки сначала исходят из такой высоты, чтобы за нею образовывался гидравлический прыжок в сжатом сечении (предельный случай), и в этом случае водобойная стенка будет работать как неподтопленный водослив.

Следовательно, глубина в сжатом сечении за стенкой будет первой глубиной  $h'_6$ , сопряженной с бытовой глубиной. При определении  $h'_6$  следует сначала по параметру  $\Pi_{к.6}$  установить вид прыжка за водобойной стенкой. Если  $\Pi_{к.6} < 0,375$ , гидравлический прыжок — совершенный и

$$h'_6 = \frac{h_6}{2} [\sqrt{1 + 8\Pi_{к.6}} - 1].$$

Удельная энергия потока перед водобойной стенкой по отношению к дну нижнего бьефа за стенкой (без учета потерь энергии)

$$E_{01} = h'_6 + \frac{\alpha_6 v_6^2}{2g\varphi_6^2},$$

где  $h'_6$  и  $v_6$  — глубина и средняя скорость в сжатом сечении за стенкой.

Далее напор над водобойной стенкой с учетом скорости подхода

$$H_{01} = \left( \frac{q}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3}. \quad (25.19)$$

Высота стенки из условия сопряжения в виде гидравлического прыжка, образующегося в сжатом сечении за водобойной стенкой,

$$p_{ст} = E_{01} - H_{01}. \quad (25.20)$$

Для создания сопряжения за стенкой с надвинутым прыжком необходимо принять

$$p_{ст} < E_{01} - H_{01}.$$

Затем следует проверить, не будет ли подтопленным истечение через водобойную стенку. Если водобойная стенка окажется подтопленной, надо учесть подтопление при вычислении напора над водобойной стенкой.

Затем из (25.18) после ряда приближений находим глубину водобойного колодца. Далее вычисляем длину  $l_{кол}$ . При этом, так же как и для водобойного колодца, при расчете  $l_{кол}$  необходимо учитывать как высоту  $p$ , так и глубину колодца  $d$ .

### 25.5. Расчетный расход

Водопропускные сооружения обычно работают при расходах, изменяющихся в различных диапазонах. При изменении расхода изменяются удельная энергия потока  $E_0$ , глубины  $h_c$  и  $h_c''$ , глубина в нижнем бьефе  $h_b$  соответственно кривой связи  $Q$  с  $h_b$ , средняя скорость и  $\Pi_{к.б}$  в отводящем русле, напор при пропуске расхода через водосливы или из-под затворов, коэффициенты расхода и сжатия.

Таким образом, условия сопряжения бьефов существенно зависят от изменения расходов. Однако условия сопряжения бьефов не всегда будут наилучшими при максимальном расходе.

Для определения расчетного расхода задаются несколькими значениями  $Q$ , в каждом случае находят  $h_c''$  и  $h_b$ . За расчетный расход по И. И. Агроскину принимается расход, при котором разность  $h_c'' - h_b$  будет максимальной. Можно считать, что максимальная глубина водобойного колодца получится при максимальном значении разности  $h_c'' - h_b$ .

Бытовая глубина  $h_b$  должна определяться для суммарного расхода, поступающего в нижний бьеф через рассчитываемое сооружение и все соседние сооружения в данном створе (водосливы, плотины с затворами, водовыпуски и т. д.).

В ответственных случаях необходим расчет на расходы, составляющие 20, 40, 60, 80, 100 % максимального, и на расчетный расход, если он не равен одному из указанных расходов.

## 25.6. Применение гасителей при донном режиме сопряжения

Гашение основной части избыточной кинетической энергии (в гидравлическом прыжке) происходит в пределах водобоя. Динамическое воздействие потока на дно водобоя довольно велико, и поэтому толщина плиты водобоя назначается весьма большой. На водобое также может происходить некоторое перераспределение скоростей и удельных расходов, особенно если на водобое установлены специальные г а с и т е л и - р а с т е к а т е л и.

В пределах рисбермы (см. рис. 25.5), располагающейся непосредственно за водобоем ниже по течению, происходит дополнительное гашение избыточной энергии, перераспределение скоростей по вертикали и по ширине. К концу рисбермы поток должен прийти с достаточно равномерным распределением удельных расходов по ширине и с характеристиками осредненных местных скоростей и пульсационными кинематическими характеристиками, близкими к таковым в бытовых условиях.

Из многочисленных типов гасителей энергии в нижнем бьефе гидротехнических сооружений (см. рис. 25.4) наиболее часто применяются следующие:

1) рассмотренная ранее сплошная водобойная стенка, устанавливаемая от сжатого сечения на расстоянии  $l_{ст} = 3h_c''$  (рис. 25.4, а);

2) водобойная стенка с прорезями (прорезная водобойная стенка), устанавливаемая на том же расстоянии от сжатого сечения  $l_{ст} = 3h_c''$  (рис. 25.4, б);

3) гаситель-растекатель, предложенный Д. И. Куминым, устанавливаемый на расстоянии  $l_r = 1,3 h_{кр}$  от сжатого сечения (рис. 25.4, в);

4) гаситель в виде сочетания трапецеидальных пирсов и ниже расположенной водобойной стенки (рис. 25.4, г);

5) шашечные гасители и гасители-пирсы (рис. 25.4, д—ж) (шашка-гаситель, высота которого меньше его ширины или длины; пирс-гаситель с высотой, большей ширины или длины).

Высоту и ширину гасителя, расстояние первого ряда гасителей и последующих рядов (если они имеются) от сжатого сечения, взаимное расположение гасителей (расстояние между гасителями поперек потока и вдоль него), углы наклона верховой, низовой и боковых граней гасителей принимают на основании экспериментальных исследований конкретных гасителей применительно к рассматриваемым случаям или по аналогам.

Гасители подпирают поток на водобое, вследствие чего затопление прыжка происходит при меньших глубинах, чем в отсутствие гасителей. Это уменьшение глубины может достигать до 25 %. В связи с этим поверхность водобоя может быть заглублена меньше, чем при отсутствии гасителей.

Для оценки эффективности гасителей применяется несколько критериев. Чаще используется критерий размывающей способности потока за гасителями, и лучшими считаются гасители, дающие меньшие размеры ямы размыва.

Используется также критерий уменьшения второй сопряженной глубины при наличии гасителя  $h''_{c\tau}$  по сравнению с  $h''_c$  при отсутствии гасителя.

Гасители оказывают существенное влияние на потери энергии. Благодаря гасителям в потоке создаются дополнительные водоворотные области и поверхности (зоны) раздела с большими градиентами скоростей и интенсивным турбулентным перемешиванием. Увеличение касательных напряжений приводит к более интенсивной диссипации энергии. Особенно заметен указанный эффект при установке прорезных гасителей, шашек, пирсов и т. п., так как поток расщепляется на большое количество отдельных струй, взаимодействующих друг с другом и с окружающей их частью движущейся жидкости.

Прорезные гасители (особенно шашки) способствуют трансформации низкочастотных крупномасштабных пульсаций за гасителями в менее опасные для крепления высокочастотные мелкомасштабные пульсации.

Гасители также перераспределяют скорости по вертикали, отклоняя значительную часть транзитной струи вверх, к свободной поверхности. В результате донные скорости за гасителем уменьшаются.

Приведенные выше виды воздействия гасителей на поток по Д. И. Кумину определяются как реактивное, диссипирующее и распределительное.

Гасители-расщепители способствуют расщеплению, разделению потока на отдельные струи.

Гасители-растекатели устанавливаются чаще в начале водобоя под определенными углами в плане к направлению течения, которые, как правило, не превышают  $15^\circ$ . Соответствующим размещением растекателей можно уменьшить неравномерность распределения удельных расходов по ширине, улучшить условия растекания, т. е. не допускать сбойного течения и образования водоворотных областей с вертикальной осью.

Гасители энергии подвержены силовому воздействию набегающего на них потока, которое в общем случае представлено шестью составляющими: силами  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  и моментами относительно соответствующих осей  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ . При расчете напряженного состояния гасителя необходимо учитывать все действующие составляющие.

При определенных условиях обтекания одна из поперечных составляющих сил ( $Y$  или  $Z$ ) может быть равна нулю. При гидравлическом расчете интерес представляет горизонтальная сила лобового сопротивления  $X$ , численно равная горизонтальной проекции реакции гасителя  $R_x$ . Сила  $X$ , как известно, равна

$$X = C_x \rho s v_r^2 / 2, \quad (25.21)$$

где  $C_x$  — коэффициент лобового сопротивления гасителя;  $\rho$  — плотность жидкости;  $s$  — площадь проекции гасителя на плоскость, перпендикулярную оси  $X$ , т. е. это  $\omega_x$  (см. § 20.2);  $v_r$  — скорость потока, набегающего на гаситель.

Точнее скорость  $v_r$  должна определяться по эпюре скорости на подходе к гасителю на ее участке от дна до верха гасителя. Иногда за скорость  $v_r$  принимают скорость над гасителем. Определение  $v_r$  для различных условий и различных гасителей сложно и трудоемко. Часто за характерную скорость набегающего потока принимают среднюю скорость в сжатом сечении  $v_c = q/h_c$ , поскольку она имеет определенный физический смысл и может быть легко вычислена.

Как показывают результаты опытов, проведенных различными исследователями, коэффициент  $C_x$  гасителей зависит в общем случае от чисел Рейнольдса и Фруда, степени затопления гидравлического прыжка  $\eta_{зт} = h_6/h_c''$ , относительного расстояния от сжатого сечения до гасителя  $l_r/h_c$ , относительной глубины воды над гасителем, относительных геометрических размеров гасителей (см. рис. 25.4): относительной высоты гасителя  $p_r/h_c$ , относительной ширины гасителя  $b_r/p_r$ , относительной ширины зуба прорезной стенки  $b_r/b_{пр}$  — так называемого коэффициента разрезки ( $b_{пр}$  — ширина прорези), относительных расстояний между шашками и пирсами поперек потока и вдоль него между рядами, от углов наклона передней, задней и боковых граней и от некоторых других факторов.

Для гасителей, имеющих острые кромки, коэффициент  $C_x$  не зависит от числа  $Re = v_c p_r / \nu$  при  $Re > 10^4$  (наблюдается автоматичность  $C_x$  от  $Re$ ).

Полученные экспериментальные результаты показывают, что коэффициенты  $C_x$  гасителей увеличиваются с приближением гасителя в пределах гидравлического прыжка к сжатому сечению (т. е. с уменьшением  $l_r/h_c$ ) и с увеличением относительной высоты гасителя  $p_r/h_c$ .

Горизонтальная составляющая сила, действующая на гасители во втором ряду, характеризуется меньшими  $C_x$  при обычно принимаемых между рядами гасителей расстояниях.

С точки зрения реактивного воздействия гасителей на поток применение третьего и последующих рядов, например шашек и пирсов, является чаще всего нецелесообразным.

Приближение гасителей к сжатому сечению обычно ограничено, так как при близком расположении гасителя происходит фонтанирование воды, что нежелательно по эксплуатационным соображениям. Часто принимают  $l_{min} \approx (1,2 \div 1,5) h_c''$ . Такое расстояние до сжатого сечения характерно для близко расположенных гасителей.

После выбора типа гасителя и его геометрических размеров определяют силу  $X$  и тем самым  $R_x$ , а далее можно воспользоваться уравнением гидравлического прыжка (21.5) для определения  $h_{с.г.}^*$ .

Если необходимо запроектировать сопряжение в потоке с гасителями при второй сопряженной глубине  $h_{с.г.}^*$  (которая не равна  $h_{с.г.}^*$  без гасителей), по уравнению (21.5) находим требуемые реакции  $R_x$ . Затем подбираем гасители с такими  $C_x$  и  $s$ , которые при заданных  $v_c$  и  $\rho$  обеспечили бы получение необходимого значения реакции  $R_x$ .

Все описанное относится к обычным гасителям, работающим в условиях отсутствия кавитации, т. е. при скоростях набегающего потока не более 12—14 м/с. При возникновении кавитации на поверхности обычных гасителей давление резко понижается, характеристики силового воздействия потока на гаситель изменяются по сравнению с бескавитационным обтеканием.

Кавитация подразделяется на стадии, характеризующиеся различными значениями отношения  $\beta = K/K_{кр}$ , где  $K_{кр}$  — критический параметр кавитации, т. е. соответствующий началу появления кавитации, а  $K$  — параметр кавитации в данных условиях для рассчитываемого сооружения:

$$K = \frac{p_{хар} - p_{кр}}{\rho v_{хар}^2 / 2} = \frac{g(H_{хар} - H_{кр})}{v_{хар}^2 / 2} \quad (25.22)$$

Для гасителей первого ряда за характерную скорость  $v_{хар}$  принимают среднюю скорость в сжатом сечении  $v_c$ , а за характерное давление  $p_{хар}$  — давление, действующее на вершине гасителя:  $p_{хар} = p_{ат} + \rho gh$ , где для гасителей первого ряда [близко расположенные гасители (при  $l_r = 0,25 l_{пр}$ )] глубина  $h = (0,75 \div 0,85) (h_6 - p_r)$ .

Если гасители установлены в конце гидравлического прыжка, тогда  $h = h_6 - p_r$ .

За  $p_{кр}$  обычно принимается давление насыщенных паров воды  $p_{н.п}$  при данной температуре. Соответственно  $H_{кр} = p_{кр} / \rho g$  или  $H_{кр} = p_{н.к} / \rho g$ .

При  $K > K_{кр}$  кавитация отсутствует. Для различных гасителей в нижнем бьефе значения  $K_{кр}$  изменяются приблизительно от 1 до 2,1—2,4.

Кавитация проходит следующие стадии: начальную, развившуюся и суперкавитацию. Для плохо обтекаемых тел при начальной стадии кавитации  $\beta = 1 \div (0,7 \div 0,8)$ ; при развившейся  $\beta = (0,7 \div 0,8) \div (0,2 \div 0,1)$ ; при суперкавитации  $\beta \leq 0,2 \div 0,1$ .

### 25.7. Местный размыв в нижнем бьефе при донном режиме сопряжения

Как уже отмечалось, за рисбермами гидротехнических сооружений при размываемых грунтах оснований происходит местный размыв, создается яма размыва, постепенно увеличиваются ее глу-

бина и продольные размеры. Поскольку рассматриваем плоскую задачу, сброс расходов по фронту нижнего бьефа можно считать равномерным и, следовательно, размеры ямы размыва по всей ширине отводящего русла могут быть приняты одинаковыми.

Как правило, при донном режиме сопряжения рисбермы заканчиваются зубом (см. рис. 25.5, а) или ковшом (рис. 25.5, б).

После стабилизации процесса размыва глубина воды в яме определяется по формуле

$$h_{я.р} = K \frac{q}{v_{доп}}. \quad (25.23)$$

Удельный расход в прямоугольном отводящем русле в нижнем бьефе определяется как

$$q = \frac{Q}{hb + (n-1)b_б}, \quad (25.24)$$

где  $b$  — ширина отверстия (водосливного);  $b_б$  — ширина быка;  $n$  — количество отверстий.

Допускаемые (неразмывающие) скорости  $v_{доп}$  определяются в соответствии с указаниями, приведенными в гл. 16.

Коэффициент  $K_1$  учитывает увеличение размывающей способности потока вследствие увеличения интенсивности турбулентности в нижнем бьефе.

Глубину воды в воронке размыва в нижнем бьефе при донном режиме сопряжения можно определить по формуле К. И. Россинского

$$h_{я.р} = k_p \sqrt[1.2]{q/v_{доп}}, \quad (25.25)$$

где  $k_p$  изменяется в зависимости от конструкции концевой части рисбермы; при наличии ковша  $k_p = 1,05$ , при вертикальной стенке за короткой рисбермой  $k_p = 1,7$ ;  $v_{доп}$  — допускаемая неразмывающая скорость при глубине потока, равной 1 м.

Если грунт неоднородный, т. е.  $d_{95}/d_5 > 5$ , при размыве происходит отмостка дна более крупными частицами. Вследствие этого покрывающий поверхность дна (ямы размыва) слой из более крупных частиц предохраняет грунт от дальнейшего размыва.

При расчетах сопряжения следует учитывать возможное изменение гидравлических условий в нижнем бьефе при выходе потока за пределы сооружения в отводящее русло. При этом в более широком, чем сооружение, отводящем русле изменяется удельный расход; вследствие возможных размывов могут измениться глубины и т. п.

В нижний бьеф водохранилищ поступает осветленный поток, обладающий поэтому увеличенной способностью к размыву грунтов. При размыве поток насыщается наносами, его мутность увеличивается. При соответствующих условиях мутность потока может достичь значений, равных транспортирующей способности.

Помимо местного размыва происходит и общий размыв русла в нижнем бьефе водохранилища, понижаются отметки дна и воды в отводящем русле. При расчете необходимо учитывать и общий размыв. Подробно эти вопросы рассматриваются в курсе гидротехнических сооружений.

## 25.8. Контрольные вопросы и примеры

1. Каково назначение гасителей энергии различного вида? Назовите гасители энергии (сооружения, предназначенные для гашения энергии). Каковы их особенности?

2. Как определяется глубина водобойного колодца? Какие допущения принимаются при выводах расчетных зависимостей?

3. Как рассчитывается длина водобойного колодца?

4. Покажите, как определяется дальность падения струи, переливающейся через различные водосливы: а) в общем виде, б) через водослив с тонкой стенкой, в) через водослив с широким порогом. г) через водослив практического профиля с прямолинейным очертанием.

5. В чем заключается расчет водобойной стенки? Какие параметры определяются при этом расчете?

6. Как влияет подтопленное истечение через водобойную стенку на результаты гидравлического расчета? Поясните подробно.

7. В чем заключаются особенности комбинированного водобойного колодца? Как ведется расчет глубины колодца и высоты водобойной стенки в этом случае?

8. Что такое расчетный расход при расчете нижнего бьефа?

9. Опишите основные гасители энергии в виде отдельных конструктивных элементов. Каковы характерные черты процесса их обтекания и в чем заключается гидравлический расчет?

10. Опишите основные черты процесса кавитации при обтекании гасителей.

11. Как определяется глубина ямы размыва в нижнем бьефе при донном режиме сопряжения (местного)?

12. Как применяется формула Россинского в указанных случаях?

**Пример 25.1.** Определить глубину и длину водобойного колодца (в условиях плоской задачи) в нижнем бьефе водосливной плотины. Профиль водослива очерчен по координатам Кригера—Офицерова (рис. 25.1). Высота плотины  $p_1 = p = 15$  м; удельный расход  $q = 11,4$  м<sup>3</sup>/с/м; напор над гребнем водослива с учетом скорости подхода  $H_0 = 3,02$  м; бытовая глубина в отводящем русле в нижнем бьефе  $h_6 = 4,5$  м. Коэффициент скорости принят равным  $\varphi = 0,95$ .

**Решение.** Вначале уточним, каким будет характер сопряжения в нижнем бьефе. Найдем вторую сопряженную (со сжатой глубиной) глубину  $h'_c$  и сравним ее с бытовой глубиной  $h_6$ . В бытовых условиях в нижнем бьефе поток находится в спокойном состоянии, так как  $h_6 = 4,5$  м  $>$   $h_{кр} =$

$$= \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 11,4^2}{9,81}} = 2,44 \text{ м. Имеем}$$

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \frac{11,4}{0,95 (15 + 3,02)^{3/2}} = 0,157.$$

Из табл. П.25.1 при  $\varphi = 0,95$  находим  $\tau_c = 0,337$ , тогда  $h'_c = \tau'_c E_0 = 0,337 \cdot 18,02 = 6,07$  м. Так как  $h_c = 6,07$  м  $>$   $h_6 = 4,5$  м, то сопряжение в нижнем бьефе будет в форме отогнанного гидравлического прыжка. С целью

обеспечения сопряжения в форме надвинутого гидравлического прыжка рассматриваем водобойный колодец с необходимой глубиной.

Первое приближение. Найдем по (25.7) глубину водобойного колодца

$$d = \eta_{3T} h_c'' - (h_0 + \Delta z).$$

При этом по (25.4)

$$\Delta z = \frac{q^2}{2q\varphi^2 h_0^2} - \frac{\alpha_{01} q^2}{2g (h_c'')^2}.$$

Отметим, что  $V_{01} = \frac{q}{\eta_{3T} h_c''} = 1,79$  м/с.

Примем для водобойного колодца значение коэффициента скорости  $\varphi = 0,95$ ;  $\eta_{3T} = 1,05$ ;  $\alpha_{01} = 1,1$ . Тогда

$$\Delta z = \frac{11,4^2}{19,62 \cdot 0,95^2 \cdot 4,5^2} - \frac{1,1 \cdot 11,4^2}{19,62 \cdot 6,07^2} = 0,16 \text{ м};$$

$$d = \eta_{3T} h_c'' - (h_0 + \Delta z) = 1,05 \cdot 6,07 - (4,5 + 0,16) = 1,71 \text{ м}.$$

При этом удельная энергия потока в верхнем бьефе найденная по отношению к дну водобойного колодца, увеличится и будет равна

$$E_0 = p + H_0 + d = 18,02 + 1,71 = 19,73 \text{ м}.$$

Второе приближение. Вновь определяем

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \frac{11,4}{0,95 \cdot 19,73^{3/2}} = 0,137.$$

Далее по табл. П.25.1 находим (при  $\varphi = 0,95$ )  $\tau_c' = 0,316$ . Тогда  $h_c' = \tau_c E_0 = 0,316 \cdot 19,73 = 6,23$  м. Определяем

$$d = \eta_{3T} h_c' - (h_0 + \Delta z);$$

$$\Delta z = \frac{11,4^2}{19,62 \cdot 0,95^2 \cdot 4,5^2} - \frac{1,1 \cdot 11,4^2}{19,62 \cdot 6,23^2} = 0,17 \text{ м}$$

и

$$d = 1,05 \cdot 6,23 - (4,5 + 0,17) = 1,77 \text{ м}.$$

Третье приближение. Принимаем  $d = 1,77$  м. Тогда

$$E_0 = p + H_0 + d = 19,79 \text{ м};$$

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \frac{11,4}{0,95 \cdot 19,79^{3/2}} = 0,136;$$

$$\tau_c = 0,315; \quad h_c = 0,315 \cdot 19,79 = 6,23 \text{ м}.$$

Перепад  $\Delta z = 0,17$  и глубина колодца  $d = 1,77$  м, т. е. эта глубина получилась равной глубине водобойного колодца, которую мы приняли в третьем приближении.

Окончательно принимаем глубину водобойного колодца

$$d = 1,8 \approx 1,77 \text{ м}.$$

Длина водобойного колодца по (25.9а) равна

$$l_{\text{кол}} = 3h_c = 3 \cdot 6,23 = 18,7 \text{ м}.$$

## ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СОПРЯГАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

Выбор сопрягающего сооружения производится на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом особенностей сооружений и трассы (в том числе геологических и топографических условий, гидравлических особенностей работы сооружения и отводящего русла, условий сопряжения в нижнем бьефе сооружения, эксплуатационных требований и т. д.). Эти вопросы детально изучаются в курсе гидротехнических сооружений.

К сопрягающим сооружениям относятся одно- и многоступенчатые перепады, быстротоки и консольные перепады, которые обеспечивают сопряжение участков каналов или водопропускного тракта в местах с резким изменением отметок поверхности земли. Эти сооружения используются также как открытые береговые водопропускные сооружения при пропуске расходов воды в обход плотин.

### 26.1. Гидравлический расчет одноступенчатого и многоступенчатого перепадов

Одноступенчатый перепад состоит из стенки падения и входной и выходной частей (рис. 26.1). Стенка падения может быть вертикальной, наклонной или криволинейной.

Входная часть перепадов может выполняться в виде водослива с широким порогом [высота порога со стороны подводящего русла  $p_{вх} > 0$  (рис. 26.1, а) или  $p_{вх} = 0$  (рис. 26.1, б)], во-

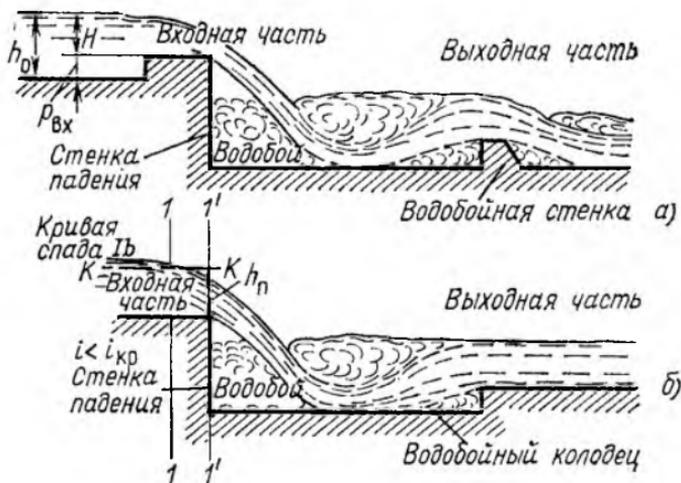


Рис. 26.1

дослива практического профиля прямолинейного или криволинейного очертания. Поперечное сечение (ширина) водослива может быть как равно поперечному сечению подводящего русла, так и меньше него. В последнем случае будет боковое сжатие.

Ширина входной части, работающей как водослив, определяется из формулы расхода водослива

$$b = \frac{Q}{\sigma_n m \sqrt{2g} H_0^{3/2}}$$

Если входная часть перепада работает как неподтопленный водослив,  $\sigma_n = 1$ , если входная часть подтоплена,  $\sigma_n < 1$  и определяется в соответствии с рекомендациями по учету подтопления водосливов (гл. 22). Вопрос о подтоплении входной части решается после определения глубины воды на водобое и сравнения ее с высотой стенки падения со стороны нижнего бьефа перепада.

Высота порога на входе

$$p_{вх} = h_0 - H,$$

где  $h_0$  — нормальная глубина в подводящем русле.

Очевидно, что при  $p_{вх} = 0$  напор  $H$  равен глубине в подводящем русле при равномерном движении  $h_0$ , а

$$H_0 = h_0 + \alpha_0 v_0^2 / 2g,$$

где  $v_0$  — скорость при равномерном движении в этом русле.

Если уклон дна подводящего русла  $i < i_{кр}$  (спокойное состояние потока) и порог в подводящем русле отсутствует, как известно (см. гл. 17), устанавливается кривая спада  $Ib$  (рис. 26.1, б).

При отсутствии бокового сжатия на расстоянии  $(2 \div 2,5) h_{кр}$  выше ребра стенки падения (в сечении  $1-1$ ) глубина равна критической глубине, а непосредственно над ребром  $h_n \approx 0,7 h_{кр}$ .

Если в подводящем русле  $i > i_{кр}$  (бурное состояние потока), глубина при равномерном движении  $h_0$  на входе в сечении  $1-1$  равна нормальной в данных условиях. Но  $h_0 < h_{кр}$ . При этом на участке  $1-1'$  глубина уменьшается не более чем на 5 %.

Обычно на подходе к перепадам поток находится в спокойном состоянии.

Установим отношение критической глубины  $h_{кр}$  и напора  $H_0$ , соответствующих данному удельному расходу. При прямоугольном поперечном сечении

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha q^2 / g},$$

а

$$H_0 = (q/m \sqrt{2g})^{2/3}$$

или

$$h_{кр} / H_0 = (2\alpha m^2)^{1/3} = 1,26 (\alpha m^2)^{0,33}. \quad (26.1)$$

При  $\alpha = 1$  и  $m = 0,3 \div 0,55$

$$h_{кр} = (0,228 + 1,124m) H_0; \quad (26.2)$$

при  $\alpha = 1,1$  и тех же значениях  $m$

$$h_{кр} = (0,235 + 1,158m) H_0. \quad (26.3)$$

Часто принимаемое в расчетах  $h_{кр} = 0,667 H_0$  соответствует только  $\alpha = 1$ ,  $\varphi = 1$  и  $m = 0,385$  (водослив с широким порогом при отсутствии потерь,  $\varphi = 1$ ).

Над ребром стенки падения глубина  $h_{п}$  составляет: для водослива практического профиля прямолинейного очертания ( $m \approx 0,4$ ) по Н. Н. Павловскому

$$h_{п} \approx 0,6H_0 \text{ и } h_{п} = (0,8 \div 0,87) h_{кр},$$

а для водослива с широким порогом (по М. Д. Чертоусову и Р. Р. Чугаеву)

$$h_{п} \approx (0,47 \div 0,5) H_0 \text{ и } h_{п} = (0,75 \div 0,8) h_{кр}.$$

Движение спокойного потока выше сечения  $1-1$  будет плавно изменяющимся, а на участке между сечениями  $1-1$  и  $1'-1'$  — резко изменяющимся со значительной кривизной линий тока. Вследствие этого распределение давлений в сечении над ребром стенки падения отличается от гидростатического. При свободном падении струи избыточное давление в нижних точках потока в сечении  $1'-1'$  равно нулю.

Суммарная сила избыточного давления в сечении  $1'-1'$  над ребром стенки падения составит по В. Н. Попову

$$P_{п} = k\rho gh_{ц.т.п}^* \omega_{п},$$

т. е. в  $1/k$  раз меньше силы избыточного давления покоящейся жидкости при тех же площади  $\omega_{п}$  и глубине погружения центра тяжести.

По экспериментальным данным при свободном доступе воздуха под струю и боковых стенках, ограничивающих падающую струю,  $k = 0,333$ ; при истечении струи в атмосферу  $k = 0,2$ ; при отсутствии доступа воздуха под струю  $k = 0$ .

Для удовлетворительной работы перепада необходим доступ воздуха в подструйное пространство.

Щелевые водосливы на входе. Если ширина входной части рассчитана на пропуск только одного значения расхода  $Q$ , при других расходах в канале будет наблюдаться кривая подпора (увеличение глубин) или кривая спада (уменьшение глубин). В первом случае скорости будут уменьшаться и в канале может начаться заиливание. Увеличение глубин при подпоре приводит к необходимости предусматривать большие запасы высоты бортов



Рис. 26.2



Рис. 26.3

канала, чтобы не допустить перелив воды через борта. При спаде, наоборот, скорости воды увеличиваются и может происходить размыв.

В связи с указанными особенностями работы канала для обеспечения движения, близкого к равномерному, проектируют или водослив с изменяемой высотой порога (разборный порог, состоящий из нескольких перегораживающих поток горизонтальных баков, которые по мере необходимости убираются), или водосливы, автоматически поддерживающие равномерное движение в канале при изменении расходов в некотором диапазоне. В общем случае такой водослив должен иметь криволинейное сечение, нормальное к направлению потока (рис. 26.2). Равномерное движение поддерживается таким водосливом при изменении расходов от  $Q_{max}$  до  $Q_{min}$ .

Обычно применяют щелевые водосливы с трапецидальным сечением, состоящие из одной или нескольких щелей (рис. 26.3).

Принимая глубину в плоскости щелевого водослива равной  $0,8H$ , получаем среднюю ширину трапецидального сечения в этой плоскости

$$b_{cp} = b + 0,8H \operatorname{ctg} \theta,$$

где  $\theta$  — угол наклона откосов трапецидального сечения водослива.

Чтобы меньше нарушать условия равномерного движения, в данном расчете принимают два промежуточных значения расхода:  $Q_1 < Q_{max}$  и  $Q_2 > Q_{min}$  и назначают их так, чтобы соответствующие им значения нормальных глубин в канале равнялись

$$h_{01} = h_{0max} - 0,25 (h_{0max} - h_{0min}); \quad (26.4)$$

$$h_{02} = h_{0min} + 0,25 (h_{0max} - h_{0min}), \quad (26.5)$$

где  $h_{0max}$   $h_{0min}$  — нормальные глубины при  $Q_{max}$  и  $Q_{min}$  соответственно.

Обозначая  $M = m \sqrt{2g}$ , для неподтопленного трапецидального водослива с боковым сжатием имеем

$$Q = M e b_{cp} H_0^{3/2},$$

откуда

$$b_{cp} = \frac{Q}{M e H_0^{3/2}}. \quad (26.6)$$

Тогда при принятых  $Q_1$  и  $Q_2$

$$\left. \begin{aligned} b_{ср1} &= b + 0,8 \operatorname{ctg} \theta H_1 = \frac{Q_1}{M \varepsilon H_{01}^{3/2}}; \\ b_{ср2} &= b + 0,8 \operatorname{ctg} \theta H_2 = \frac{Q_2}{M \varepsilon H_{02}^{3/2}}. \end{aligned} \right\} \quad (26.7)$$

Равномерное движение при расходах  $Q_1$  и  $Q_2$  будет сохранено при выполнении условия

$$\left. \begin{aligned} H_1 + p_{вх} &= h_{01}; \\ H_2 + p_{вх} &= h_{02}, \end{aligned} \right\} \quad (26.8)$$

где  $p_{вх}$  — высота порога на входе (если  $p_{вх} \neq 0$ );  $H$  — напор над порогом.

Из (26.8) определяются  $H_1$  и  $H_2$  при назначенных  $h_{01}$  и  $h_{02}$ .

Следовательно, из (26.7) определяются ширина по дну щели водослива

$$b = \frac{H_1 b_{ср2} - H_2 b_{ср1}}{H_1 - H_2} \quad (26.9)$$

и коэффициент откоса

$$\operatorname{ctg} \theta = 1,25 \frac{b_{ср1} - b_{ср2}}{H_1 - H_2} \quad (26.10)$$

В формулах (26.9) и (26.10) скоростной напор в канале на подходе к водосливу не учитывается, т. е.  $H_1 = H_{01}$  и  $H_2 = H_{02}$ .

Для щелевых водосливов практического профиля коэффициент расхода по Е. А. Замарину принимается в зависимости от напора  $H$  (табл. 26.1).

Коэффициент бокового сжатия  $\varepsilon$  принимают обычно равным приблизительно 0,9—0,95, без учета бокового сжатия  $\varepsilon = 1$ .

Количество щелей определяется по зависимости

$$n_{щ} = \frac{b_k}{(1,25 \div 1,5) h_0 \max} \quad (26.11)$$

где  $b_k$  — ширина подводящего канала.

Таким образом, сначала определяем глубины  $h_{01}$  и  $h_{02}$ , затем соответствующие им расходы  $Q_1$  и  $Q_2$ . Найдя требуемое число щелей водослива, округляем  $n_{щ}$  и находим приходящиеся на одну щель значения  $Q_{1щ}$  и  $Q_{2щ}$ .

Т а б л и ц а 26.1

$H$ , м	$m$	$M$ , м <sup>0,5</sup> /с	$H$ , м	$m$	$M$ , м <sup>0,5</sup> /с
1,0	0,474	2,10	2,0	0,496	2,20
1,5	0,485	2,15	2,5	0,508	2,25

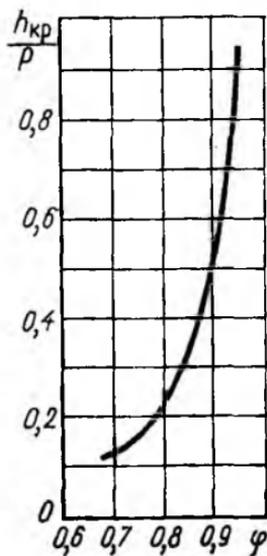
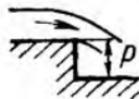


Рис. 26.4

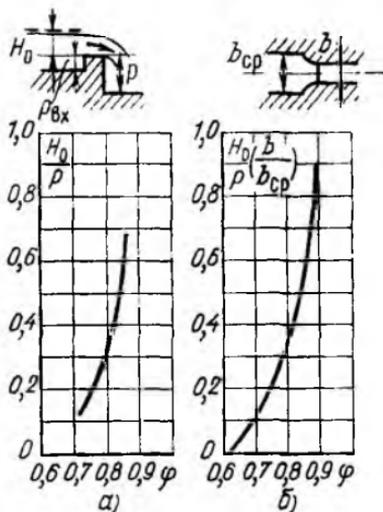


Рис. 26.5

Затем расчет ведем по формулам (26.7) — (26.10), подставляя вместо  $Q_1$   $Q_{1ц}$  и вместо  $Q_2$   $Q_{2ц}$ .

В конце расчета целесообразно построить кривые  $Q = f(h_0)$  для канала и  $Q = f(H)$  для водослива, а затем проанализировать, какие условия работы подводящего канала получены.

**В ы х о д н а я ч а с т ь.** Для расчета ступени и сопряжения за одноступенчатым перепадом необходимо знать характерные глубины  $h_c$ ,  $h'_c$ . При прямоугольном поперечном сечении эти глубины определяются с помощью функции  $\Phi(\tau_c) = q/(\varphi E_0^{3/2})$ , для чего вычисляется  $E_0 = \rho + H_0$ , где высота стенки падения  $\rho$  включает и высоту порога на входе  $\rho_{вх}$ , если он имеется.

По рекомендации Ю. С. Алексева для перепадов без входного порога и бокового сжатия коэффициент скорости  $\varphi$  может быть принят по графику на рис. 26.4 в зависимости от отношения  $h_{кр}/\rho$ , для перепадов с порогом на входе и боковом сжатии коэффициент скорости  $\varphi$  принимается по графикам на рис. 26.5, а, б.

При боковом сжатии коэффициент  $\varphi$  зависит от комплекса  $H_0 b / \rho b_{ср}$  ( $b_{ср}$  — средняя ширина подводящего русла).

Сопряжение с потоком в отводящем русле обычно проектируется в виде надвинутого гидравлического прыжка, если поток в нижнем бьефе находится в спокойном состоянии, а прыжок отогнан ( $h'_c > h_0$ ).

Для создания надвинутого прыжка могут быть применены водобойный колодец, водобойная стенка или комбинированный водобойный колодец. Длина водобойного колодца или расстояние до водобойной стенки определяется по формулам (25.9), (25.9а). При этом обязательно следует учитывать, что высота падения  $p$  в этих формулах включает и высоту стенки падения, и высоту водосливного порога  $p_{вх}$  (при  $p_{вх} \neq 0$ ), а также глубину водобойного колодца (при его наличии).

При бурном состоянии потока в отводящем русле будет кривая подпора, если  $h_c'' < h_6$ , или кривая спада, если  $h_c'' > h_6$ .

**Многоступенчатые перепады.** Число ступеней многоступенчатого перепада  $N$  определяется на основе технико-экономических расчетов.

Входная часть многоступенчатых перепадов рассчитывается так же, как и входная часть одноступенчатых перепадов.

Ширина перепада обычно постоянная как на входе, так и на всех ступенях. Входная часть рассчитывается с учетом бокового сжатия (если оно имеется). Перепады могут иметь горизонтальные ступени, ступени с прямым ( $i > 0$ ) или обратным ( $i < 0$ ) уклоном.

Рассмотрим перепады с горизонтальными ступенями, в частности перепады без водобойных стенок, устраиваемых в концах ступеней (рис. 26.6).

При падении на ступени в сжатом сечении образуется глубина  $h_c < h_{кр}$ , при этом  $\Pi_{к.с} > 1$ . С увеличением глубин (кривая подпора  $c_0$ ) удельная энергия сечения  $\mathcal{E}$  будет уменьшаться и даже может рассеяться до минимального значения при глубине в сечении  $1-1$ , равной  $h_{кр}$ . Такая схема может наблюдаться при определенной длине ступени (рис. 26.6, а), равной

$$l_{ст.кр} = l_{пад} + l_{2кр} + l_{1-1'}$$

где  $l_{2кр}$  — длина кривой подпора типа  $c_0$  от сечения с глубиной  $h_c$  до сечения  $1-1$ , где глубина равна  $h_{кр}$ ;  $l_{1-1'}$  — длина участка между сечениями  $1-1$  и  $1'-1'$ , равная ( $2 \div 2,5$ )  $h_{кр}$ . Индекс «кр» означает наличие глубины  $h_{кр}$ , созданной в конце ступени без образования гидравлического прыжка.

При длине ступени  $l_{ст} > l_{ст.кр}$  на расстоянии  $l_{пад} + l_2$  образуется гидравлический прыжок с последующим уменьшением глубины от  $h''$  до  $h_{кр}$  в сечении  $1-1$ . В этом случае длина ступени (рис. 26.6, б)

$$l_{ст} = l_{пад} + l_2 + l_{пр} + l_3 + l_{1-1'}$$

где  $l_3$  — длина кривой спада типа  $b_0$ .

При длине ступени  $l_{ст} < l_{ст.кр}$  на всей ступени поток будет находиться в бурном состоянии и в конце ступени глубина  $h_n$  будет меньше  $h_{кр}$  (рис. 26.6, в). При этом может происходить нарастающая кинетической энергии вниз по течению при переходе со ступени на ступень. Движение принимает вид, показанный на рис. 26.7.

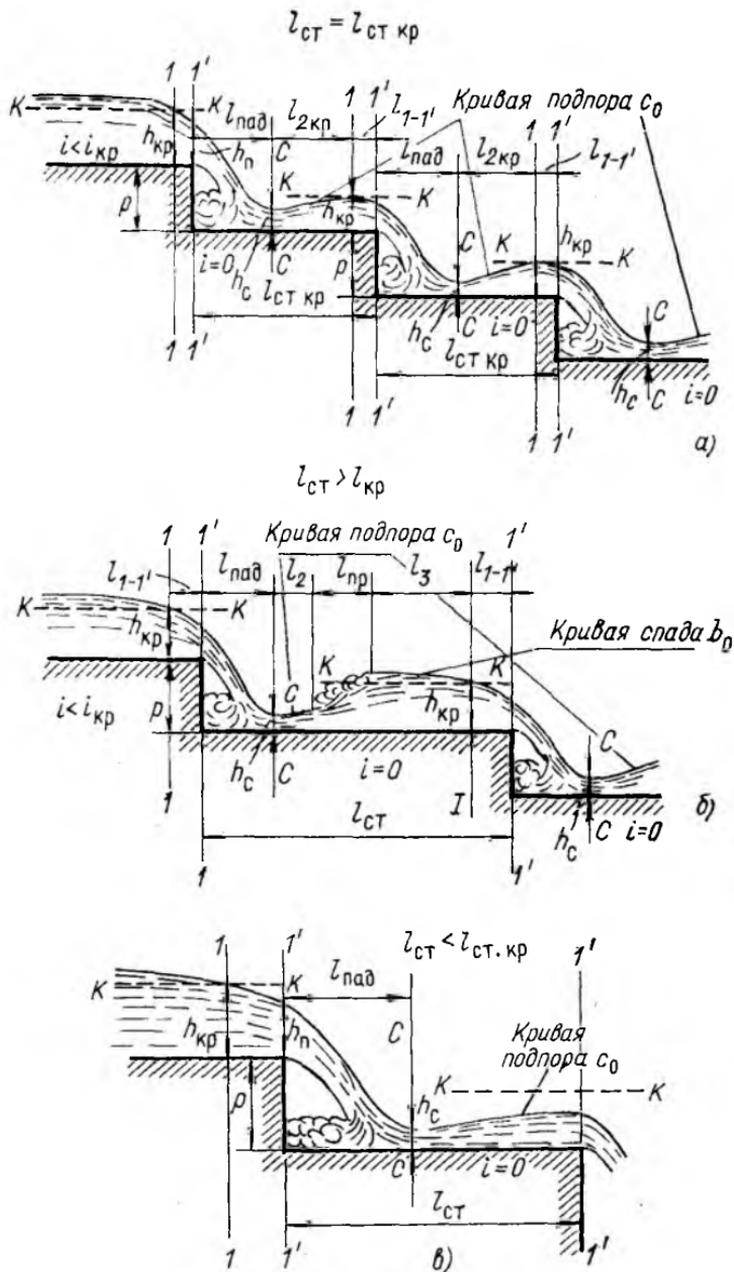


Рис. 26.6

Условия сопряжения с потоком в нижнем бьефе за таким перепадом, на ступенях которого не выполняются требования гашения кинетической энергии, будут тяжелыми.

Без водобойных стенок длина ступеней получается весьма значительной или необходимого гашения кинетической энергии не происходит. Придание ступеням обратного уклона позволяет сократить длину ступеней, кроме того, это достигается устройством водобойных стенок в конце ступеней. Такие перепады называются колдезными (рис. 26.8). В конце каждой ступени, кроме последней, устраиваются водобойные стенки, обеспечивающие создание на ступени глубины, равной  $\eta_{зт} h_c''$  ( $\eta_{зт}$  — степень затопления гидравлического прыжка на ступени).

На ступенях образуется подпертый гидравлический прыжок, длина которого принимается равной  $3h_c''$ . Расчеты сопряженных глубин, а также высоты водобойной стенки не отличаются от ранее приведенных, т. е.

$$p_{ст} = \eta_{зт} h_c'' - H_1,$$

где  $\eta_{зт} = 1,05 \div 1,1$ ;  $H_1$  — напор над гребнем водобойной стенки, работающей как водослив.

При расчете необходимо учесть подтопление водослива, если оно возможно.

Вертикальные размеры ступеней определяются на основе одного из двух условий:

1) равенства перепадов между отметками уровней воды на каждой ступени

$$z_i = z/N,$$

где  $z$  — разность отметок уровней воды в подводящем и отводящем руслах;

2) равенства разности отметок дна соседних ступеней

$$p_i = \Sigma p_i / N,$$

где  $\Sigma p_i$  — разность отметок дна в верхнем и нижнем бьефах перепада.

Расчет выходной части сводится к расчету сопряжения с надвинутым прыжком, если в отводящем русле

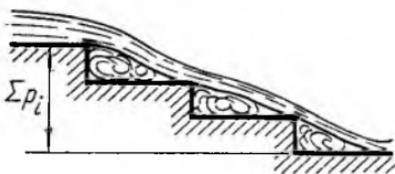


Рис. 26.7

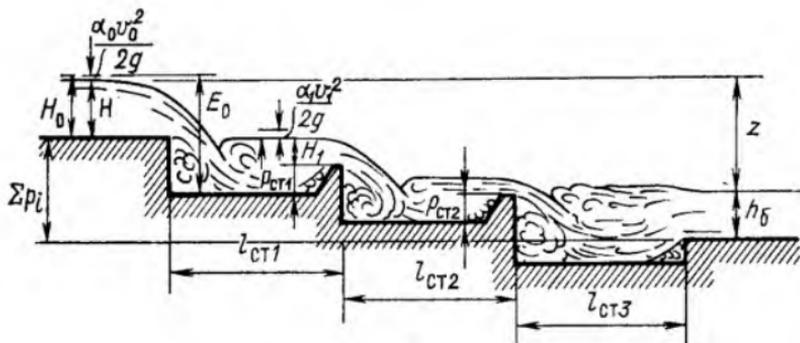


Рис. 26.8

поток находится в спокойном состоянии, или к расчету кривых подпора или спада, если поток в отводящем русле находится в бурном состоянии.

При проектировании водобойного колодца или водобойной стенки обычно ширина выходной части принимается равной ширине входной части и ступеней.

## 26.2. Гидравлический расчет быстротока

Быстроток представляет собой сооружение, основная (по длине) часть которого имеет уклон  $i > i_{кр}$ . Быстроток состоит из входной части, лотка быстротока или транзитной части (его называют также водоскатом) и выходной части (рис. 26.9).

Входная часть быстротока выполняется аналогично входной части перепадов: по типу водослива или по типу сооружения, работающего по схеме истечения из-под затвора (плоского или криволинейного, например сегментного). На входе может быть устроен и водослив без затворов или с затворами, регулирующими расход и соответственно глубину в подводящем канале (русле) (рис. 26.10).

Расчет входной части ведется по формуле расхода водослива или при истечении из-под затвора. При этом истечение через водослив и из-под затвора на входе в быстроток неподтопленное.

Водоскат быстротока. В зависимости от отношения начальной глубины, с которой начинается кривая свободной поверхности на транзитной части быстротока, и нормальной глубины на водоскате быстротока могут быть различные формы кривой свободной поверхности.

Уклон дна транзитной части быстротока больше критического уклона, нормальная глубина  $h_0 < h_{кр}$ . Глубина, с которой начинается кривая свободной поверхности на транзитной части, может быть и больше, и меньше  $h_0$ . Соответственно образуются или кривые спада  $IIb$ , или кривые подпора  $IIIc$ . Эти кривые свободной поверхности в каждом случае асимптотически стремятся к линии нормальных глубин. Если длина лотка быстротока достаточна, начиная с некоторого створа (по длине) глубину можно считать близкой к  $h_0$ , отличающейся от нее на 2—3 %.

При меньшей длине лотка быстротока глубина в конце наклонной части быстротока больше отличается от  $h_0$  и должна определяться из расчета кривой свободной поверхности от начального створа до створа, где заканчивается транзитная часть быстротока.

Если начальная глубина равна  $h_0$ , глубины на транзитной части быстротока не изменяются по длине.

Таким образом, расчет потока на водоскате сводится к определению  $h_{кр}$ ,  $h_0$ , анализу кривой свободной поверхности, определению типа этой кривой и ее расчету, т. е. отысканию глубин в различных сечениях по длине вплоть до конца транзитной части.

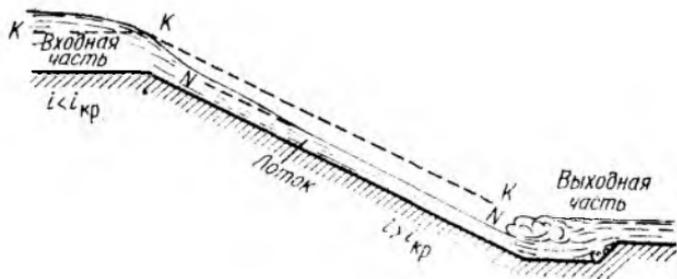


Рис. 26.9

Расчет кривой свободной поверхности на водоскате производится по любому из способов расчета при  $i > i_{кр}$ .

При известном коэффициенте  $\varphi$  глубина потока в любом сечении на расстоянии  $l$  от начала быстротока (рис. 26.11, а)

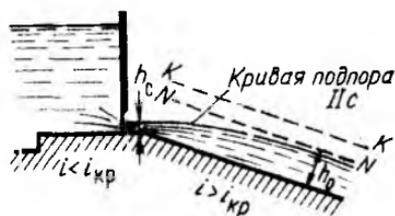


Рис. 26.10

$$h = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(z + H_0)}}$$

Для быстротоков с естественной шероховатостью (бетон) для определения  $\varphi$  может быть использован график (рис. 26.11, б, в) или формула

$$\varphi = 1,02 - (0,038 - 0,05i) \frac{z}{h_{кр}}$$

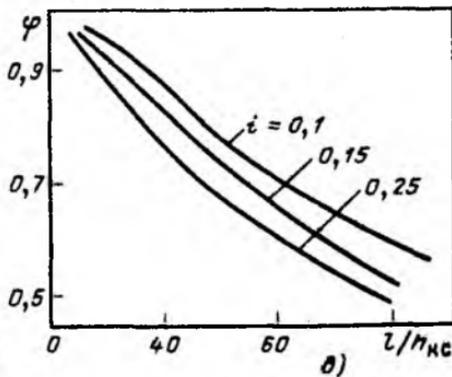
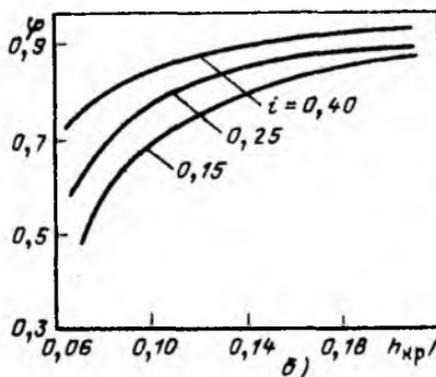
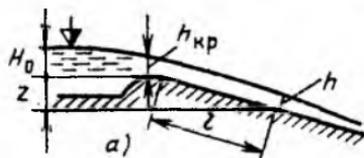


Рис. 26.11

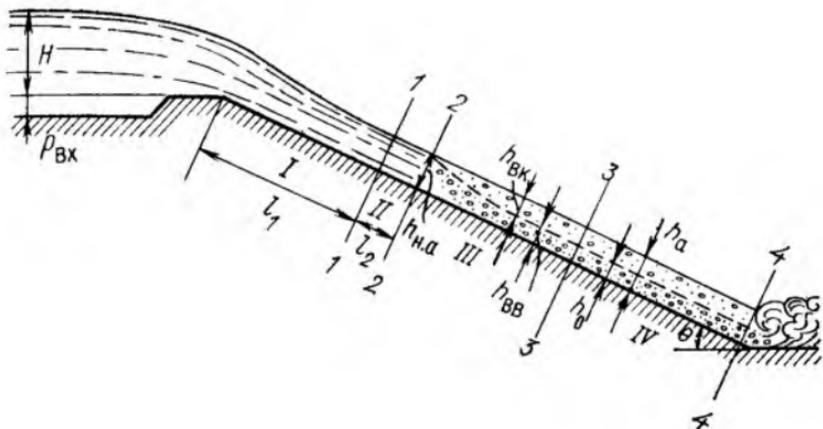


Рис. 26.12

где  $z$  — разность между отметками дна на гребне водослива и в рассматриваемом сечении.

Если транзитная часть быстроготока состоит из двух или более частей с разными уклонами ( $i_1 > i_{кр}$ ;  $i_2 > i_{кр}$  и т. д.), ниже места изменения уклона образуются различные кривые свободной поверхности в зависимости от соотношения  $i_1$  и  $i_2$ : при  $i_1 > i_2$  обычно наблюдается кривая подпора *IIIc*, а при  $i_1 < i_2$  — кривая спада *IIb*.

Строго говоря, глубины должны назначаться по нормали к дну (живое сечение нормально к линиям тока), но очень часто под глубиной понимают расстояние от дна до свободной поверхности по вертикали.

Аэрация потока на быстроготках (рис. 26.12). При входе потока на начальный участок *I* длиной  $l_1$  происходит нарастание турбулентного пограничного слоя вплоть до его выхода на поверхность. Свободная поверхность на этом участке остается ненарушенной какими-либо возмущениями, отсутствует рябь на свободной поверхности. В пределах начального участка существует ядро постоянных скоростей.

Условно можно считать, что на участке *II* длиной  $l_2$  происходит зарождение волн, которые затем обрушиваются. В створе 2—2 происходит начало аэрации, ниже этого створа — участок неравномерного движения аэрированной жидкости *III*, а за ним, если достаточна длина водоската, — участок равномерного движения (*IV*).

В настоящее время предложены две гипотезы возникновения аэрации. Согласно первой аэрация на водосбросах происходит при разрушении волн, образующихся на свободной поверхности; по второй под воздействием поперечной (нормальной к направлению движения) пульсационной составляющей скорости через свободную поверхность в воздушную среду выбрасываются капли воды, а в образовавшихся на поверхности воды полостях (кавернах) защемляется воздух.

В явлении аэрации существенную роль играет поверхностное натяжение, способствующее неизменности свободной поверхности.

Рассмотрим первую гипотезу возникновения аэрации, данную Т. Г. Войнич-Сяноженцем.

Критерий начала аэрации получен на основе следующих теоретических соображений. Поток в начале быстротока характеризуется тем, что силы инерции значительно (в 10 раз и более) превышают силы сопротивления, поэтому на этом участке движение поверхностных слоев можно считать потенциальным. На поверхности раздела вода — воздух может возникнуть волновое движение в результате турбулентных возмущений, порождаемых вблизи дна и стенок и проникающих вплоть до свободной поверхности.

При определенной длине волн, равной  $\kappa R$  [ $R$  — гидравлический радиус,  $\kappa$  — коэффициент в (8.23)], происходит обрушение волн и воздух захватывается потоком. Наступает аэрация потока. Распределение скоростей по вертикали принято логарифмическим.

Число Фруда, при превышении которого начинается аэрация, определяется как

$$Fr_{н. а} = \frac{\rho \kappa}{2\pi \rho_{\text{возд}}} \frac{1 + \frac{4\pi^2 \sigma}{\rho g \cos \theta \kappa^2 R^2}}{\left(1 + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C}\right)^2} \cos \theta. \quad (26.12)$$

При  $\rho \approx 770 \rho_{\text{возд}}$ ,  $\kappa = 0,36$  и поверхностном натяжении  $\sigma = 36 \cdot 10^{-3} \text{ Н/м}^3$  (с учетом наличия органических примесей на поверхности воды) было получено выражение для средней скорости, при превышении которой начинается аэрация,

$$v_{н. а} = 6,63 \sqrt{gR \cos \theta \left(1 + \frac{0,0011}{R^2}\right) \left(1 + \frac{8,7}{C}\right)^{-1}}, \quad (26.13)$$

где  $C$  — коэффициент Шези, определяемый по обычным формулам;  $\theta$  — угол наклона водоската быстротока.

Число Фруда, соответствующее началу аэрации, может быть представлено в виде

$$Fr_{н. а} = \frac{44 \cos \theta}{\left(1 + \frac{8,7}{C}\right)^2 - \frac{13\,300}{We}}, \quad (26.14)$$

где число Вебера

$$We = \rho R v / \sigma.$$

Если  $Fr \leq 10$ , при любых значениях числа  $We$  аэрация не возникает. Если  $Fr > 10$ , но  $We < 3000$ , аэрация также не возникает.

Поток аэрируется при одновременном соблюдении условий  $Fr > 10$  и  $We > 3000$ .

На основании анализа данных натуральных и лабораторных иссле-

дований Н. Б. Исаченко также предложен критерий для начала аэрации

$$Fr_{н.а} = 45(1 - \Delta/R)^{14}, \quad (26.15)$$

откуда

$$v_{н.а} = 6,7 \sqrt{gR} (1 - \Delta/R)^7, \quad (26.16)$$

где  $R$  — гидравлический радиус неаэрированного потока;  $\Delta$  — высота выступа шероховатости;  $\Delta/R$  — относительная шероховатость (в использованных опытных данных  $\Delta/R < 0,1$ ).

Для бетонной поверхности хорошего качества  $\Delta/R = 0,02 \div 0,04$ ; при повышенной шероховатости  $\Delta/R = 0,05 \div 0,1$ .

Аэрация начинается в том створе по длине сооружения, в котором средняя скорость достигнет  $v_{н.а}$  или превзойдет ее. Тогда ниже этого створа расчет следует вести с учетом аэрации.

Содержание воздуха и воды в аэрированном потоке оценивается коэффициентами воздухосодержания, водосодержания и аэрации.

Коэффициент воздухосодержания (концентрация воздуха) — отношение объема воздуха  $W_{\text{возд}}$  ко всему объему водовоздушной смеси  $W_{\text{возд}} + W_{\text{в}} = W_{\text{см}}$ :

$$S_{\text{возд}} = \frac{W_{\text{возд}}}{W_{\text{возд}} + W_{\text{в}}}. \quad (26.17)$$

Коэффициент водосодержания (концентрация воды) — отношение объема воды  $W_{\text{в}}$  ко всему объему водовоздушной смеси:

$$S_{\text{в}} = \frac{W_{\text{в}}}{W_{\text{возд}} + W_{\text{в}}}. \quad (26.18)$$

Коэффициент аэрации — отношение объема воздуха к объему воды  $W_{\text{в}}$  в данном объеме смеси:

$$\beta_a = \frac{W_{\text{возд}}}{W_{\text{в}}} = \frac{W_{\text{возд}}}{W_{\text{см}} - W_{\text{возд}}} = \frac{S_{\text{возд}}}{1 - S_{\text{возд}}}. \quad (26.19)$$

В дальнейшем нас интересуют в основном коэффициенты воздухосодержания и аэрации, обозначим их (без индекса)  $S$  и  $\beta$ .

Средняя концентрация воздуха в водовоздушном слое равномерного потока  $S_0$  зависит от параметра  $k$ , равного

$$k = \frac{2,23\omega \cos \theta}{\sqrt{gR_{\text{вв}}i}} = \frac{0,53 \cos \theta}{\sqrt{gR_{\text{вв}}i}}, \quad (26.20)$$

где  $\omega = 0,24$  м/с — гидравлическая крупность пузырьков воздуха диаметром 1,5—8 мм;  $R_{\text{вв}}$  — гидравлический радиус водовоздушного слоя.

График зависимости  $S_0$  от  $k$  приведен на рис. 26.13.

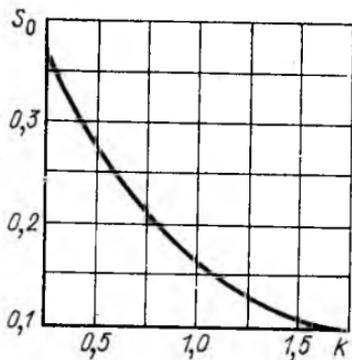


Рис. 26.13

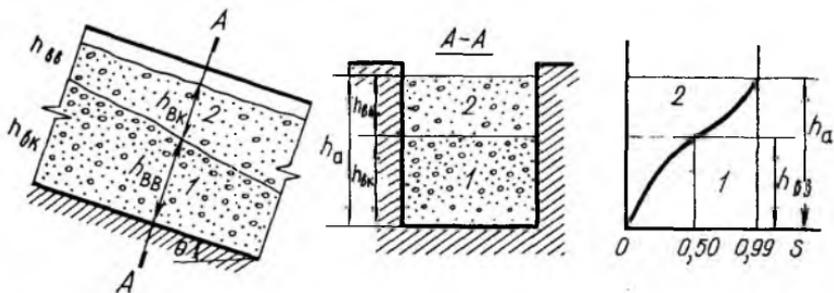


Рис. 26.14

Выражение для средней концентрации воздуха  $S$  в водовоздушном слое аэрированной жидкости при неравномерном движении имеет вид

$$S = S_0 \frac{h_{н. а} - h_{ВВ}}{h_{н. а} - h_{ВВ0}}, \quad (26.21)$$

где  $h_{н. а}$  — глубина воды в створе, где возникает аэрация;  $h_{ВВ0}$  — глубина водовоздушного слоя аэрированного потока при равномерном движении;  $h_{ВВ}$  — глубина водовоздушного слоя аэрированного потока при расходе смеси вода—воздух  $Q_{ВВ}$ .

При расчетах часто применяется двухслойная модель аэрированного потока: нижний слой 1 — водовоздушный, где объем воды превышает объем воздуха в смеси, верхняя граница нижнего слоя определяется значениями  $S = 0,5$  и находится от дна по нормали к нему на расстоянии  $h_{ВВ}$  (рис. 26.14). Верхний слой 2 — воздушно-капельный толщиной  $h_{ВК}$ , где гораздо больший объем занимает воздух.

Под глубиной аэрированного потока  $h_a$  понимают расстояние от дна до границы раздела воздушно-капельной области потока и воздушной среды (воздушного потока). При этом сама граница определяется условно: принимают, что она характеризуется некоторой концентрацией  $S$ , например от 0,9 до 0,99.

Если учесть, что

$$\frac{W_{В}}{W_{Возд} + W_{В}} = \frac{h}{h_a}, \quad (26.22)$$

глубина в аэрированном потоке составит

$$h_a = h(1 + \beta), \quad (26.23)$$

где  $h$  — глубина до аэрации.

Для каналов с хорошим качеством бетонирования по экспериментальным данным С. М. Слиским рекомендуется принимать

$$\beta = \frac{S}{1 - S} = 0,12 \sqrt{Fr - 25}, \quad (26.24)$$

где  $Fr = v^2/gh$ .

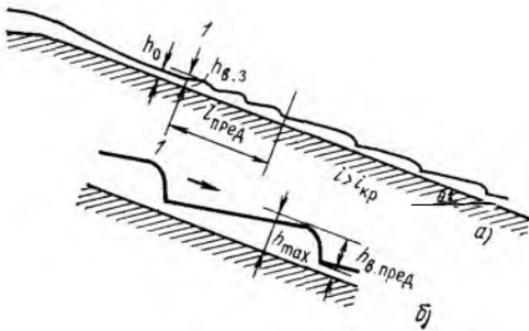
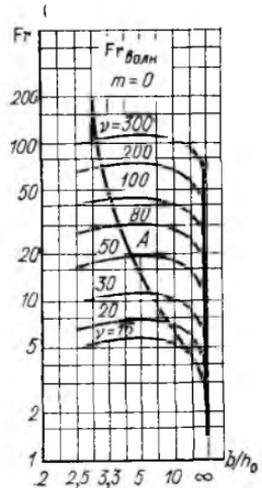


Рис. 26.15



Расчеты возникновения аэрации бурных потоков должны выполняться как для максимального расхода  $Q_{max}$ , так и для расходов 0,2; 0,4; 0,6; 0,8.

**Волнообразование на быстротоках.** При определенных условиях, как будет показано ниже, может произойти потеря устойчивости потока на быстротоке, которая выражается образованием на транзитной части катящихся волн (рис. 26.15). Они образуются в некотором сечении  $1-1$ , затем высота и длина волн увеличиваются. Наконец, в сечении, находящемся на расстоянии  $l_{пред}$  от сечения  $1-1$ , где начинается волнообразование, волны могут достичь предельного развития, а далее происходит движение волн с неизменным профилем. При этом максимальная глубина воды в сечении с вершинами волн превышает расчетную нормальную глубину  $h_0$  на водоскате при одном и том же расходе.

Если длина водоската ниже сечения, где начинается волнообразование, меньше, чем  $l_{пред}$ , высота катящихся волн не достигает максимального значения.

На участке кривой подпора возникшее выше по течению волновое движение усиливается, на участке кривой спада, наоборот, затухает.

Волны могут вызывать значительные всплески в зоне сопряжения в выходной части быстротока и неустановившееся движение в отводящем канале, что крайне нежелательно.

Источником волнообразования являются турбулентные возмущения. Если они достигают свободной поверхности сразу по всей ширине потока, это может привести к образованию катящихся волн.

По Т. Г. Войнич-Сяноженцкому неаэрированный равномерный поток, находящийся в бурном состоянии, будет асимптотически

устойчив и волнообразование не состоится, если выполняется следующее неравенство:

$$\frac{1}{P_k} - \frac{g\omega}{v^2 B} \geq \alpha' P^2 - \left( 6,5\alpha' - 4,5 + \frac{3,2g \cos \theta}{C^2} \right) P + 4\alpha' + \frac{2,5g \cos \theta}{C^2}. \quad (26.25)$$

Здесь и далее в этом параграфе  $P = \frac{x\omega}{2Bh}$ ;  $\alpha'$  — коэффициент количества движения, определяемый по А. С. Образовскому:

$$\alpha' = \frac{(1 + k_1)^2 (1 + k_2)^2}{(1 + 2k_1)(1 + 2k_2)};$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} = \frac{2,8 \sqrt{g}}{C};$$

$$k_2 = 2k_1 \left( 1 - \frac{b}{\chi} \right);$$

$\kappa = 0,36$ ;  $C$  — коэффициент Шези;  $b$  — ширина по дну;  $\chi$  — смоченный периметр;  $x$  — гидравлический показатель русла:

$$x = 3,4 \left( 1 + \frac{m}{b/h_0 + m} \right) - 2,8 \frac{1 + m^2}{b/h_0 + 2 \sqrt{1 + m^2}}. \quad (26.26)$$

Для прямоугольного поперечного сечения  $m = 0$ , для треугольного  $b = 0$ . Для быстротоков, на которых возникают катящиеся волны,  $\alpha' = 1,01 \div 1,039$ , при отсутствии катящихся волн  $\alpha' \approx 1,038 \div 1,15$ .

Для равномерного движения в условиях аэрации критерий волнообразования имеет вид, аналогичный (26.25), но параметры  $P_k$ ,  $\alpha'$ ,  $P$ ,  $C$  вычисляются для водовоздушного слоя, а в левой части вместо  $1/P_k$  подставляем  $\frac{1 - 1,5S}{(1 - S)^2 P_k}$ . При этом с учетом концентрации воздуха  $\kappa = 0,36 (1 - S)$ .

Для предварительных расчетов волнообразования в быстротоках с прямоугольным поперечным сечением ( $P_k = F\Gamma$ ) можно использовать график на рис. 26.16, на котором в качестве параметра введено  $v = ib^{1,3} (gn^2)$ . Область, расположенная ниже проведенной на графике кривой  $F\Gamma_{\text{волн}}$ , соответствует отсутствию катящихся волн.

Найдя по известным  $b$ ,  $h_0$ ,  $i$ ,  $g$ ,  $n$  значения  $b/h_0$  и  $v$ , можно определить, будут ли образовываться катящиеся волны на быстротоке. Очевидно, что относительная ширина  $b/h_0$  существенно влияет на волнообразование.

Высота волны в сечении, где зарождаются катящиеся волны,

$$h_{в.з} = 0,88 \frac{\rho_{\text{возд}}}{\rho} \frac{v_0^2}{2g},$$



Рис. 26.17

где  $\rho_{\text{возд}}/\rho = 0,00128$  для неаэрированных потоков;  $\rho_a/\rho = 0,00128/(1-S)$  для аэрированных потоков ( $S$  — средняя концентрация воздуха).

Для полностью развитых волн максимальная глубина потока (см. рис. 26.15, б) в быстротоках с прямоугольным поперечным сечением (т. е. при  $\Pi_{\kappa 0} = Fr_0$ )

$$h_{\max} = (0,25 \sqrt{Fr_0} + 1) \frac{\Pi^2 v_0^2}{g (\sqrt{Fr_0} + 1)^2}, \quad (26.27)$$

а минимальная глубина потока

$$h_{\min} = 0,5 (0,25 \sqrt{Fr_0} + 1) \left[ \sqrt{1 + \frac{8}{(0,25 \sqrt{Fr_0} + 1)^3}} - 1 \right] \times \\ \times \frac{\Pi^2 v_0^2}{g (\sqrt{Fr_0} + 1)^2}. \quad (26.28)$$

Высота предельной волны

$$h_{\text{в. пред}} = h_{\max} - h_{\min}.$$

Понятно, что высота боковых стенок транзитной части быстрого потока должна определяться с учетом  $h_{\max}$ , если допускается наличие катящихся волн. Скорость распространения катящихся волн, достигших предельного развития,

$$c_{\text{пред}} = \Pi v_0 = \frac{x \omega_0}{2B_0 h_0} v_0. \quad (26.29)$$

Длина участка достижения волнами предельного развития

$$l_{\text{пред}} = 2,3 \frac{h_c \Pi^2 Fr_0}{x l} \lg \frac{h_{\text{в. пр.}}}{h_{\text{в. з}}}. \quad (26.30)$$

Изложенные выше рекомендации относятся к равномерному движению, равно как и входящие в формулы параметры с индексом нуль. Если анализируются возможность появления катящихся волн и их движение для неравномерного движения, соответствующие параметры относятся к началу волнообразования.

Детальные расчеты движения катящихся волн, а также анализ условий, в которых без опасности для сооружения может быть допущено волновое движение описанного вида на быстротоках, необходимо выполнять в соответствии с нормативами<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Рекомендации по гидравлическому расчету водопропускных трактов безнапорных водосбросов на аэрацию и волнообразование. П 66—77/ВНИИГ. Л., 1978. 52 с.

Для увеличения устойчивости бурного потока в ряде случаев применяются различные конструктивные меры: «безволновые» формы поперечного сечения быстротока (параболическая, треугольная, эллиптическая, гиперболическая и с продольными треугольными углублениями в дне) (рис. 26.17) или устраиваются продольные стенки.

**Расчет выходной части.** Выходная часть обычно имеет уклон дна  $i < i_{кр}$  и, следовательно, поток в бытовых условиях находится в спокойном состоянии.

Образующийся гидравлический прыжок может быть надвинутым, отогнанным или начинаться непосредственно у конечного сечения водоската. Поскольку ширина отводящего канала (русла) обычно больше, чем ширина быстротока в конце его транзитной части, устраивают расширяющийся переходный участок. При надвинутом на водоскат гидравлическом прыжке, полностью размещенном на транзитной части, на переходном участке будет происходить неравномерное движение в непрямоугольном ( $db/dl > 0$ ) русле, причем растекающийся поток — в спокойном состоянии.

При устройстве, например, водобойного колодца его ширину часто назначают равной ширине водоската, и тогда на переходном участке расширяется поток, находящийся в спокойном состоянии.

Гидравлический прыжок также может быть размещен в расширяющемся (в плане) водобойном колодце. Расчет при этом ведется на основе уравнения гидравлического прыжка в русле переменного сечения.

Определив из уравнения (21.36) вторую сопряженную глубину, найдем длину водобойного колодца. При центральном угле расширения  $2\theta \leq 14^\circ$  (т. е.  $\theta \leq 7^\circ$ ) глубины в каждом сечении растекающегося бурного потока приблизительно постоянны и гидравлический прыжок в плане нормален к оси потока. При больших  $\theta$  гидравлический прыжок в плане имеет криволинейную форму.

Если переходный участок, в котором происходит растекание, запроектировать расширяющимся, можно будет изменять удельный расход в сечении, где начинается гидравлический прыжок. В связи с этим изменяется значение второй сопряженной глубины.

Часто применяется схема, когда поток, находящийся в бурном состоянии, растекается в расширяющемся переходном участке (обычно  $i = 0$ ), а в конце этого участка начинается водобойный колодец той же ширины, что и дно отводящего канала. Размещение колодца именно в конце расширяющегося участка, где стенки сопрягаются со стенками на выходе из расширения, способствует гашению волн возмущения, которые могут возникнуть в этом месте. Очертание боковых стенок, обеспечивающее достаточно удовлетворительные условия расширения, соответствует эмпирической формуле

$$y/b = 0,125 (x/b \sqrt{\overline{P_{к1}}})^{3/2} + 0,5. \quad (26.31)$$

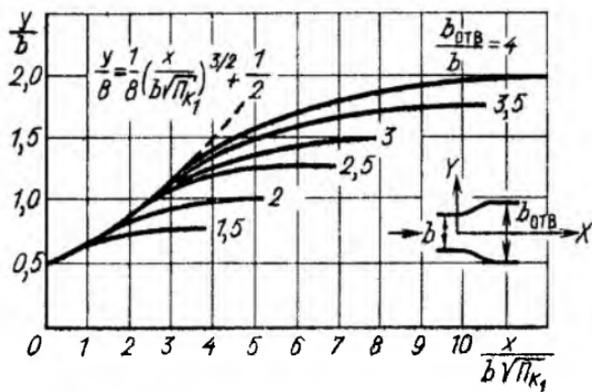


Рис. 26.18

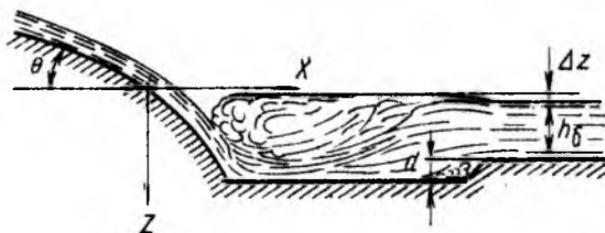


Рис. 26.19

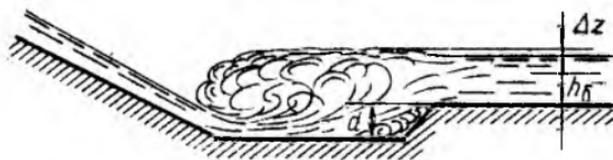


Рис. 26.20

Для различных отношений  $b_{отв}/b$  в прямоугольном канале ( $b$  — ширина в начале расширения,  $b_{отв}$  — ширина отводящего канала) построен график (рис. 26.18).

Выход также может быть выполнен в виде трамплина, в том числе и рассеивающего.

Водобойный колодец проектируется лишь в случае отогнанного гидравлического прыжка. Рассмотрим водобойный колодец, прилегающий к концу водоската. Для создания устойчивого донного режима сопряжения необходимо обеспечить удовлетворяющий этому условию ввод потока в водобойный колодец. В связи с этим вход в колодец проектируют в виде наклонной или, что предпочтительнее с гидравлической точки зрения, криволинейной поверх-

ности (рис. 26.19). Очертание криволинейной стенки определяется из уравнения свободного падения

$$x = v_1 \cos \theta \sqrt{2z/g} = 0,45v_1 \cos \theta \sqrt{z}, \quad (26.32)$$

где  $v_1$  — средняя скорость в конце водоската.

При  $\sin \theta \leq 0,1$   $x = 0,45 v_1 \sqrt{z}$ .

Водобойный колодец рассчитывается по ранее изложенной методике. Если колодец устраивается без стенки падения (рис. 26.20), глубина в конце водоската  $h_1$  будет первой сопряженной глубиной, а вторая сопряженная глубина  $h''$  определится с помощью функции  $\Phi(\tau_c) = q/(\varphi E_0^{3/2})$ . В этом случае  $E_0 = h_1 + \alpha v_1^2/2g$ .

Если водобойный колодец имеет стенку падения, то находится сжатая глубина  $h_c$  с учетом того, что удельная энергия потока  $E_0$  включает в этом случае и глубину водобойного колодца  $d$ , т. е.

$$E_0 = h_1 + \alpha v_1^2/(2g) + d.$$

Иногда  $h_c$  приближенно принимают равной глубине в конце водоската.

Длину водобойного колодца определяют по известным формулам, включая в  $l_{\text{кол}}$  в случае необходимости и  $l_{\text{пад}}$ .

Если в нижнем бьефе быстротока проектируется водобойная стенка, ее расчет проводится по ранее изложенной методике.

Отметим, что при установке гасителей на участке сопряжения за быстротоком, как и при других аналогичных условиях сопряжения, существенно уменьшается глубина, при которой происходит сопряжение с надвинутым прыжком на 25—30 % (по сравнению со схемой без гасителей).

Если в нижний бьеф быстротока поступает аэрированный поток или поток с катящимися волнами, это должно быть учтено в расчете выходной части <sup>1</sup>.

### **26.3. Гидравлический расчет консольного перепада (сброса)**

Консольный перепад состоит из входной части, быстротока и плоского носка (трамплина), за которым происходит свободное падение струи (рис. 26.21). Обычно устраивают горизонтальный носок или придают ему обратный уклон, но не более  $i_n \approx 0,26$ , т. е.  $\theta_n \leq 15^\circ$ .

Данные о глубине и скорости в конце быстротока являются исходными для расчета отброса струи, который ведется по зависимостям, найденным при рассмотрении свободного падения струйки, проходящей через центр выходного сечения потока на консоли (см. гл. 25).

<sup>1</sup> См. сноску на с. 251.

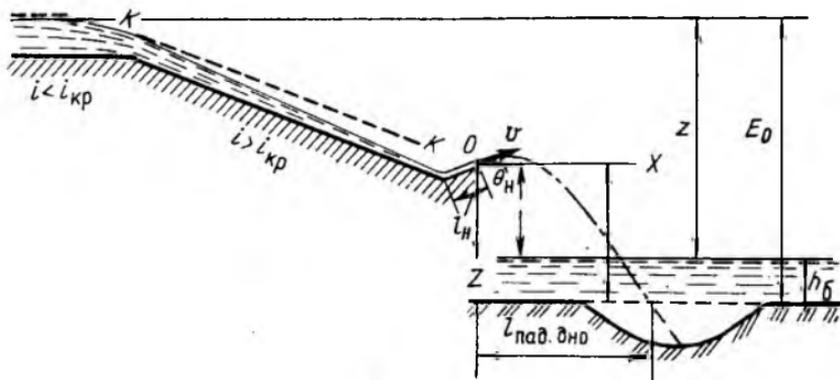


Рис. 26.21

Укажем, что при горизонтальном носке ( $\theta_n = 0^\circ$ ) наибольшая дальность отлета струи получится при расстоянии от носка до дна в нижнем бьефе  $p = 0,5 E_0$ .

Максимальная длина падения струи на дно русла (до размыва) при  $\varphi = 1$  и  $\theta_n = \theta$

$$l_{\text{пад. дно}} = \sqrt{\frac{1 + \sin \theta_n}{1 - \sin \theta_n}} E_0,$$

где  $\theta_n$  — угол наклона струи в выходном сечении носка.

При  $\sin \theta_n = 0$  и  $p = 0,5 E_0$

$$l_{\text{пад. дно}} = E_0.$$

Расчеты входа струи под уровень нижнего бьефа и местные размывы были рассмотрены в гл. 24.

## 26.4. Контрольные вопросы

1. Какие виды сопрягающих сооружений вы знаете? Как выбирается конкретный вид сопрягающего сооружения применительно к реальным условиям проектирования сооружения?

2. Какие характерные конструктивные элементы можно выделить в одноступенчатом и многоступенчатом перепадах? Как ведется расчет входной части перепада? Какие гидравлические явления происходят во входной части перепада? Какие именно гидравлические расчеты выполняются для определения ширины входной части перепада?

3. Рассмотрите расчет шелевых водосливов на входе в перепад. Как распределяются необходимые расчетные коэффициенты? В чем заключается расчет ступеней так называемого колодезного перепада? Какие параметры потока при этом расчете определяются?

4. Что может происходить на ступенях перепада, если не устраивать водобойных стенок в конце ступеней?

5. Как определяются вертикальные размеры ступеней многоступенчатых перепадов?

6. В чем заключается расчет выходной части перепада?

7. Есть ли какие-либо различия расчета входной части быстротока по сравнению с входной частью перепада? Как проводится расчет входной части?

8. Каковы характерные особенности кривой свободной поверхности на водоскате быстротока? От каких значений глубины начинаются кривые? Какими глубинами заканчиваются?

9. Кратко опишите явление аэрации потока на быстротоках. Укажите условия, при которых это явление возникает, начинается. Какие характерные коэффициенты применяются при описании явления аэрации? Что можно указать относительно содержания воздуха в аэрированном потоке?

10. Всегда ли оно возникает? Каковы соотношения, показывающие возможность возникновения волнообразования? Укажите формулы для определения гидравлических параметров для полностью развитых волн на водоскате.

11. Как рассчитывается свободная поверхность (кривая) на водоскате быстротока? Укажите формулы и особенности расчета.

12. В чем заключается расчет выходной части быстротока? Какие имеются особенности? Всегда ли проектируется водобойный колодец или водобойная стенка в выходной части быстротока?

13. Укажите условия и расчетные зависимости, позволяющие запроектировать расширение бурного потока в нижнем бьефе быстротока с удовлетворительными условиями работы.

14. В чем основные особенности гидравлических расчетов консольного перепада (сброса)? Как определяется длина падения (отлета струи) на дно русла? Назовите и другие гидравлические параметры.

## Глава 27

### ОСНОВЫ ДВИЖЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ВОД

#### 27.1. Виды движения грунтовых вод

Как известно, вода в грунтах может быть в виде пара, капиллярной, а также гравитационной воды.

Межмолекулярные и другие связи для парообразной и капиллярной воды препятствуют их движению под действием силы тяжести. Только гравитационные воды, называемые грунтовыми, перемещаются под действием силы тяжести. Движение грунтовых вод называется *фильтрацией*. Движение грунтовых вод, так же как в потоках открытых и напорных, может быть установившимся и неустановившимся, равномерным и неравномерным, плавно изменяющимся и резко изменяющимся, напорным и безнапорным, двухмерным (плоским) и трехмерным (пространственным).

Режим движения грунтовых вод может быть ламинарным и турбулентным.

Если кинематические характеристики движения в каждой точке грунтового потока с течением времени не изменяются, такое движение грунтовых вод — установившееся.

Плавно изменяющееся движение грунтовых вод характеризуется малой кривизной линий тока (их можно считать примерно параллельными), а живые сечения, которые нормальны к линиям тока, можно считать плоскими, давление распределяется в живых сечениях по гидростатическому закону.

Если движение грунтовых вод происходит со свободной поверхностью, на которой давление равно атмосферному, такое движение является безнапорным.

Если происходит движение грунтовых вод в полностью заполненном водоносном пласте, сверху и снизу ограниченном водоупорными пластами, и все поры водоносного пласта заполнены водой, т. е. пьезометрическая линия расположена выше верха водоносного пласта, движение — напорное.

## 27.2. Фильтрационные свойства грунтов

Под пористыми материалами понимают твердые тела, содержащие в достаточно большом количестве пустоты, характерный размер которых мал по сравнению с характерным размером тела (или пространства, занятого пористой средой). Пустоты в грунтах подразделяются на поры, трещины и каверны.

Фильтрационные свойства грунтов зависят от состава и характеристик грунтов.

Пористость — отношение объема пор  $W_n$  к объему грунта  $W$ , достаточно большому (по сравнению с размерами частиц грунта и порами):

$$m = W_n / W. \quad (27.1)$$

В механике грунтов используется понятие коэффициента пористости  $e$  — отношение объема пор  $W_n$  к объему минеральной части (скелета) в данном объеме  $W_{ск}$ :

$$e = W_n / W_{ск}; \quad e = m / (1 - m); \quad m = e / (1 + e).$$

Пористость всегда меньше единицы, а коэффициент пористости может быть и меньше, и больше единицы (до 4 в глинистых грунтах).

Грунт характеризуется поверхностной пористостью

$$m_\omega = \omega / \Omega, \quad (27.2)$$

где  $\omega$  — суммарная площадь пор в пределах выделенной площади  $\Omega$  (см. рис. 27.1). Поверхностную пористость  $m_\omega$  называют также просветностью.

По (27.1) определяется средняя пористость выделенного объема, местная пористость определяется как предел  $\lim_{W \rightarrow 0} \frac{W_n}{W}$ .

Средние значения пористости  $m$  и поверхностной пористости  $m_\omega$  совпадают.

Часть пор бывает замкнутыми, не сообщающимися с другими порами. Вода, находящаяся в замкнутых порах, не участвует в фильтрации. Часть пор может быть занята заземленным воздухом. Выделяют общую (абсолютную) и активную (эффективную)

Таблица 27.1

Грунты	$m$	Грунты	$m$
Гравий ( $d=2 \div 20$ мм)	0,3—0,4	Супесь	0,35—0,45
Песок ( $d = 0,05 \div 2$ мм)	0,3—0,45	Суглинки	0,35—0,5
		Глина	0,4—0,55
		Торф	0,6—0,95

пористость. В последнем случае под  $W_{п}$  в (27.1) понимают объем только сообщающихся между собой пор, через которые движется жидкость.

По размерам поры и трещины разделяют на сверхкапиллярные, по которым происходит свободное перемещение жидкости, капиллярные и субкапиллярные. Размеры сверхкапиллярных пор — более 0,5 мм; сверхкапиллярных трещин — более 0,25 мм; капиллярных пор — от 0,5 до 0,002 мм, капиллярных трещин — от 0,25 до 0,0001 мм. По капиллярным порам и трещинам движение происходит при большом влиянии сил поверхностного натяжения. Грунты с более мелкими порами и трещинами очень слабо проницаемы для жидкостей и газов.

Ориентировочные значения пористости приведены в табл. 27.1.

Трещиноватость скальных грунтов характеризуется модулем трещиноватости  $M_{т}$ , равным количеству трещин на 1 м линии измерения в изучаемом грунте. Модуль трещиноватости изменяется от значений менее 1,5 (слабо трещиноватые) до более 30 (сильно трещиноватые). Поверхностная трещинная пористость

$$m_{\omega_{т}} = \omega_{т}/\Omega,$$

где  $\omega_{т}$  — суммарная площадь трещин в пределах выделенной площадки  $\Omega$ . Наконец, пористость (трещинная пустотность)

$$m_{т.п} = W_{т}/W,$$

где  $W_{т}$  — объем трещин в объеме грунта  $W$ . Трещинная пустотность  $m_{т.п}$  изменяется в пределах 0,05—0,005.

Грунт называется однородным, если его фильтрационные свойства не зависят от координат рассматриваемой точки, и неоднородным, если его фильтрационные свойства зависят от местоположения рассматриваемой точки.

Грунт называется изотропным, если его фильтрационные свойства не зависят от направления движения жидкости и, наоборот, анизотропным, если его фильтрационные свойства зависят от направления движения жидкости.

Фиктивный грунт (шарообразные частицы одинакового диаметра) — однородный и изотропный.

Грунт, состоящий из одинаково ориентированных параллелепипедов или цилиндров одинакового размера, — однородный, но анизотропный.

Грунты могут состоять из ряда слоев, в каждом из которых фильтрационные свойства различны.

Далее будем рассматривать установившееся движение грунтовых вод в однородном изотропном (фиктивном) грунте с  $m = m_0$ , подстилаемом плоским водонепроницаемым слоем (водоупором). Рассматривается движение в полностью насыщенном водой грунте.

### 27.3. Скорость фильтрации. Линейный закон фильтрации

Так как грунты в целом характеризуются неупорядоченным, случайным расположением частиц и случайным характером порового пространства, то применение теоретического или экспериментального подхода к описанию движения жидкости для конкретных поровых «каналов» или их совокупности невозможно. Поэтому принимают осредненные по площади скорости.

При изучении фильтрации считаем, что пористое тело и жидкость образуют сплошную среду. Тогда, рассматривая площади, значительно превосходящие размеры частиц грунта, можно считать, что грунтовый поток сплошным образом заполняет все пространство пористой среды.

Введем понятие скорости фильтрации

$$u = Q/\Omega, \quad (27.3)$$

где  $Q$  — расход, проходящий через сечение грунта площадью  $\Omega$ . При этом напомним, что  $\Omega = \omega_n + \omega_{ск}$  [ $\omega_{ск}$  — часть площади  $\Omega$ , занятая минеральной составляющей сухого грунта].

Действительные скорости просачивания через поры  $u_n$  больше, чем скорость фильтрации, в  $1/m$  раз.

Отметим, что произведение скорости фильтрации  $u$  на площадь сечения потока  $\Omega$  равно расходу, действительно протекающему через рассматриваемое сечение.

Скорость фильтрации считается непрерывной функцией координат (и времени, если движение неустановившееся). Движение жидкости в грунтах происходит при наличии очень больших сопротивлений, вызванных малыми размерами поровых каналов, их извилистостью, неправильной формой, большой шероховатостью и рядом других факторов, что значительно снижает скорость фильтрации. В связи с этим в грунтовом потоке принимают, что гидродинамический напор  $H$  равен пьезометрическому напору  $z + p/\rho g$ , т. е. пренебрегают скоростным напором.

Тогда удельная энергия потока (напор)

$$H = z + p/\rho g.$$

В результате изучения движения воды в песчаных фильтрах Дарси установил, что скорость фильтрации линейно зависит от гидравлического уклона:

$$u = kJ, \quad (27.4)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации.

Выражение (27.4) называют законом Дарси, или линейным законом фильтрации. При выполнении равенства (27.4) потери напора пропорциональны первой степени скорости фильтрации, т. е. режим движения — ламинарный.

Учитывая, что  $J = -dH/dl$ , получаем

$$u = kJ = -k dH/dl. \quad (27.5)$$

Напомним, что  $dH/dl < 0$ . При линейном уменьшении напора по длине имеем

$$J = \frac{(z_1 + p_1/\rho g) - (z_2 + p_2/\rho g)}{l} = \frac{H_1 - H_2}{l}.$$

#### 27.4. Коэффициент фильтрации

Коэффициент фильтрации равен скорости фильтрации при  $J = 1$ . Он зависит от свойств пористой среды (формы, размеров, взаимного расположения, шероховатости частиц), засоленности грунта и вязкости жидкости (а следовательно, от ее температуры). Коэффициент фильтрации может изменяться под воздействием электрического и магнитного полей.

Ориентировочные значения коэффициента фильтрации приведены в табл. 27.2.

Т а б л и ц а 27.2

Грунты	$k$ , м/сут*	Грунты	$k$ , м/сут*
Глина	0,001	Песок мелкозернистый	1—5
Суглинок тяжелый	0,05	Песок среднезернистый	5—20
Суглинок легкий	0,05—0,1	Песок крупнозернистый	20—50
Супесь	0,1—0,5	Гравий	20—150
Лесс	0,25—0,5	Галечник	100—500
Песок пылеватый	0,5—1,0	Крупный галечник без песчаного заполнителя	500—1000 и более

\* 1 м/с =  $86,4 \cdot 10^3$  м/сут.

Свойство пористой среды пропускать через себя жидкость, газ или газожидкостную смесь под действием приложенного перепада давления называется проницаемостью. Проницаемость оценивается коэффициентом проницаемости, который зависит не от свойств жидкости, а только от свойств грунта и измеряется в тех же единицах, что и площадь.

Коэффициент проницаемости может быть представлен в виде

$$k_n \approx d^2 f(m), \quad (27.6)$$

где  $m$  — пористость;  $d$  — так называемый эффективный диаметр частиц, иногда также обозначается  $d_{10}$ .

Коэффициенты фильтрации  $k$  и проницаемости  $k_n$  связаны между собой отношением

$$k = gk_n/\nu,$$

где  $\nu$  — кинематическая вязкость жидкости.

Формулу Дарси можно представить также в виде

$$u = gk_n/\nu J. \quad (27.7)$$

Введение коэффициента проницаемости важно при рассмотрении движения воды в смеси с нефтью, газом или фильтрации нефти и т. п.

При оценке фильтрационных свойств грунтов, через которые движется вода, достаточно использования только коэффициента фильтрации.

Коэффициент фильтрации определяют как среднее арифметическое значение по результатам лабораторных и полевых исследований, полученных в одинаковых условиях.

При лабораторных испытаниях для определения коэффициентов фильтрации несвязных грунтов используется прибор Дарси (рис., 27.1). В вертикальном открытом цилиндре с площадью поперечного сечения  $\Omega$  уложен песок, который снизу поддерживается сеткой. Вода поступает по трубке  $a$ , постоянство уровня поддерживается сливом воды через трубку  $b$ . Фильтрующаяся вода через трубку  $c$ , снабженную краном  $K$ , поступает в мерный бак. После того как движение станет установившимся, находят расход  $Q$  и измеряют показания пьезометров, присоединенных к боковой стенке цилиндра в пределах части объема, заполненного грунтом.

Определяют по (27.3) скорость фильтрации  $u = Q/\Omega$ , гидравлический уклон  $J = h_{тр}/l$  ( $h_{тр}$  — разность показаний в двух пьезометрах, расположенных на расстоянии  $l$  друг от друга). Из (27.5) находят коэффициент фильтрации  $k$ .

В некоторых плотных грунтах (глины и тяжелые суглинки) фильтрация начинается лишь тогда, когда гидравлический уклон (градиент напора) превысит начальный градиент  $J_0$ . Тогда вместо (27.5)

$$u = -k(dH/dl + J_0) = k(J - J_0). \quad (27.8)$$

Для очень плотных глин  $J_0 = 20 \div 30$ .

Экспериментальные исследования показывают, что закон Дарси при числах  $Re$ , превышающих некоторые значения  $Re_{кр}$ , нарушается. При

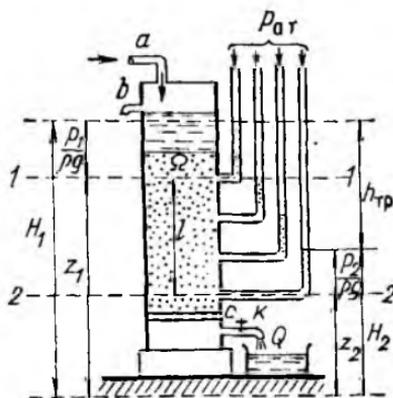


Рис. 27.1

$Re < Re_{кр}$  справедлив линейный закон фильтрации (ламинарная фильтрация), при  $Re > Re_{кр}$  (турбулентная фильтрация) имеют силу другие зависимости  $u$  и  $J$ . Для этих случаев экспериментально найдено

$$J = au + bu^2 \quad (27.9)$$

или

$$u = cJ^{1/n}, \quad (27.10)$$

где  $a, b, c$  — коэффициенты, определяемые в опытах (или теоретически) для конкретных случаев движения грунтовых вод.

Если скорости так малы, что можно пренебречь вторым членом в (27.9) (ламинарная фильтрация), получаем формулу Дарси. Если скорости значительны (турбулентная фильтрация) и можно пренебречь членом  $au$ , получаем формулу, по форме напоминающую формулу Шези

$$u = k_{турб} \sqrt{J}. \quad (27.11)$$

Формула (27.10) применяется и для трещиноватых пород, при этом  $n = 1 \div 1,75$ .

В случаях, когда справедлива формула (27.11), потери напора зависят от квадрата скорости фильтрации.

Строго говоря, турбулентный режим движения воды при ее фильтрации наблюдается при крупных частицах, например при движении воды в каменной наброске. По С. В. Избашу при фильтрации в каменной наброске  $k_{турб}$ , см/с, составляет

$$k_{турб} = (20 - 14/d) m \sqrt{d_{ш}},$$

где  $d_{ш}$  — средний диаметр шара, равновеликого камню, см;  $m$  — пористость каменной наброски.

## 27.5. Особенности плавно и резко изменяющегося движения грунтовых вод

Выделим при плавно изменяющемся движении два сечения, расположенные на расстоянии  $dl$  (рис. 27.2), считая их плоскими, а давления в этих сечениях распределяющимися по гидростатическому закону, т. е. для любой точки живого сечения напор равен

$$H = z + p/\rho g = \text{const.}$$

Следовательно, вдоль любой линии тока при переходе от одного сечения к другому напор уменьшится на одно и то же значение  $dH$  (отрицательное). Вместе с тем благодаря пренебрежимо малой кривизне линий тока (что позволяет признать их параллельными) считают, что расстояние между сечениями вдоль любой линии тока одно и то же ( $dl$ ) независимо от выбора линии тока.

Таким образом, при плавно изменяющемся движении и линейном законе фильтрации (ламинарная фильтрация) гидравлический

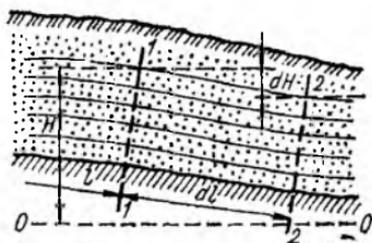


Рис. 27.2

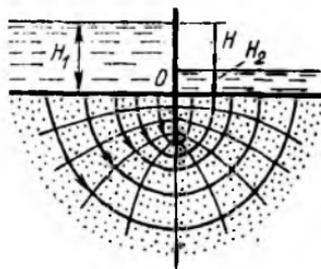


Рис. 27.3

уклон  $J = -dH/dl$  будет постоянным для любой точки живого сечения и местные скорости фильтрации

$$u = -k dH/dl$$

во всех точках данного живого сечения будут одинаковыми.

Плоская эюра распределения скоростей по вертикали в этом случае **прямоугольная**.

При плавно изменяющемся движении грунтовых вод средняя скорость в живом сечении равна местным скоростям  $v = u$ :

$$v = kJ = -k dH/dl. \quad (27.12)$$

Здесь  $J$  — уклон свободной поверхности, который изменяется только вдоль по течению.

Уравнение (27.12) называется **формулой Дюпюи**. Это уравнение является частным случаем формулы Дарси (27.5) и служит основой при выполнении расчетов плавно изменяющегося движения грунтовых вод. Отметим, что при изучаемом движении скорости  $v$  вдоль потока не одинаковы.

При резко изменяющемся движении грунтовых вод (рис. 27.3) линии тока имеют значительную кривизну и их даже условно нельзя считать прямыми: живое сечение, нормальное во всех точках к соответствующим линиям тока, отличается от плоского; расстояния между живыми сечениями существенно различны в зависимости от того, вдоль какой линии эти расстояния определяются. Поэтому гидравлический уклон в пределах живого сечения не является постоянным. В связи с этим и в соответствии с (27.5) местные скорости в пределах данного живого сечения не одинаковы, т. е. эюра скоростей — не прямоугольная.

При рассмотрении резко изменяющегося движения грунтовых вод приходится обращаться к общим уравнениям движения и рассматривать характеристики потока как непрерывные функции координат (см. гл. 28).

**Равномерное движение грунтовых вод** — частный случай плавно изменяющегося движения. При равномерном движении линии тока — прямые, параллельные линии дна

(водоупора). Гидравлический уклон постоянен не только в каждом живом сечении, но и для всех живых сечений по длине потока.

Гидравлический уклон, как и при равномерном движении в открытых руслах, равен уклону дна  $i$ , т. е.  $J = i$ .

Свободная поверхность при равномерном движении грунтовых вод параллельна линии дна, как и при равномерном движении в открытых руслах.

Формула (27.12) для равномерного движения при линейном законе фильтрации имеет вид

$$v_0 = ki, \quad (27.13)$$

где  $v_0$  — средняя скорость при равномерном движении.

Тогда расход при равномерном ламинарном движении грунтовых вод

$$Q = \omega_0 v_0 = k\omega_0 i, \quad (27.14)$$

где  $\omega_0$  — площадь живого сечения при равномерном движении.

При этом понятно, что  $\omega_0$  включает в себя, как и в других случаях движения грунтовых вод, площадь пор и площадь, занятую частицами грунта, в данном живом сечении.

Так как движение грунтовых вод обычно происходит в руслах очень большой ширины  $b$ , как правило, рассматривают плоскую задачу. Тогда удельный расход (на единицу ширины потока) при  $\omega_0 = bh_0$

$$q = kh_0 i, \quad (27.15)$$

где  $h_0$  — нормальная глубина.

Соответственно нормальная глубина найдется как

$$h_0 = q/ki. \quad (27.16)$$

## **27.6. Дифференциальное уравнение установившегося неравномерного плавно изменяющегося движения грунтовых вод при линейном законе фильтрации**

Такое движение наиболее часто встречается в виде безнапорного — со свободной поверхностью (рис. 27.4). Для него справедлива формула Дюпюи (27.12). Пренебрегая, как уже указывалось, скоростным напором, для всех точек сечения имеем

$$H = z + p/\rho g = a + h,$$

где  $a$  — высота положения поверхности водоупора над плоскостью сравнения  $0-0$  в рассматриваемом сечении;  $h$  — глубина потока в данном сечении.

Гидравлический уклон может быть выражен как

$$J = -\frac{dH}{dl} = -\frac{da}{dl} - \frac{dh}{dl} = i - \frac{dh}{dl},$$

где  $i = -da/dl$  (с увеличением  $l$  высота  $a$  уменьшается).

Тогда из (27.12)

$$v = k(i - dh/dl). \quad (27.17)$$

Уравнение расхода для этого вида движения грунтовых вод представится в виде

$$Q = \omega v = k\omega(i - dh/dl). \quad (27.18)$$

Для равномерного движения при  $h_0 = \text{const}$  и  $dh/dl = 0$

$$Q = k\omega_0 i.$$

Умножив обе части уравнения (27.18) на произвольный положительный уклон  $i'$ , получим

$$Qi' = k\omega i' (i - dh/dl).$$

Обозначим  $Q' = k\omega i'$  расход, который проходил бы в условиях равномерного движения через живое сечение площадью при уклоне, равном  $i'$ . Этот расход в каждом живом сечении разный.

Имеем

$$Qi' = Q' (i - dh/dl),$$

откуда

$$dh/dl = i' (i/i' - Q/Q'). \quad (27.19)$$

Уравнение (27.19) применяется для анализа форм кривых свободной поверхности потока грунтовых вод при любом поперечном сечении.

Для того чтобы рассматривать плоскую задачу, ограничимся движением в руслах с прямоугольной формой поперечного сечения и достаточной шириной.

Для плоской задачи

$$q = kh(i - dh/dl). \quad (27.18a)$$

Учитывая, что удельный расход может быть выражен по (27.15), для прямого уклона ( $i > 0$ ) имеем

$$kh_0 i = kh(i - dh/dl) \quad \text{и} \quad dh/dl = i(h - h_0)/h = i(1 - h_0/h) \quad (27.19a)$$

или

$$dl = \frac{h dh}{i(h - h_0)}. \quad (27.20)$$

При обратном уклоне ( $i < 0$ ) вводим в рассмотрение нормальную глубину  $h'_0$ , при которой происходило бы равномерное движение с расходом  $q$  по водоупору, имеющему уклон  $i' = -i$ . Тогда

$$q = -kh(i' + dh/dl); \quad (27.186)$$

$$dh/dl = -i(1 + h'_0/h) \quad (27.196)$$

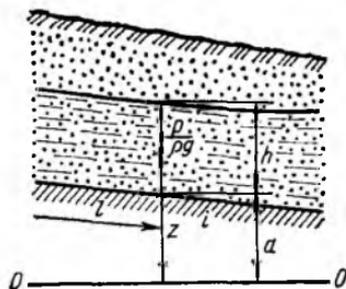


Рис. 27.4

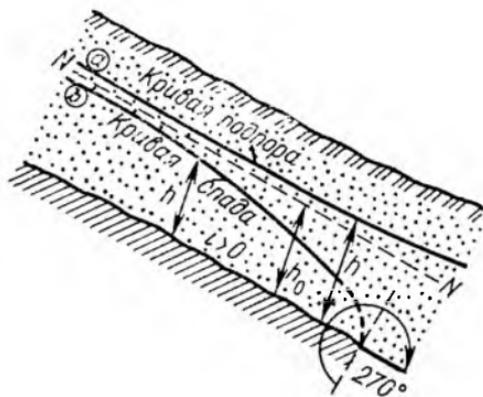


Рис. 27.5

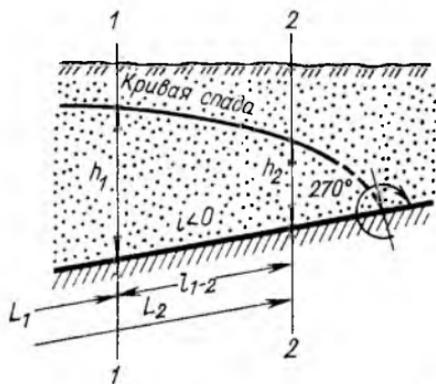


Рис. 27.6

или

$$dl = -\frac{h_0'}{i'} \frac{h dh}{h + h_0'} \quad (27.20a)$$

При нулевом уклоне ( $i=0$ ) из (27.18a) получим

$$q = -kh dh/dl; \quad (27.18b)$$

$$dh/dl = -q/kh; \quad (27.19b)$$

$$dl = -kh dh/q. \quad (27.20b)$$

После интегрирования уравнений (27.20) — (27.20б) получим выражения для определения длины кривой свободной поверхности.

Перейдем к рассмотрению возможных форм кривых свободной поверхности — кривых депрессии.

При прямом уклоне водоупора ( $i > 0$ ) имеются две зоны в области движения потока: зона  $a$  выше линии нормальных глубин и зона  $b$ , где  $h < h_0$  (рис. 27.5). В зоне  $a$  при  $h > h_0$  расположена кривая подпора согласно (21.19).

Так как  $dh/dl > 0$ , а производная  $d^2h/dl^2 > 0$ , то кривая подпора — вогнутая. Кривая подпора асимптотически стремится к линии нормальных глубин  $NN$  в верхней части, а в нижней — к горизонтальной прямой (как для открытых потоков). В зоне  $b$ , где  $h < h_0$ , будет  $dh/dl < 0$  и кривая свободной поверхности — кривая спада. В верхней части она асимптотически стремится к линии нормальных глубин. В нижней части при  $h \rightarrow 0$  наблюдается интересное явление:

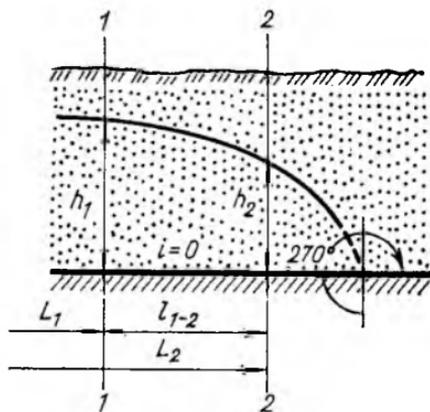


Рис. 27.7

$dh/dl \rightarrow -\infty$  и кривая спада составляет с линией водоупора угол  $270^\circ$ . В окрестности этой точки плавная изменяемость движения нарушается.

При обратном уклоне ( $i < 0$ ), как показывает анализ (27.19б),  $dh/dl < 0$  и имеется только одна форма кривой свободной поверхности — кривая спада (рис. 27.6). В верхней части при  $h \rightarrow \infty$  кривая спада асимптотически стремится к горизонтальной прямой. При  $h \rightarrow 0$  вновь, как и при прямом уклоне,  $dh/dl \rightarrow -\infty$ , т. е. кривая спада пересекает линию водоупора под углом  $270^\circ$ .

При нулевом уклоне [см. (27.19в)]  $dh/dl < 0$  и имеется только одна форма кривой свободной поверхности — кривая спада (рис. 27.7).

### 27.7 Расчет кривых подпора и спада при ламинарной фильтрации

Выполним интегрирование уравнений (27.20), (27.20а), (27.20б). Введем относительную глубину  $\eta = h/h_0$  или  $h/h'_0$ . При этом очевидно, что  $dh = h_0 d\eta$ .

Для  $i > 0$

$$dl = \frac{h_0}{i} \frac{\eta}{\eta - 1} d\eta;$$

для  $i < 0$

$$dl = -\frac{h'_0}{i'} \frac{\eta}{1 + \eta} d\eta;$$

для  $i = 0$

$$dl = \frac{k}{q} h dh.$$

После интегрирования:

для  $i > 0$ : при  $\eta > 1$  (кривые подпора)

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{i} \left( \eta_2 - \eta_1 + \ln \frac{\eta_2 - 1}{\eta_1 - 1} \right); \quad (27.21)$$

при  $\eta < 1$  (кривые спада)

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{i} \left( \eta_2 - \eta_1 + \ln \frac{1 - \eta_2}{1 - \eta_1} \right); \quad (27.22)$$

для  $i < 0$

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{|i|} \left( \eta_1 - \eta_2 + \ln \frac{1 + \eta_2}{1 + \eta_1} \right); \quad (27.23)$$

для  $i = 0$

$$l_{1-2} = \frac{k}{2q} (h_1^2 - h_2^2), \quad (27.24)$$

что свидетельствует о параболическом очертании кривой свободной поверхности в этом случае.

Как и в открытых руслах, в случае  $i > 0$  асимптотическое приближение кривой свободной поверхности к линии нормальных глубин показывает, что значения  $\eta$  не могут быть равны единице.

Удельный расход при неравномерном плавно изменяющемся движении грунтовых вод по водоупору с нулевым уклоном определяют по формуле, полученной из (27.24):

$$q = \frac{k}{2l} (h_1^2 - h_2^2), \quad (27.25)$$

где  $l$  — расстояние между сечениями с глубинами  $h_1$  и  $h_2$ .

### 27.8. Приток к вертикальным скважинам (колодцам)

**Совершенная водозаборная или дренажная скважина.** Рассмотрим безнапорное плавно изменяющееся движение грунтовых вод в водоносном пласте по горизонтальному водоупору, притекающих к совершенной (доходящей до водоупора) водозаборной скважине (рис. 27.8). Поступление воды по радиальным направлениям в скважину происходит через водопроницаемые по всей высоте стенки, радиус скважины равен  $r_{\text{скв}}$ .

Мощность безнапорного водоносного горизонта (пласта) равна  $H_0$ . На такой высоте от водоупора при отсутствии откачки устанавливается горизонтальный естественный уровень грунтовых вод и до начала откачки движения грунтовых вод нет.

После начала откачки уровень грунтовых вод в скважине и вокруг нее в грунте начнет понижаться. Свободная поверхность примет форму, называемую депрессионной воронкой.

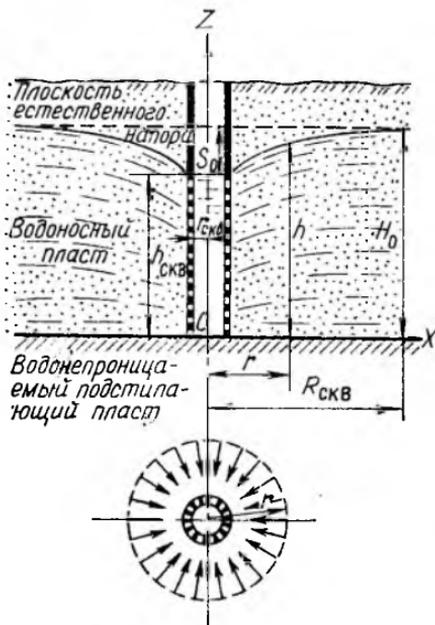


Рис. 27.8

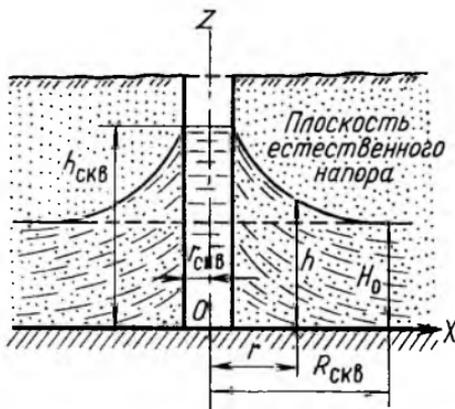


Рис. 27.9

Для рассматриваемых условий (горизонтальный водоупор, однородный грунт) воронка представляет собой поверхность, образованную вращением кривой депрессии относительно вертикальной оси (скважины).

В течение некоторого времени после начала откачки движение будет неустановившимся. После того как откачиваемый из скважины и поступающий в нее расходы сравняются, по прошествии некоторого промежутка времени движение станет установившимся, а уровень воды в скважине и воронка депрессии — неизменными.

Так как движение — плавно изменяющееся, то в каждом данном живом сечении у изучаемого потока гидравлический уклон будет одним и тем же, но  $J$  — различным в разных живых сечениях.

Живые сечения представляют собой боковые поверхности цилиндров с текущей высотой  $h$ , отстоящих от оси скважины на текущее расстояние  $r$ . Гидравлический уклон равен  $J = dh/dr$ , площадь  $\omega = 2\pi rh$ .

Расход

$$Q = k\omega J = 2\pi k r h \, dh/dr. \quad (27.26)$$

Разделив переменные и проинтегрировав в пределах от  $r_{\text{СКВ}}$  до  $r$  и от  $h_{\text{СКВ}}$  до  $h$ , получим при  $Q = \text{const}$  и  $k = \text{const}$

$$h^2 - h_{\text{СКВ}}^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r}{r_{\text{СКВ}}},$$

или

$$h^2 - h_{\text{СКВ}}^2 = 0,73 \frac{Q}{k} \lg \frac{r}{r_{\text{СКВ}}}, \quad (27.27)$$

где  $h_{\text{СКВ}}$  — глубина воды в скважине.

По уравнению (27.27) можно определить координаты кривой свободной поверхности. В любой из вертикальных плоскостей, пересекающих область движения по диаметру, очертание кривой свободной поверхности одинаковое, кривая депрессии — выпуклая.

Введем понятие радиуса влияния скважины  $R_{\text{СКВ}}$  — расстояния, за пределами которого не наблюдается изменение напора. При  $r = R_{\text{СКВ}}$  напор равен естественному напору или мощности водоносного горизонта  $H_0$ . Тогда из (27.27) получаем

$$Q = 1,36k \frac{H_0^2 - h_{\text{СКВ}}^2}{\lg \frac{R_{\text{СКВ}}}{r_{\text{СКВ}}}}. \quad (27.28)$$

Как видно, наряду с  $H_0$ ,  $h_{\text{СКВ}}$  (или  $s_{\text{СКВ}}$ ),  $r_{\text{СКВ}}$  и  $k$  дебит скважины определяется радиусом влияния скважины

$$R_{\text{СКВ}} = 3000 s_0 \sqrt{k}, \quad (27.29)$$

где  $s_0$  — понижение уровня воды при откачке, м;  $k$  — коэффициент фильтрации, м/с.

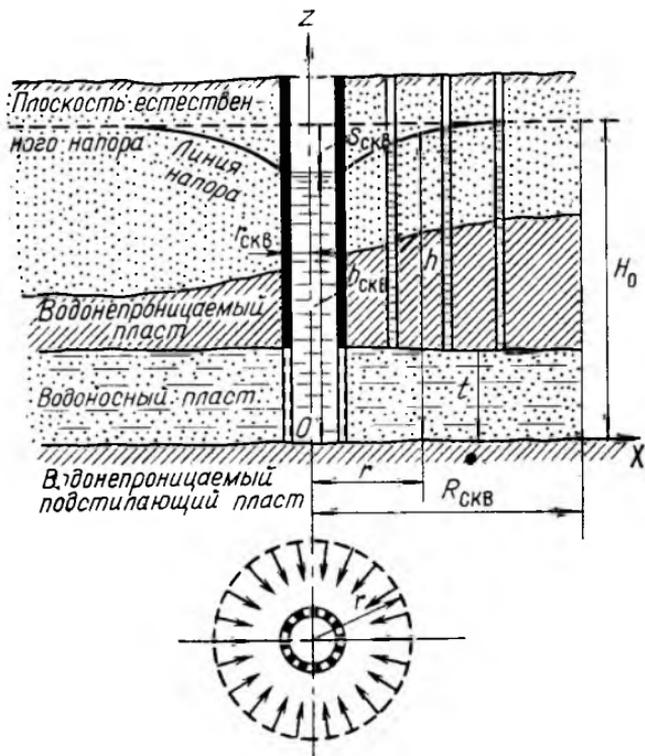


Рис. 27.10

В предварительных расчетах радиус влияния скважины принимается для мелкозернистых песков 100—200; для среднезернистых песков 250—500; для крупнозернистых песков 700—1000; для мелкого гравия 500—600; для крупного гравия 1500—3000 м.

**Совершенная поглощающая скважина.** Такие скважины служат для сброса воды в водоносный слой (рис. 27.9). Глубина воды в скважине  $h_{скв}$  больше, чем мощность водоносного пласта  $H_0$ , поэтому кривая депрессии — вогнутая. Здесь анализ делается, исходя из тех же основных положений, что и для водозаборной скважины. Но выражение для гидравлического уклона имеет вид

$$J = -dh/dr,$$

так как уменьшению  $h$  соответствует увеличение  $r$ . Тогда для поглощаемого расхода получим

$$Q = 1,36k \frac{H_0^2 - h_{скв}^2}{\lg \frac{R_{скв}}{r_{скв}}}. \quad (27.30)$$

**Совершенная артезианская скважина.** Такая скважина (рис. 27.10) прорезает верхний водоупорный пласт, водоносный пласт и доходит до нижнего водоупорного пласта. Грунтовые воды

полностью заполняют водоносный пласт и находятся под давлением, большим атмосферного. При отсутствии движения плоскость естественного напора располагается на некоторой высоте  $H_0$  от поверхности нижнего водоупорного пласта, которая соответствует естественному напору. Давление в водоносном пласте может быть столь большим, что плоскость естественного напора располагается выше отметок земли (фонтанирующие или самоизливающиеся скважины).

Примем, что верхняя и нижняя границы водоносного пласта плоские и горизонтальные. Следовательно, мощность водоносного пласта постоянна и равна  $t$ .

По отметкам воды в наблюдательных скважинах при откачках можно определять положение депрессионной воронки.

Как и при безнапорном движении к водозаборной скважине, вначале процесс неустановившийся, лишь спустя некоторое время движение становится установившимся, уровень воды в скважине и очертание поверхности воронки депрессии становятся неизменными, откачиваемый и поступающий в скважину расходы — равными. Живые сечения представляют собой боковые поверхности цилиндров  $\omega = 2\pi r t$ . Гидравлический уклон  $J = dh/dr$  и постоянен в каждом живом сечении вследствие плавной изменчивости движения. Тогда уравнение расхода можно записать в виде

$$Q = 2k\pi r t \, dh/dr. \quad (27.31)$$

После разделения переменных и интегрирования получим с учетом того, что  $Q$ ,  $k$  и  $t$  не изменяются,

$$h - h_{\text{скв}} = 0,37 \frac{Q}{kt} \lg \frac{r}{r_{\text{скв}}},$$

где  $h_{\text{скв}}$  — глубина воды в скважине;  $r$  — расстояние по радиусу до сечения, где напор равен  $h$ ;  $r_{\text{скв}}$  — радиус скважины.

Дебит колодца определим, если примем  $r = R_{\text{скв}}$ :

$$Q = 2,73 \frac{kt (H_0 - h_{\text{скв}})}{\lg \frac{R_{\text{скв}}}{r_{\text{скв}}}}. \quad (27.32)$$

**Приток к несовершенным скважинам. Влияние ограниченности контура питания скважины на дебит.** Приведенные выше формулы выведены для условий, когда контур (область) питания скважины не ограничен, приток происходит в нестесненных условиях, воронка депрессии формируется также в неограниченном пространстве и имеет поэтому симметричный вид, одинаковый во всех диаметральных вертикальных плоскостях.

Если же контур питания скважины ограничен, условия симметричного неограниченного в пространстве притока будут нарушены.

Для совершенной водозаборной или дренажной скважины, расположенной вблизи реки или водоема на расстоянии  $d < 0,5 R_0$  от них, дебит равен

$$Q = 1,36 \frac{k (H_0^2 - h_0^2)}{\lg \frac{2d}{r_0}}.$$

При  $2d = R_0$  формула переходит в (29.13).

Если совершенная водозаборная скважина расположена между рекой (на расстоянии  $l_p$  от нее) и параллельной ей границей с водонепроницаемыми породами (например, терраса шириной  $L$ , сложенная практически непроницаемыми породами), дебит такой скважины по В. М. Шестакову определяется по следующей формуле:

$$Q = 1,36 \frac{k(H_0^2 - h_0^2)}{\lg \frac{4L \operatorname{ctg} \frac{\pi l_p}{L}}{\pi r_0}}$$

Приведем также формулу для дебита совершенной водозаборной скважины, расположенной между двумя взаимно перпендикулярными границами питания (вблизи устья притока, впадающего в реку). Расстояние от скважины до одной из границ питания —  $l_1$ , до другой —  $l_2$ . Если  $l_1 = l_2$ , скважина расположена на биссектрисе прямого угла, образованного пересечением границ

$$Q = 1,36 \frac{k(H_0^2 - h_0^2)}{\lg \frac{2l_1 l_2}{r_0 \sqrt{l_1^2 - l_2^2}}}$$

**Приток к несовершенным скважинам.** Скважины, не достигающие водонепроницаемого пласта, называют несовершенными по степени вскрытия водоносного горизонта.

Для скважины, удаленной от реки или водоема, при «безграничной» мощности водоносного горизонта (пласта) и незатопленном фильтре (часть которого находится выше воронки депрессии) по В. Д. Бабушкину дебит равен

$$Q = 1,36ks \left( \frac{s + h_0}{\lg \frac{R_0}{r_0}} - \frac{h_0}{\lg \frac{0,66h_0}{r_0}} \right)$$

Эта формула справедлива при  $h_0 \leq 0,3 H_0$ , где  $H_0$  — мощность водоносного слоя (см. рис. 27.8).

Если несовершенная скважина при тех же остальных условиях расположена на расстоянии  $a$  от реки или водоема, причем  $a < l$ , дебит равен

$$Q = 1,36ks \left( \frac{s + h_0}{\lg \frac{R_0}{r_0}} + \frac{h_0}{\lg \frac{0,66h_0}{r_0} - 0,11 \frac{l}{a}} \right)$$

Для артезианских несовершенных скважин дебит также отличается от притока к совершенным скважинам.

Если артезианская скважина (см. рис. 27.10) находится в условиях нестесненного контура питания и ее фильтр примыкает к кровле водоносного горизонта, причем длина рабочей части фильтра  $l < 0,3 t$ , то по формуле, предложенной Н. К. Гиринским, дебит равен

$$Q = 2,73 \frac{kls}{\lg \frac{1,6l}{r_0}}$$

При тех же условиях, но при  $a > 0,3 t$  для пользования предлагаемой в этом случае более сложной формулой требуется вспомогательный график.

Таким образом, дебит несовершенных скважин зависит от многих факторов, характеризующих мощность пластов, наличие неоднородных пластов, удаленность низа скважины от водоупора, от реки или водоема, а также зависит от затопленности фильтра и от других особенностей комплекса скважина — контур питания.

Приведенные выше сведения, естественно, не являются полными.

## 27.9. Приток к горизонтальным водоприемным устройствам

**Водосборная галерея.** Найдем приток к водосборной галерее при безнапорном плавно изменяющемся движении грунтовых вод по горизонтальному водопроницаемому пласту (рис. 27.11). Дно галереи расположено на водоупоре. К галерее с двух сторон притекает удельный расход, равный удвоенному удельному расходу, определяемому по (27.25). Уравнение свободной поверхности имеет вид

$$h^2 - h_{\text{гал}}^2 = \frac{2q}{k} x,$$

где  $x$  — расстояние от внешней стенки галереи до створа с текущей глубиной  $h$ .

Если ввести понятие длины влияния галереи  $L_{\text{гал}}$ , при  $x = L_{\text{гал}}$  можно получить для удельного расхода, притекающего к галерее с двух сторон,

$$q = \frac{k(H_0^2 - h_{\text{гал}}^2)}{L_{\text{гал}}}.$$

Расход, поступающий в галерею длиной  $B$ , при двустороннем поступлении

$$Q = \frac{kB(H_0^2 - h_{\text{гал}}^2)}{L_{\text{гал}}}. \quad (27.33)$$

**Прямоугольная перемычка.** Рассмотрим перемычку прямоугольного поперечного сечения из однородного грунта, расположенную на горизонтальном водоупоре (рис. 27.12).

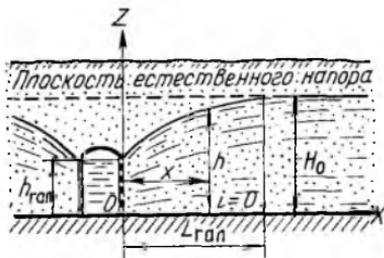


Рис. 27.11

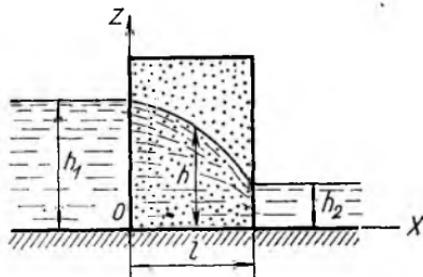


Рис. 27.12

Вертикальность стенок обеспечивается ограждающими конструкциями. Фильтрация воды происходит по всей смоченной вертикальной поверхности, коэффициент фильтрации  $k$  постоянный.

Для этого случая, так же как и для водосборной галереи, справедливо уравнение (27.25)

$$q = \frac{k}{2l} (h_1^2 - h_2^2). \quad (27.34)$$

### 27.10. Приток к горизонтальному дренажу

Горизонтальный дренаж представляет собой открытые каналы (рис. 27.13, а) или уложенные в грунте дрены (рис. 27.13, б). Каналы и дрены проложены с уклоном, обеспечивающим отвод воды.

Рассмотрим случаи, когда инфильтрация с поверхности земли отсутствует при следующих допущениях: водоупор близко расположен от поверхности земли, с ним совпадает дно канала или низ дренажной трубы; движущие грунтовые воды, направляющиеся к каналу или к трубе, плоское, плавно изменяющееся. Если принято  $\omega = h \cdot 1$ , а гидравлический уклон  $J = dh/dx$ , то удельный расход, притекающий с одной стороны к единице длины канала или трубы,

$$q = k\omega J = kh dh/dx. \quad (27.35)$$

Введя понятие длины влияния дрены  $L_{др}$ , получим после интегрирования для одностороннего притока

$$q = k (H_0^2 - h_{др}^2) / 2L_{др}.$$

Для удельного расхода притока с двух сторон

$$2q = k (H_0^2 - h_{др}^2) / L_{др}, \quad (27.36)$$

причем  $L_{др}$  для канала отсчитывается от крайней точки его дна.

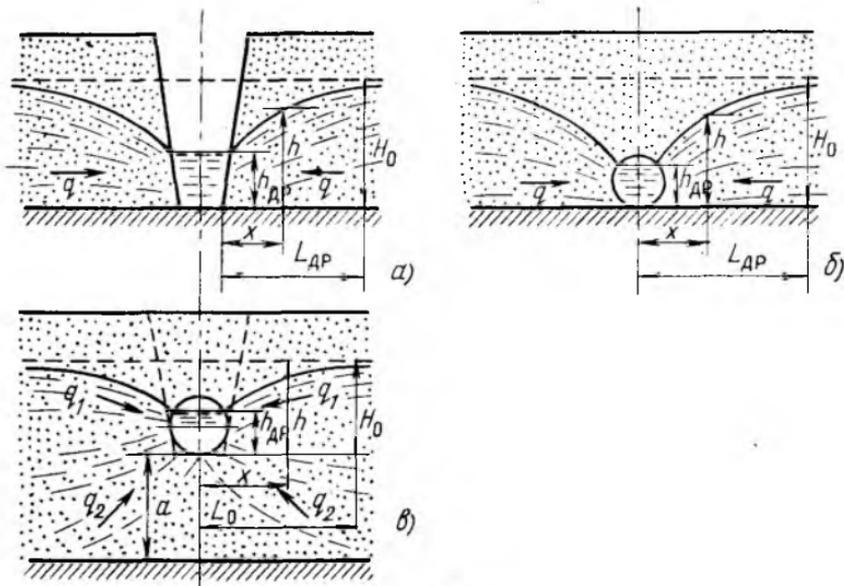


Рис. 27.13

При глубоком залегании водонепроницаемого пласта по А. Н. Костякову удельный расход, притекающий к несовершенной дрене с одной стороны, состоит из двух частей: удельного расхода, поступающего из грунта, расположенного выше уровня дна,  $q_1$  и удельного расхода  $q_2$  (рис. 27.13, а). Для первой (вышерасположенной) части при  $\omega = h_1$  и  $J = dh/dx$  удельный расход определяется по (27.35):

$$q_1 = kh \, dh/dx.$$

Для второй (нижрасположенной) части можно принять, что направление притока — радиальное, живые сечения — части боковых поверхностей соответствующих цилиндров с текущими радиусами  $x$ . Следовательно, площадь живого сечения можно выразить как  $\omega = \alpha x \cdot l$  ( $\alpha$  — радиальная мера дуги окружности с радиусом  $x$ ). При залегании водоупора на очень большой глубине  $\alpha = \pi/2$ , тогда

$$q_2 = k \frac{\pi}{2} x \frac{dh}{dx}.$$

Удельный расход притока (с одной стороны) равен

$$q_2 = k \frac{\pi}{2} \frac{\beta'}{90} x \frac{dh}{dx},$$

где  $\sin \beta' \approx h/x$ , т. е. это пьезометрический уклон свободной (депрессионной) поверхности грунтовых вод, который принимает следующие значения:

Крупный песок . . . . .	0,003—0,006
Песок . . . . .	0,006—0,02
Супесь . . . . .	0,02—0,05
Суглинок . . . . .	0,05—0,1
Глина . . . . .	0,1—0,15
Торф . . . . .	0,02—0,12

Суммарный односторонний приток равен

$$q = q_1 + q_2 = k \frac{\pi}{2} \left(1 + \frac{\beta'}{90}\right) x \frac{dh}{dx}.$$

Интегрируя в пределах от  $x = d/2$  до  $x = L_{др}$  и от  $h_{др}$  до  $H_0$  и пренебрегая членом  $\beta'/90$  из-за малого его значения, получаем двусторонний удельный приток к несовершенной дрене

$$2q = 1,36 \frac{k (H_0 - h_{др})}{\lg \frac{2L_{др}}{d}}, \quad (27.37)$$

где  $d$  — диаметр дренажной трубы или ширина канала по дну, м;  $L_{др}$  — длина влияния дрены, м.

При промежуточном по глубине залегания водоупоре (если расстояние от горизонтальной оси дренажной трубы до водоупора  $a$  мало)

$$q = \frac{k (H_0 - h_{др})}{L_{др}} \left( a + \frac{H_0 + h_{др}}{2} \right). \quad (27.38)$$

Следует отметить, что рассмотренные схемы являются приближенными. В реальных случаях при расчете горизонтального дренажа учитывается ряд факторов (положение кривой депрессии, которая может проходить выше верха трубы; конструктивные особенности дрен и фильтров и т. д.).

## 27.11. Фильтрация из каналов

Фильтрация воды из каналов (рис. 27.14, а, б) составляет основную часть потерь. Потери воды на фильтрацию зависят от размеров канала, коэффициента фильтрации грунтов, в которых проложен канал и в которых происходит отток воды, глубины залегания грунтовых вод и водонепроницаемых пластов. Фильтрация из каналов, работающих постоянно, отличается от фильтрации из каналов, работающих периодически,— они имеют разные количественные показатели потерь.

Если грунтовые воды находятся достаточно глубоко и канал работает, периодически включаясь в подачу воды, весь фильтрационный поток движется сверху вниз и гидравлический уклон  $J$  близок к единице.

Если водоупор или грунтовые воды залегают на небольшой глубине от постоянно или достаточно длительно работающего канала, фильтрационный поток распластан и гидравлический уклон  $J$  значительно меньше единицы.

По Н. Н. Павловскому удельный фильтрационный расход из канала при свободном оттоке (без подпора)

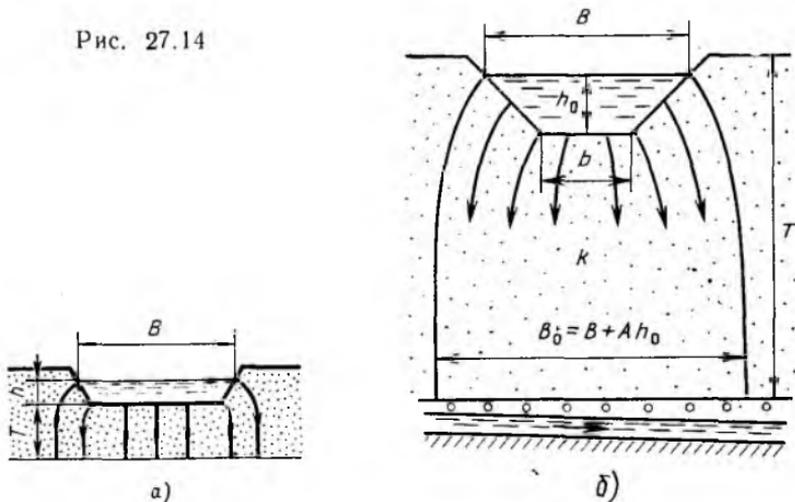
$$q = k(B + 2h). \quad (27.39)$$

По В. В. Ведерникову при глубоком залегании грунтовых вод, т. е. при свободной фильтрации,

$$q = k(B + \alpha h), \quad (27.40)$$

где  $B$  — ширина канала по верху, м;  $h$  — глубина воды в канале, м;  $\alpha$  — коэффициент, зависящий от коэффициента откоса  $m$  и относительной ширины канала по верху  $B/h$  (рис. 27.15, а).

Рис. 27.14



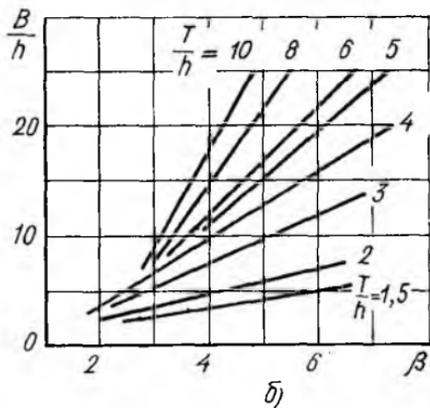
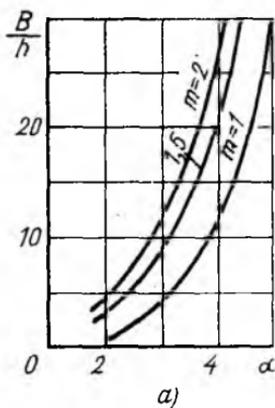


Рис. 27.15

Если на глубине  $T$  (см. рис. 27.14, б) от дна канала залегает пласт с высокой водопроницаемостью, дренирующий фильтрующуюся воду, так что подпор отсутствует, тогда

$$q = k(B + \beta h),$$

где  $\beta$  — коэффициент, зависящий от  $B/h$  и  $T/h$ . Для коэффициента откоса  $m = 1,5$  эта зависимость дана на рис. 27.15, б.

При периодической работе потери воды из канала больше, чем при непрерывной.

При фильтрации, происходящей при близком залегании водопора или безоточных грунтовых вод (несвободная фильтрация), расход воды, вытекающей из канала, меньше, чем при свободной. Несвободная фильтрация из канала изучается в курсе мелиораций.

Таблица 27.3

Тип облицовки	$k_{обл}, 10^{-6}$ см/с
Грунтопленочная	0,3—1,5
Бетнопленочная:	
монолитная	0,3—0,5
сборно-монолитная	0,5—1
сборная	1—1,5
Железобетонная:	
монолитная	0,7—3,5
сборно-монолитная	3,5—4,5
сборная	4,5—7
Бетонная:	
монолитная	0,9—5
сборная	5—1
Грунтовая (глинистая)	0,1—1
Асфальтобетонная	1—5

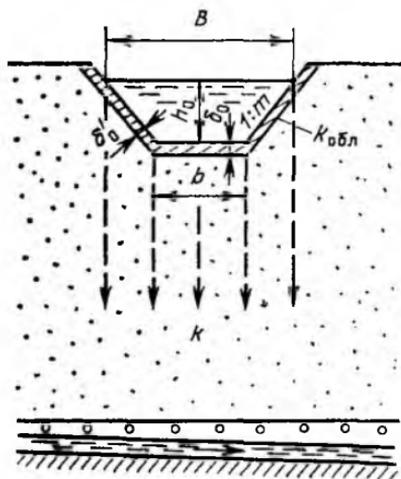


Рис. 27.16

Если уровень грунтовых вод расположен на уровне поверхности воды в канале,  $q = 0$ . Если уровень грунтовых вод расположен выше отметки воды в канале, происходит приток грунтовых вод в канал и расход в канале увеличивается соответственно значению  $q$ .

В случае, когда ожидаемые фильтрационные потери из канала в земляном русле больше допустимых потерь и фильтрация из канала сопровождается подъемом уровня грунтовых вод, вызывающим подтопление и засоление орошаемых земель, целесообразно применение противофильтрационных облицовок (рис. 27.16).

Осредненные значения коэффициентов фильтрации через облицовки определяются по табл. 27.3.

Выбор типов противофильтрационных облицовок производится в зависимости от: фильтрационных свойств грунтов, слагающих ложе каналов; геологических и гидрологических условий; протяженности и размеров каналов; требуемого снижения потерь воды на фильтрацию и наличия соответствующих материалов.

Выбор типа облицовки в зависимости от ее противофильтрационных свойств производят по осредненному коэффициенту фильтрации облицовки  $k_{обл}$ , определяемому для принятой гидрогеологической схемы при условии свободной или подпертой установившейся фильтрации, в соответствии с рекомендуемыми их значениями (табл. 27.3).

Окончательно необходимость применения противофильтрационных облицовок и принятые в проекте типы облицовок должны быть обоснованы технико-экономическими расчетами.

## 27.12. Контрольные вопросы

1. Какие виды движения грунтовых вод различают?
2. Какова классификация грунтов с точки зрения их свойств, влияющих на фильтрацию?
3. Зависит ли удельная энергия потока при фильтрации от скорости фильтрации?
4. Как формулируется линейный закон фильтрации?
5. Изложите основные сведения о коэффициенте фильтрации. Каковы отличительные особенности ламинарной и турбулентной фильтрации?
6. Каковы различия плавно и резко изменяющегося движения грунтовых вод?

7. Запишите дифференциальные уравнения установившегося неравномерного плавно изменяющегося движения грунтовых вод при линейном законе фильтрации.

8. Какие формы кривых свободной поверхности при движении грунтовых вод возможны?

9. По каким формулам определяются длины кривых свободной поверхности для ламинарной фильтрации?

10. Как определяется расход воды, притекающей к совершенной водозаборной скважине?

11. Как определяется дебит совершенной артезианской скважины?

12. Какой вид имеет уравнение свободной поверхности грунтового потока при безнапорном плавно изменяющемся движении грунтовых вод по горизонтальному водонепроницаемому водоупору к горизонтальной водозаборной галерее?

13. Каковы основные особенности фильтрации из каналов?

14. Опишите основные явления притока вод к горизонтальному дренажу.

## Глава 28

### ПОТЕНЦИАЛЬНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ

#### 28.1. Понятие о потенциальном движении жидкости.

##### Потенциал скорости

В гл. 3 были установлены признаки потенциального движения. Следует отметить, что движение, строго соответствующее условиям безвихревого (потенциального) движения, в природе и технике отсутствует. Но в ряде случаев можно применить понятие *п о т е н ц и а л ь н о е д в и ж е н и е*, условно идеализируя реально происходящее движение вязкой жидкости. Во многих задачах значительная часть области, занятой движущейся жидкостью, находится в условиях практически безвихревого движения. При обтекании твердых тел реальной жидкостью всю область движения делят на две: тонкий пограничный слой, примыкающий непосредственно к телу, и внешнюю область, где пренебрегают силами вязкости и движение считают потенциальным. Как будет показано ниже, движение жидкости через оголовок водослива и из-под затвора при больших скоростях также можно считать потенциальным. Движение вязкой жидкости в пористой среде, если рассматривать индивидуально поровые каналы, является вихревым, с уменьшающимися к стенкам местными скоростями в каждом поровом канале. Но, рассматривая осредненное по пространству, как было указано в гл. 27, движение (при линейном законе фильтрации), справедливо можно считать его потенциальным.

Как было показано в гл. 3, потенциальное движение характеризуется отсутствием вращательного (вихревого) движения частиц. При этом движение частиц складывается только из поступательного и деформационного видов движения. Итак, движение будет

потенциальным, если все компоненты угловой скорости частиц  $\omega$  равны нулю, следовательно,  $\omega_x = \omega_y = \omega_z = \omega = 0$ . Отсюда

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u_x}{\partial y} &= \frac{\partial u_y}{\partial x}; \\ \frac{\partial u_x}{\partial z} &= \frac{\partial u_z}{\partial x}; \\ \frac{\partial u_y}{\partial z} &= \frac{\partial u_z}{\partial y}. \end{aligned} \right\} \quad (28.1)$$

Рассматривается установившееся движение, не зависящее от времени.

Существование системы (28.1) является необходимым и достаточным условием для того, чтобы имелась некоторая функция  $\Phi(x, y, z)$ , связанная с компонентами скорости следующим образом:

$$u_x dx + u_y dy + u_z dz = -d\Phi. \quad (28.2)$$

Поскольку полный дифференциал функции  $\Phi$  имеет вид

$$d\Phi = \frac{\partial \Phi}{\partial x} dx + \frac{\partial \Phi}{\partial y} dy + \frac{\partial \Phi}{\partial z} dz, \quad (28.3)$$

из сопоставления (28.2) и (28.3) можно получить

$$\left. \begin{aligned} u_x &= -\frac{\partial \Phi}{\partial x}; \\ u_y &= -\frac{\partial \Phi}{\partial y}; \\ u_z &= -\frac{\partial \Phi}{\partial z}. \end{aligned} \right\} \quad (28.4)$$

Функция  $\Phi$ , удовлетворяющая условиям (28.4), называется потенциалом скорости (по аналогии с понятием потенциала в других разделах механики и физики). Знак минус в (28.2) и (28.4) показывает, что движение происходит из области с большим значением  $\Phi$  к точкам с меньшим значением  $\Phi$ . Применяются и соответствующие выражения без минуса, тогда все описание потенциального движения проводится на этой основе.

Можно рассматривать и потенциал скорости для неустановившегося движения, в этом случае время  $t$  — параметр и движение существует для каждого данного момента времени. Потенциал скорости и его две производные являются непрерывными. Так как

значение второй производной не зависит от порядка дифференцирования, то из (28.4) следует

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u_x}{\partial z} &= -\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial z} = \frac{\partial u_z}{\partial x}; \\ \frac{\partial u_y}{\partial x} &= -\frac{\partial^2 \Phi}{\partial y \partial x} = \frac{\partial u_x}{\partial y}; \\ \frac{\partial u_z}{\partial y} &= -\frac{\partial^2 \Phi}{\partial z \partial y} = \frac{\partial u_y}{\partial z}. \end{aligned} \right\} \quad (28.5)$$

Таким образом, скорости при безвихревом движении имеют потенциал, поэтому такое движение и называется потенциальным.

Если в пространстве, занятом потенциальным потоком, выделены поверхности, все точки которых имеют одинаковые значения потенциала скорости  $\Phi$ , они называются поверхностями равного потенциала (или эквипотенциальными).

Для поверхности равного потенциала согласно определению в общем случае

$$\begin{aligned} \Phi(x, y, z, t) &= \text{const} = C; \\ d\Phi &= 0. \end{aligned}$$

Следовательно, уравнение поверхности равного потенциала имеет в соответствии с (28.2) вид

$$u_x dx = u_y dy + u_z dz = 0. \quad (28.6)$$

Различные поверхности равного потенциала в данном потенциальном потоке характеризуются разными значениями постоянной  $C$  ( $C_1, C_2, \dots, C_n$ ) (рис. 28.1).

Скорость  $u$  через потенциал скорости выражается как

$$u = \sqrt{\left(\frac{\partial \Phi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial \Phi}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z}\right)^2}.$$

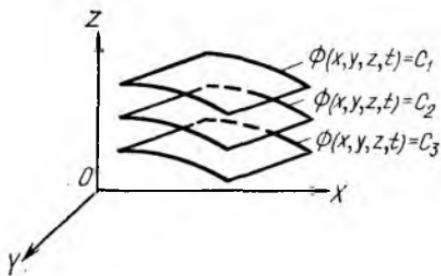


Рис. 28.1

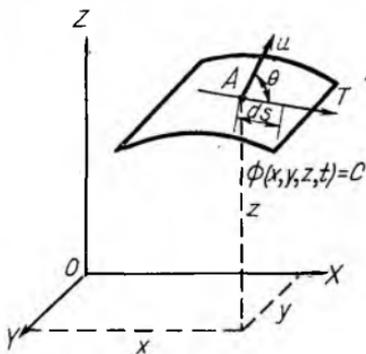


Рис. 28.2

Проекции скорости при потенциальном движении должны удовлетворять не только (28.4), но и уравнению неразрывности для несжимаемой жидкости

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0.$$

Подставив (28.5) в уравнение неразрывности, получим выражение

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0, \quad (28.7)$$

которое называется уравнением Лапласа. Функции, удовлетворяющие уравнению Лапласа, называются гармоническими. Следовательно, потенциал скорости  $\Phi$  — гармоническая функция.

В гидромеханике доказывается, что в односвязной области, на границах которой значение потенциала скорости известно, может существовать одно-единственное потенциальное движение. В односвязной области в отличие от многосвязной можно любую замкнутую кривую, находящуюся в ней, стянуть непрерывным образом в точку, не выходя из границ этой области. В дальнейшем будем рассматривать потенциальное движение в односвязных областях.

Нам известно, что для описания движения жидкости необходимо знать значения  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$  и давления  $p$  во всех точках пространства, где происходит описываемое движение. Для этого необходимо иметь четыре уравнения: три (28.4) и уравнение неразрывности. Уравнение Лапласа (28.7) включает в себя все указанные четыре уравнения. Поэтому, решив уравнение Лапласа для данного движения при заданных условиях на границах данной односвязной области, полностью опишем соответствующее этим условиям потенциальное движение. Поскольку уравнение Лапласа линейное, сумма двух его частных решений будет решением этого уравнения. В связи с этим при потенциальном движении справедливо применение принципа суперпозиции (наложения). Зная потенциалы скорости для некоторых видов потенциального движения и применяя принцип суперпозиции, можно находить решения для более сложных случаев движения.

Установим, как при потенциальном движении расположены линии тока по отношению к поверхностям равного потенциала. Выделим на поверхности равного потенциала точку  $A$ . Скорость движения частицы жидкости в этой точке  $u$  имеет проекции  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ . Проведем через точку  $A$  касательную  $T$  к поверхности равного потенциала (рис. 28.2). Если  $ds$  — отрезок касательной, тогда  $dx$ ,  $dy$ ,  $dz$  — его проекции на соответствующие оси координат. Необходимо найти угол  $\theta$  между вектором скорости  $u$  в точке  $A$  и касательной  $T$ .

Вектор скорости  $u$  с осями координат составляет углы, направляющие косинусы которых

$$\cos \alpha_1 = u_x/u; \quad \cos \beta_1 = u_y/u; \quad \cos \gamma_1 = u_z/u.$$

Углы касательной с осями координат соответственно равны

$$\cos \alpha_2 = dx/ds; \quad \cos \beta_2 = dy/ds; \quad \cos \gamma_2 = dz/ds.$$

Известно, что

$$\cos \theta = \cos \alpha_1 \cos \alpha_2 + \cos \beta_1 \cos \beta_2 + \cos \gamma_1 \cos \gamma_2,$$

т. е.

$$\cos \theta = \frac{u_x dx + u_y dy + u_z dz}{u ds}. \quad (28.8)$$

Так как отрезок  $ds$  находится на поверхности равного потенциала, согласно (28.6)

$$\cos \theta = 0 \quad \text{и} \quad \theta = \pi/2. \quad (28.9)$$

Помня, что векторы скорости касательны к линиям тока, видим, что при потенциальном движении линии тока (и векторы скорости) нормальны к поверхностям равного потенциала (рис. 28.2). При потенциальном движении поверхности равного потенциала являются живыми сечениями. Векторы скорости движения частиц нормальны к поверхностям равного потенциала.

Найдем потенциал скорости для движения грунтовых вод при линейном законе фильтрации. По формуле Дарси  $u = -k \, dH/dt$ . Тогда проекции местной скорости на оси координат равны

$$\left. \begin{aligned} u_x &= -k \frac{dH}{dx} = -\frac{\partial}{\partial x} (kH); \\ u_y &= -k \frac{dH}{dy} = -\frac{\partial}{\partial y} (kH); \\ u_z &= -k \frac{dH}{dz} = -\frac{\partial}{\partial z} (kH). \end{aligned} \right\} \quad (28.10)$$

Удельная потенциальная энергия (пьезометрический напор) изменяется в пространстве и, как известно, равна

$$H = z + p/\rho g.$$

Сопоставляя (28.10) с (28.4), видим, что рассматриваемое осредненное (по пространству) движение грунтовых вод при линейном законе фильтрации, т. е. ламинарная фильтрация, — потенциальное движение с потенциалом скорости

$$\Phi = kH, \quad (28.11)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации.

## 28.2. Функция тока при плоском движении жидкости

Плоское потенциальное движение характеризуется тем, что скорости всех частиц жидкости параллельны одной и той же выбранной плоскости и все характеристики движения — функции только двух координат (и времени  $t$ , если движение неустановившееся).

Рассмотрим движение, происходящее в плоскостях, параллельных вертикальной координатной плоскости  $XOZ$ , причем во всех этих плоскостях характеристики движения зависят только от переменных значений  $x$  и  $z$  (рис. 28.3). Будем рассматривать часть потока с шириной в направлении оси  $XOZ$ , равной единице; условимся, что при движении жидкости, пересекающей некоторую кривую в плоскости  $XOZ$ , имеем в виду пересечение жидкостью цилиндрической поверхности с высотой, равной единице. Направляющие этой цилиндрической поверхности параллельны оси  $OY$ . Все линии на чертеже при этом — следы указанных цилиндрических поверхностей при пересечении ими плоскости  $XOZ$ .

Если рассматривается неустановившееся движение, как и прежде, считаем время  $t$  параметром и в каждый данный момент времени рассматриваемая характеристика движения — функция только координат.

Рассмотрим установившееся плоское потенциальное движение, линии тока которого, обозначенные  $0-0, 1-1, 2-2, 3-3$ , показаны на рис. 28.4.

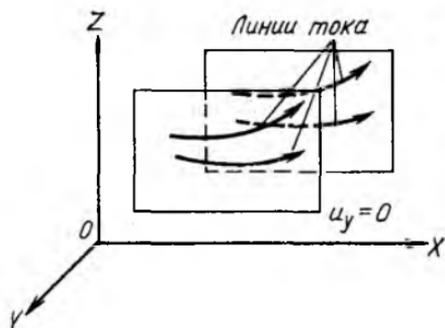
Уравнение Лапласа (28.7) и уравнение неразрывности для плоского движения примут вид

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0; \quad (28.12)$$

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0. \quad (28.13)$$

Введем при плоском движении такую функцию  $\psi$ , при которой проекции скорости  $u$  равны

$$u_x = - \frac{\partial \psi}{\partial z}; \quad u_z = \frac{\partial \psi}{\partial x}. \quad (28.14)$$



← Рис. 28.3

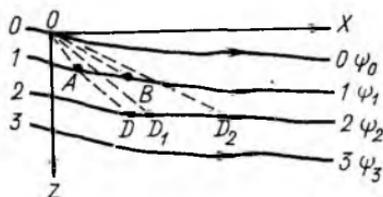


Рис. 28.4

Эта функция называется функцией тока  $\psi$ . При пространственном движении функция тока  $\psi$  в общем случае не может быть выражена, она известна только для некоторых простых случаев. Эта функция удовлетворяет уравнению неразрывности (28.13). Действительно, подставив  $u_x$  и  $u_z$  из (28.14) в (28.13), получим

$$-\frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial x \partial z} = 0.$$

Учитывая, что уравнение линии тока (3.7) при плоском движении имеет вид

$$\frac{dx}{u_x} = \frac{dz}{u_z},$$

находим

$$u_z dx - u_x dz = 0.$$

Подставив сюда значение проекций скорости из (28.14), получим

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial z} dz = 0. \quad (28.15)$$

Так как левая часть (28.15) является полным дифференциалом от  $d\psi$ , т. е.  $\psi = 0$ , то на данной линии тока функция тока имеет постоянное значение  $\psi = \text{const}$ . Для различных линий тока это значение будет различным. На рис. 28.4 каждая линия тока имеет разные значения функции тока  $\psi$ . При плоском движении согласно (28.4)

$$u_x = -\frac{\partial \Phi}{\partial x}; \quad u_z = -\frac{\partial \Phi}{\partial z}. \quad (28.16)$$

Сравнивая (28.16) с (28.14), получаем соотношения между частными производными

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial z}; \quad \frac{\partial \Phi}{\partial z} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}. \quad (28.17)$$

Подставляя значения  $u_x$  и  $u_z$  по (28.14) во второе уравнение системы (28.1), характеризующее равенство нулю компонента угловой скорости  $\omega_y$ , получаем

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0. \quad (28.18)$$

Таким образом, функция тока, так же как и потенциал скорости, удовлетворяет уравнению Лапласа и является гармонической функцией. Функции  $\Phi$  и  $\psi$  называются сопряженными (или взаимно сопряженными). Зная одну из них, можно по (28.17) найти другую.

Поскольку, как было показано, линии тока нормальны к поверхностям равного потенциала, линии тока  $\psi = (x, z) = \text{const}$  и линии равного потенциала (т. е. следы поверхностей равного по-

тенциала) при плоском движении  $\Phi(x, z) = \text{const}$  взаимно ортогональны. Сетка, образованная семейством линий тока и ортогональным семейством равного потенциала, называется **гидродинамической**.

Напомним, что поскольку векторы скорости являются касательными к линиям тока, перетекания жидкости через линии тока быть не может.

Наметим на рис. 28.4 первую линию тока, проходящей через начало координат. Поскольку боковое перетекание жидкости через линии тока, а также разрывы и пустоты в жидкости отсутствуют, расход, проходящий между точкой  $O$  и точками  $D, D_1, D_2$  и т. д. на любой выбранной линии тока (в данном случае линии 2—2) через сечения  $OAD, OBD, OD_1, OD_2$  и т. д., будет одним и тем же. Следовательно, при перемещении точки  $D$  вдоль линии тока расход, проходящий через любое сечение, соединяющее точку на данной линии тока с точкой  $O$ , не изменится и линии тока можно рассматривать как линии равных расходов (при плоском движении — удельных расходов).

Но, как известно, линии тока являются линиями равных значений функции тока.

Расход, проходящий между двумя бесконечно близко расположенными друг к другу линиями тока, равен

$$dq = d\psi = \frac{\partial\psi}{\partial x} dx + \frac{\partial\psi}{\partial z} dz.$$

Тогда расход, проходящий между двумя линиями тока, равен разности значений функций тока на этих линиях тока. Условно приняв одну из линий тока нулевой, обозначим значение функции тока на ней через  $\psi_0$ . Тогда удельный расход между любой ( $n$ -й) линией тока и нулевой линией тока

$$q_{n-0} = \psi_n - \psi_0.$$

Линии тока удобно проводить так, чтобы между двумя соседними линиями проходил один и тот же расход, т. е. чтобы разность между двумя соседними линиями тока была одной и той же. Тогда скорость обратно пропорциональна расстоянию по нормали между двумя соседними линиями тока. Поэтому при одинаковом расходе, проходящем между указанными линиями тока, сближение линий тока свидетельствует об увеличении скорости, а разрежение линий тока — об уменьшении скорости.

### 28.3. Граничные условия

Интегрирование уравнения Лапласа можно выполнять при определенных граничных условиях, которые зависят от вида решаемой задачи. Если бы движение было неустановившимся, необходимы были бы и начальные условия, определяющие состояние

движения в некоторый момент времени. При потенциальном движении идеальной жидкости в канале или при обтекании неподвижного твердого тела с заданной на бесконечности скоростью  $u_\infty$  граничное условие на поверхности тела

$$u_n = \frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0,$$

т. е. нормальная составляющая скорости на стенке равна нулю. При обтекании тела на бесконечности частные производные от потенциала скорости по координатам равны

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = u_\infty \cos(\widehat{u_\infty, OX}); \quad \frac{\partial \Phi}{\partial y} = u_\infty \cos(\widehat{u_\infty, OY});$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = u_\infty \cos(\widehat{u_\infty, OZ}).$$

Граничные условия могут быть выражены и через функции тока. Так как в идеальной жидкости любая твердая поверхность является поверхностью тока (векторы скорости касательны к ней), то условие  $\psi = \text{const}$  на поверхности также является граничным. Наконец, граничным условием на свободной поверхности жидкости является постоянство давления на этой границе.

При плоском потенциальном движении грунтовых вод могут быть приняты следующие граничные условия по водонепроницаемым участкам — поверхности слабо проницаемого или непроницаемого грунта (водоупора) на границе области движения, а также по подземному контуру водонепроницаемого гидротехнического сооружения.

Водонепроницаемые участки являются линиями тока, для которых функции тока  $\psi = \text{const}$ , причем значения постоянной различны для каждой из границ. На линии подземного контура водонепроницаемого гидротехнического сооружения (например, бетонной плотины) функция тока  $\psi = 0$ , а на поверхности водоупора  $\psi = q$  — удельному расходу (рис. 28.5 и 28.6).

Водопроницаемые участки [смоченные откосы земляных плотин, дно в верхнем и нижнем бьефах (при наличии воды), подводные границы дренажных каналов и т. п.] характеризуются тем, что на них давление распределяется по гидростатическому закону, т. е.  $H = z + p/\rho g = \text{const}$  и соответственно  $\Phi = kH = \text{const}$ . Согласно ранее выведенному положению скорость нормальна к поверхностям равного давления.

В верхнем бьефе земляной плотины на рис. 28.5  $H = H_1$  и  $\Phi = kH_1$ , в нижнем бьефе  $H = H_2$  и  $\Phi = kH_2$ .

Свободная поверхность грунтового потока или поверхность депрессии на рис. 28.5 характерна тем, что форма практически всегда до отыскания решения задачи не известна и ее определяют. На этой поверхности давление постоянно и равно атмосферному. Так как  $\Phi = -kH =$

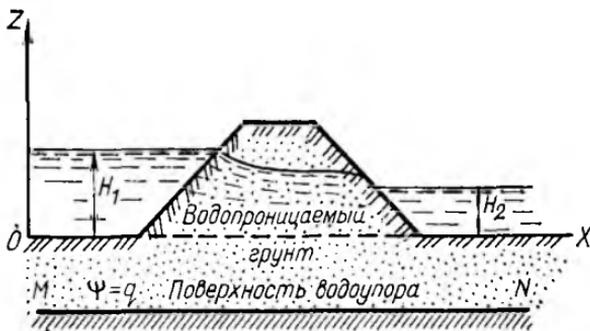


Рис. 28.5

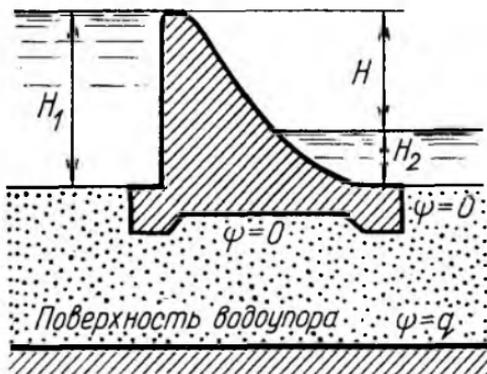


Рис. 28.6

$= -k(z + p/\rho g)$ , то при  $p = p_{ат} = \text{const}$   $\Phi = kz = \text{const}$ , т. е. напор  $H$  и потенциал скорости  $\Phi$  на свободной поверхности линейно изменяются с изменением  $z$ .

Участки высачивания могут наблюдаться при выходе кривой депрессии на низовой откос земляной плотины в точке  $A$  выше уровня воды в нижнем бьефе, а также при выходе кривой депрессии выше уровня воды в водозаборных скважинах, в дренажных каналах. На таких участках давление равно атмосферному и  $H = z$ , а  $\Phi = kz$ , т. е.  $H$  и  $\Phi$  по высоте изменяются линейно на этих участках.

Отметим, что неучет участков высачивания при определении притока грунтовых вод к скважинам и дренажным каналам, так же как и в других случаях, не приводит к погрешностям, так как уравнение Дюпюи дает точные результаты. Очертания кривой депрессии, особенно вблизи скважин и дренажных каналов, с учетом высачивания должны изменяться.

## 28.4. Примеры потенциального движения воды в гидротехнических сооружениях

Движение может считаться потенциальным, если выполняются условия (28.1). Но можно указать практически приемлемый признак, позволяющий определить, является ли движение потенциальным (безвихревым), при изучении гидравлики гидротехнических сооружений. Если линии тока интенсивно сходятся (рис. 28.7) и распределение скорости зависит от формы ограничивающих поток стенок, а не от их шероховатости, движение можно считать при соответствующем обосновании потенциальным.

При заметно расходящихся линиях тока или в случаях, когда не выполняется указанное условие о распределении скоростей, движение не является потенциальным. Вместе с тем укажем, что в зависимости от рассматриваемой задачи один и тот же поток может считаться вихревым или потенциальным. Так (рис. 28.8), движение при подходе к отверстию в стенке большого резервуара, где скорости очень малы, — потенциальное, и это предположение справедливо при изучении, например, давления на стенку. Но для изучения расхода и коэффициента расхода движение нельзя считать потенциальным, так как в отношении этих параметров завихренность играет существенную роль.

На основе решения задач о потенциальном движении предложены, например, очертания входных частей глубинных водопускных гидротехнических сооружений.

**Движение через водослив с острым ребром или практического профиля криволинейного очертания.** Для движения через водослив с острым ребром, рассматривая его как плоское потенциальное установившееся движение в условиях действия только силы тяжести и атмосферного давления, можно получить решение, которое определит очертания струи (верхнюю и нижнюю границы) и тем самым координаты для водослива практического профиля (рис. 28.9).

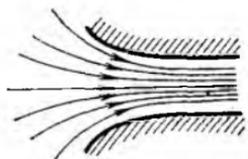


Рис. 28.7

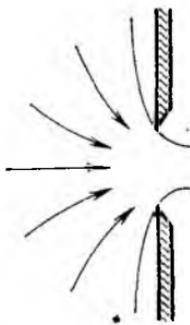


Рис. 28.8

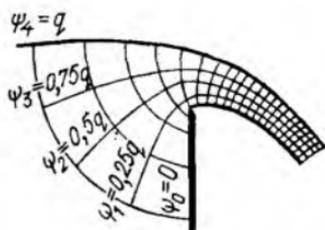


Рис. 28.9

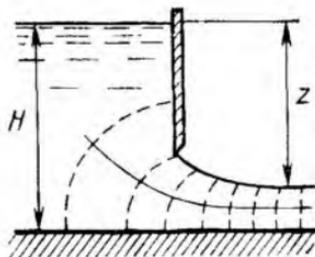


Рис. 28.10

Используем уравнения Лапласа

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0;$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0,$$

где  $\Phi$  и  $\psi$  — потенциал скорости и функция тока. Решение должно удовлетворять граничным условиям. Скорость частицы жидкости на верхней и нижней границах струи, находящейся под атмосферным давлением, равна

$$u = \sqrt{2gh},$$

где  $h$  — разность отметок уровня воды в верхнем бьефе и в данной точке.

Если принять нижнюю границу струи за нулевую линию тока  $\psi = 0$ , на верхней границе  $\psi = q$  ( $q$  — удельный расход, переливающийся через водослив). Глубина перед вертикальной стенкой принята бесконечно большой, направление линий тока при подходе к водосливу радиальное. Начало очертания струи принимается в том створе, где уровень воды в верхнем бьефе еще не начал снижаться. Полученное решение позволяет построить гидродинамическую сетку, состоящую из линий тока, характеризующих удельный расход, проходящий между нулевой линией тока  $\psi = 0$  и линиями тока  $\psi_1 = 0,25q$ ;  $\psi_2 = 0,5q$ ;  $\psi_3 = 0,75q$  и  $\psi_4 = q$ , и линий равного потенциала (см. рис. 28.9). Координаты рассчитанной струи весьма удовлетворительно совпали с экспериментально найденными.

Отметим, что движение является потенциальным лишь вблизи оголовка водослива. На некотором расстоянии ниже оголовка начинает развиваться турбулентный пограничный слой с высокой завихренностью, который увеличивается по мере удаления вниз по направлению движения. Затем может начаться аэрация.

**Истечение жидкости из-под плоского вертикального затвора.** При достаточно больших скоростях считают, что движение потенциальное и, следовательно, справедливо уравнение Лапласа. Граничные условия определяются следующим образом. Скорость на

свободной поверхности  $u = \sqrt{2g(H-z)}$ . Свободная поверхность и граница дна за затвором являются граничными линиями тока. В результате при  $z \ll H$  часто принимают скорость на свободной поверхности в нижнем бьефе вблизи затвора постоянной. Гидродинамическая сетка представлена на рис. 28.10.

### 28.5. Простейшие случаи плоских потенциальных потоков

Рассмотрим несколько случаев плоского потенциального движения, которые можно использовать при последующем изложении с целью получения решения для более сложных потоков.

**Прямолинейное движение с параллельными линиями тока.** Если линии тока параллельны оси  $OX$ , то

$$\left. \begin{aligned} u &= u_x = \text{const}; & u_z &= 0; \\ d\psi_x &= -u_x dz = 0; \\ \psi_x &= -u_x z = C. \end{aligned} \right\} \quad (28.19)$$

Если линии тока параллельны оси  $OZ$ , тогда

$$u_x = 0; \quad u = u_z; \quad d\psi_z = u_z x = C. \quad (28.20)$$

При параллельных линиях тока, наклоненных к осям координат,

$$d\psi = -u_x dz + u_z dx = 0; \quad \psi = -u_x z + u_z x = C, \quad (28.21)$$

или

$$\psi = \psi_x + \psi_y.$$

Поток с наклонными линиями тока можно считать результатом наложения двух потоков с линиями тока, параллельными осям координат. При этом функции тока складываются алгебраически. Учитывая (28.17), по найденным  $\psi$  можно определить потенциалы скорости.

Для движения, когда линии тока параллельны оси  $OX$ ,

$$d\Phi_x = -\frac{\partial\Phi_x}{\partial x} dx + \frac{\partial\Phi_x}{\partial y} dy = -u_x dx.$$

Для случая, когда линии тока параллельны оси  $OZ$ ,

$$d\Phi_z = \frac{\partial\Phi_z}{\partial x} dx + \frac{\partial\Phi_z}{\partial y} dy = -u_z dz.$$

Для наклонных линий тока

$$d\Phi = \frac{d\Phi}{dx} dx + \frac{d\Phi}{dz} dz = -u_x dx - u_z dz.$$

Векторы скорости складываются геометрически. После интегрирования получим

$$\left. \begin{aligned} \Phi_x &= -u_x x; \\ \Phi_z &= -u_z z; \\ \Phi &= -(u_x x + u_z z). \end{aligned} \right\} \quad (28.22)$$

Линии тока и линии равных потенциалов ортогональны. Каждая из указанных линий характеризуется постоянным на ней значением  $\psi$  или  $\Phi$ .

На рис. 28.11 дана гидродинамическая сетка для движения, когда линии тока параллельны оси  $OX$ .

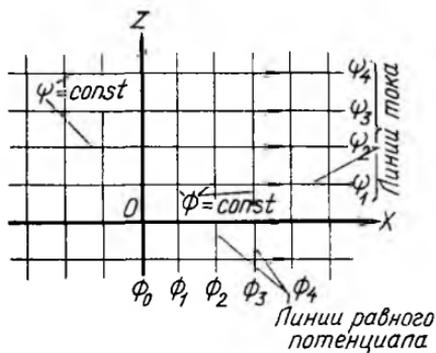


Рис. 28.11

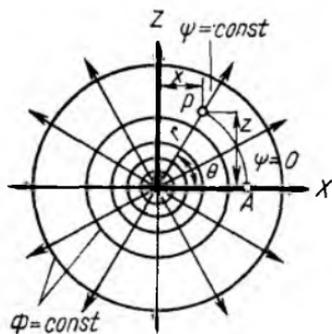


Рис. 28.12

**Источники и стоки.** Источником — точка, из которой симметрично по радиальным направлениям вытекает жидкость, сток — точка, поглощающая жидкость, симметрично притекающую к стоку по радиусу со всех сторон. В этом случае линии тока — полупрямые с постоянными для каждой линии тока значениями  $\psi$ . При постоянном расходе жидкости, вытекающей из источника, равном  $Q$ , скорость на расстоянии  $r$  от источника равна

$$u = \frac{Q}{2\pi r} = \frac{q}{r},$$

где  $q = Q/2\pi$ .

Приняв на положительном луче оси  $Ox$  значение  $\psi = 0$ , найдем расход, проходящий через сечение  $AP$  (рис. 28.12):

$$-\frac{Q}{2\pi r} r\theta = -q\theta.$$

Тогда для источника

$$\psi_{\text{ист}} = -\frac{Q}{2\pi} \theta = -\frac{Q}{2\pi} \operatorname{arctg} \frac{z}{x}, \quad (28.23)$$

где  $-\pi \leq \theta \leq \pi$ .

Потенциал скорости вследствие симметричности поля скоростей зависит только от  $r$ . По (28.4)

$$u_r = -\frac{d\Phi}{dz} = -\frac{d\Phi}{dz}.$$

Расход

$$Q = 2\pi r u_r = -2\pi r \frac{d\Phi}{dr}.$$

Тогда

$$\Phi_{\text{ист}} = -\frac{Q}{2\pi} \ln r = -\frac{Q}{2\pi} \ln \sqrt{x^2 + z^2}. \quad (28.24)$$

Для стока знаки в формулах для  $\psi$  и  $\Phi$  изменяются на обратные:

$$\psi_{\text{ст}} = \frac{Q}{2\pi} \theta = \frac{Q}{2\pi} \operatorname{arctg} \frac{z}{x}; \quad (28.25)$$

$$\Phi_{\text{ст}} = \frac{Q}{2\pi} \ln r = \frac{Q}{2\pi} \ln \sqrt{x^2 + z^2}. \quad (28.26)$$

Линии равных потенциалов для источника и для стока — окружности

$$x^2 + z^2 = r^2,$$

где  $r = \exp(C2\pi/Q)$ , а  $C$  — соответствующее на каждой указанной линии значение  $\Phi$ .

## 28.6. Неплavno изменяющееся напорное движение грунтовых вод

Такое движение наблюдается, когда фильтрация происходит под водонепроницаемым бетонным сооружением. Снизу область фильтрационного движения ограничена водоупором (рис. 28.6). Область движения — многоугольник, движение — напорное, линии тока заметно искривлены, что свидетельствует о неплавной изменемости движения. Живые сечения — криволинейной поверхности, местные скорости различны даже в пределах одного живого сечения и являются функциями координат (для плоского движения — только двух координат).

Решение уравнений Лапласа затруднено вследствие сложности очертаний подземного контура гидротехнических сооружений. Уравнения Лапласа для потенциального плоского движения решаются с помощью следующих основных способов: аналитического, способа аналогий и графического.

Аналитический способ требует использования довольно сложных методов теории функций комплексного переменного, конформных отображений, фрагментов и т. п. Аналитические решения развиты академиками Н. Н. Павловским, П. Я. Полубариновой-Кочиной и многими другими советскими учеными. Н. Н. Павловским была доказана единственность решения рассматриваемой задачи о напорной фильтрации под гидротехническими сооружениями. Поскольку аналитические решения не всегда могут быть применены, особенно при сложных очертаниях подземного контура сооружения, широко применяются приближенные методы, в которых с помощью аналогии или графически строятся гидродинамические сетки движения, по которым определяются необходимые параметры, характеризующие движение.

Способ аналогий основан на том, что некоторые физические явления подчиняются уравнению Лапласа, причем в отличие от фильтрации в этих явлениях гораздо проще измерять значения определяемой функции. Например, экспериментальное изучение изменений потенциалов однородного электрического поля выполняется легче, чем определение потенциала в различных точках фильтрационного потока.

Метод ЭГДА (метод электродинамических аналогий) разработан Н. Н. Павловским в 1918 г. Он наиболее широко применяется при изучении фильтрационных задач. Аналогия между движением электрического тока в однородном поле и потенциальным движением несжимаемой жидкости характеризуется данными, приведены в табл. 28.1.

Если рассматривается плоское движение на модели, обычно применяется электропроводная бумага или фольга с различной удельной электрической проводимостью (с различным удельным сопротивлением). Если область фильтрации характеризуется постоянным значением коэффициента фильтрации, удельная электрическая проводимость материала модели должна быть постоянной.

Если рассматривается область фильтрации, состоящая из нескольких слоев с различными коэффициентами фильтрации, это должно быть отражено на модели: электропроводящая область должна быть составлена из слоев такой же конфигурации с различной удельной электрической проводимостью, причем соотношение удельной электрической проводимости в слоях на модели не должно быть таким же, как и соотношение коэффициентов фильтрации слоев. Такое «слоистое» строение области движения электрического

Таблица 28.1

Обозначение	Движение жидкости	Движение электрического тока
$H$	Напор	Электрический потенциал
$\Phi$	Потенциал скорости	Приведенный электрический потенциал
$\Phi = \text{const}$	Поверхность живого сечения потока, поверхность равного потенциала	Поверхность равного электрического потенциала
$u = \text{grad } \Phi;$	Вектор скорости	Вектор плотности электрического тока
$u_x = -\frac{\partial \Phi}{\partial x};$		
$u_z = -\frac{\partial \Phi}{\partial z}$		
$u_x = -\frac{\partial \psi}{\partial z};$	Функция тока	Функция электрического тока
$u_z = \frac{\partial \psi}{\partial x}$		
$\psi = \text{const};$	Линия тока или непроницаемая граница	Линия тока или изолирующая граница
$\frac{\partial \psi}{\partial n} = \text{const}$		
$k$	Коэффициент фильтрации	Удельная электрическая проводимость

тока обеспечивается склеиванием электропроводной бумаги с необходимыми значениями удельного сопротивления.

Граничные условия на модели ЭГДА соответствуют граничным условиям в области фильтрации. Условие  $\Phi = \text{const}$  обеспечивается постоянством электрического потенциала на соответствующей границе на модели, условие

$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0$  и  $\psi = \text{const}$  на непроницаемых границах и на свободной поверхности соответствует изоляции на участке контура модели, где это необходимо; изменению потенциала в соответствии с уравнением  $\Phi = kz$  отвечает линейное распределение электрического потенциала.

Если для потока жидкости и электрического тока обеспечить одинаковые граничные условия, сетки движения в обоих рассматриваемых случаях будут одинаковыми. При этом расположение линий равного потенциала и линий тока не зависит от коэффициента фильтрации (удельной электрической проводимости), напора (разности электрических потенциалов), а зависит (в однородном грунте) только от конфигурации области фильтрации (области, где происходит движение электрического тока).

При исследовании фильтрации, например, под бетонным гидротехническим сооружением с двумя рядами шпунтов (рис. 28.13, а) создается геометрически подобная модель (рис. 28.13, б), на которой плоский проводник соответствует водонепроницаемым грунтам, а изолирующие границы — водонепроницаемым контурам  $C_0$  и  $C_3$ , на контурах  $C_1$  и  $C_2$  поддерживаются

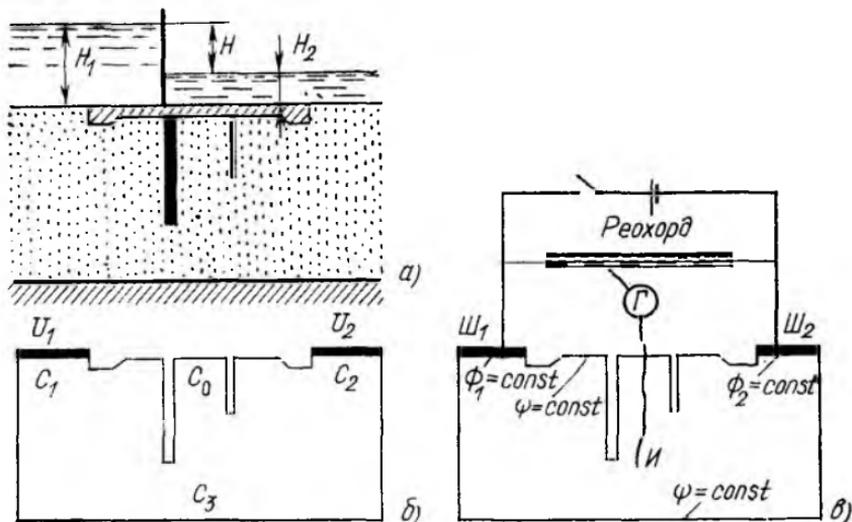


Рис. 28.13

электрические потенциалы  $u_1$  и  $u_2$ , разность которых соответствует на основе разбираемой аналогии разности напоров  $H$ .

При выполнении этих условий падение электрического потенциала на линии  $C_0$  (подземный контур сооружения) на модели будет точно соответствовать падению напора по этому же контуру в натуре. При этом движение электрического тока от контура  $C_1$  к контуру  $C_2$  будет точно соответствовать движению грунтовых вод под гидротехническим сооружением. С помощью модели, основанной на электрогидродинамической аналогии, определяются точки равного потенциала, а затем строятся линии равных потенциалов (равных напоров). Измерения потенциалов производятся с помощью мостовой схемы, одна из ветвей которой — плоский проводник (модель области изучаемого движения), а вторая — проградунированный реохорд (или образцовый делитель — агометр).

Принципиальная схема установки ЭГДА показана на рис. 28.13, в. Электрический ток подведен через металлические шины  $\text{Ш}_1$  и  $\text{Ш}_2$ , плотно прижимаемые к плоскому проводнику. Разность электрических потенциалов на шинах соответствует напору  $H$  (для сооружения, показанного на рис. 28.13, а,  $H = H_1 - H_2$ ). В диагональ моста включается один из индикаторов нуля — при постоянном токе это обычно гальванометр  $\Gamma$ . При использовании установок с переменным током вместо гальванометров применяют осциллографы. Подвижный контакт реохорда через гальванометр соединен с иглой  $\text{И}$ , которую можно соединить с любой точкой плоского проводника. Если подвижный контакт установить на определенном делении реохорда и тем самым зафиксировать отношение сопротивлений в реохорде и отношение падений электрического потенциала в первой части моста при данном положении подвижного контакта и если на второй части моста (в плоском проводнике) при касании иглы в какой-то точке гальванометр даст нулевое показание, это будет означать, что отношение потенциалов в этой точке и в точке, где расположен на реохорде подвижный контакт, одинаково. Перемещая иглу при данном положении передвижного контакта, найдем ряд точек с одинаковым относительным потенциалом. Соединив эти линии, получим линию равного потенциала.

Установив новое положение подвижного контакта и перемещая иглу, можно построить следующую линию равного потенциала.

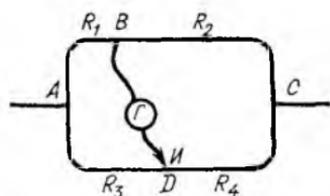


Рис. 28.14

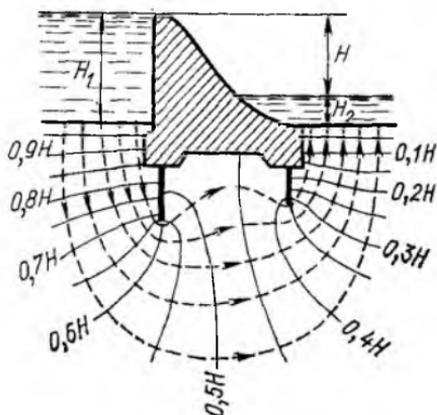


Рис. 28.15

Поясним это на простой схеме моста (рис. 28.14). Если гальванометр показывает отсутствие тока, то

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{u_A - u_B}{u_B - u_C} = \frac{u_A - u_D}{u_D - u_C} = \frac{R_3}{R_4},$$

т. е. если установить на одной ветви моста (на реохорде) какое-то отношение сопротивлений, на другой ветви (в плоском проводнике) получим такое же отношение потенциалов.

Линии тока строят графически, используя свойства гидродинамической сетки, их можно получить и непосредственно на установке ЭГДА. Для этого необходимо сделать непроницаемые границы проницаемыми и поменять места шин. На тех границах, где было  $\Phi = \text{const}$ , необходимо обеспечить

условие  $\psi = \text{const}$  и  $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = \text{const}$ ; там, где было граничное условие  $\psi = \text{const}$  и  $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = \text{const}$ , необходимо обеспечить  $\Phi = \text{const}$ .

С помощью ЭГДА можно строить также и кривые свободной поверхности грунтового потока, применяя способ последовательного приближения.

Применяются установки ЭГДА, где электрическое поле, моделирующее область изучаемого потенциального движения, создается в ваннах, заполненных жидким электролитом с малой концентрацией раствора медного купороса или соляной кислоты, или поваренной соли и т. п.

В настоящее время метод ЭГДА широко применяется не только при исследованиях фильтрации, но и для различных электро- и гидрорегуляторов для решения задач потенциального движения жидкости и в том числе фильтрационных задач.

Метод МАГДА или МАГА (метод магнитогидродинамической аналогии), основан на том, что скалярный потенциал магнитного поля  $\Phi_M$  (аналог потенциала скорости  $\Phi$ ) в среде с постоянной магнитной проницаемостью также удовлетворяет уравнению Лапласа

$$\frac{\partial^2 \Phi_M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi_M}{\partial z^2} = 0.$$

Напряженность магнитного поля  $H_M$  (аналог скорости движения) представлена ее компонентами

$$H_{Mx} = -\frac{\partial \Phi_M}{\partial x}; \quad H_{Mz} = -\frac{\partial \Phi_M}{\partial z},$$

которые могут быть измерены с помощью специальных измерительных катушек.

Метод МАГА разработан А. Н. Патрашевым. Он особенно эффективен при изучении обтекания тел и потенциального движения сжимаемой жидкости. Модель изготавливается из листовой мягкой стали, на границах устанавливаются электромагниты.

Графический способ. Гидродинамическая сетка движения характеризуется, как известно, ортогональностью линий тока и линий равного потенциала и, кроме того, постоянством отношения отрезков, проведенных через середины сторон ячеек сетки. Обычно это отношение принимается равным единице. В этом случае гидродинамическая сетка называется квадратичной. Эти свойства используются при графическом построении гидродинамической сетки движения. Принимаются обычные граничные условия, нулевая линия тока — подземный контур сооружения, последняя линия тока — линия водоупора. Первая линия равного потенциала — дно верхнего бьефа, последняя линия равного потенциала — дно нижнего бьефа. При этом учитываем, что линии равного потенциала (напора) нормальны к первой и последней (водоупор) линиям тока, а линии тока нормальны к поверхности дна в верхнем и нижнем бьефах.

Построение гидродинамической сетки начинается с проведения приблизительного очертания линий тока. Можно провести вначале одну линию тока, ближайшую к подземному контуру, а можно и несколько. На линии подземного контура  $\psi_0 = q_0 = 0$ ; на линии водоупора  $\psi = q$ , причем само значение удельного расхода еще не известно. Далее разбивают первую ленту расхода (между соседними линиями тока) на криволинейные квадраты. Уточняя очертание этих квадратов, так чтобы средние линии их были равными, а углы — прямыми, получаем очертание сетки движения в первой ленте. Переходя далее ко второй и последующим лентам расхода и уточняя очертания всех криволинейных квадратов, можно построить сетку движения. При этом последняя линия тока, полученная в результате построения, должна совпасть с линией водоупора. Если это не достигнуто, надо корректно построить.

Сетка может уточняться и на основе правила, согласно которому при удовлетворительном построении сетки движения диагонали ячеек этой сетки должны сами образовывать ортогональную сетку.

Если рассматривается напорная фильтрация под гидротехническим сооружением в грунте бесконечной глубины, обычная область фильтрации ограничивается полуокружностью с радиусом, равным примерно трем длинам подземной части сооружения. Соответственно ограничивается и область построения гидродинамической сетки движения.

Пример построенной гидродинамической сетки приведен на рис. 28.15 (грунт бесконечной глубины). Линии равных напоров проведены через 0,05  $H$ . Рассмотрим выполнение фильтрационных расчетов с помощью построенной гидродинамической сетки.

Удельный (на 1 м ширины потока) расход, проходящий через одну ленту,

$$\Delta q = k \Delta s \Delta H / \Delta s = k \Delta H, \quad (28.27)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации;  $\Delta s$  — длина стороны ячейки сетки (квадрата);  $\Delta H$  — падение напора в ячейке сетки (между двумя соседними линиями равного напора);  $\Delta H / \Delta s$  — осредненный гидравлический уклон в пределах ячейки.

Если число ячеек (квадратов) в ленте расхода  $n$ , а напор на сооружении  $H$  (разность отметок уровней воды в верхнем и нижнем бьефах), тогда

$$\Delta H = H/n. \quad (28.28)$$

Если число лент расхода  $m$ , фильтрующий расход, проходящий под сооружением,

$$q = \Delta q m = k \frac{m}{n} H. \quad (28.29)$$

В зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф особенно важно определить скорости на выходе, так как в этой зоне возможен вынос частиц грунта фильтрационным потоком в нижний бьеф.

Средняя скорость в ячейке на выходе

$$v_{\text{вых}} = \Delta q / \Delta s_{\text{вых}}$$

Так как  $\Delta q = kH/n$ , то

$$v_{\text{вых}} = \frac{kH}{n \Delta s_{\text{вых}}}, \quad (28.30)$$

где  $\Delta s$  — длина нормальной к направлению выходной скорости стороны ячейки.

Гидравлический уклон (градиент напора) в зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф можно найти как

$$J_{\text{вых}} = \frac{\Delta H}{\Delta s_{\text{вых}}} = \frac{H}{h \Delta s_{\text{вых}}}, \quad (28.31)$$

при этом должно быть

$$J_{\text{вых}} \leq J_{\text{вых. кр}}$$

где  $J_{\text{вых. кр}}$  — критический градиент напора для этих зон, определяемый по табл. 28.2.

Т а б л и ц а 28.2

Грунт основания	$J_{\text{вых. кр}}$	Грунт основания	$J_{\text{вых. кр}}$
Глина	1,2	Песок среднезернистый	0,38
Суглинок	0,65	Песок мелкозернистый	0,29
Песок крупнозернистый	0,45		

## 28.7. Контрольные вопросы

1. Какое движение называется потенциальным?
2. Назовите случаи, когда движение можно считать потенциальным.
3. Как связаны между собой частные производные от проекций местных скоростей по координатам (при установленном потенциальном движении)?
4. Опишите основные характеристики потенциала скорости.
5. Как расположены в пространстве при потенциальном движении линии тока и поверхности равного потенциала?
6. Чему равны проекции местных скоростей при движении грунтовых вод (ламинарная фильтрация)? Чему равен в этом случае потенциал скорости?
7. Какая функция называется функцией тока?
8. Как определяется расход при потенциальном движении грунтовых вод (плоское движение)?
9. Опишите основные свойства гидродинамической сетки.
10. Как изменяются граничные условия в различных случаях плоского потенциального движения грунтовых вод?
11. Запишите уравнение Лапласа для потенциала скорости и функции тока.
12. Разберите примеры потенциального движения воды в пределах гидротехнических сооружений.
13. В чем заключается метод ЭГДА?
14. Укажите, между какими величинами при потенциальном движении жидкости и электрического тока проводятся аналогии?

15. Опишите принципиальную схему установки ЭГДА. Как строится гидродинамическая сетка с помощью метода ЭГДА и графическим способом?

16. Как определяется фильтрационный расход? Как определяются средняя скорость и гидравлический уклон в области выхода фильтрационного потока в нижний бьеф?

## Глава 29

# ОСНОВЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ЯВЛЕНИЙ

## 29.1. Моделирование гидравлических явлений. Законы подобия

Наряду с аналитическими расчетами гидравлических задач широко применяются экспериментальные исследования гидравлических явлений, происходящих при движении жидкости. Сочетание теоретических расчетов и экспериментальных данных позволяет получать надежные и точные результаты для последующего их использования. В ответственных случаях гидравлические исследования сооружений являются обязательными, как это требуется нормативами на проектирование гидротехнических сооружений.

Обычно гидравлические исследования явлений, происходящих в натуральных условиях (в н а т у р е), проводятся в лабораториях на моделях. При этом явление воспроизводится в том или ином масштабе, в соответствии с правилами моделирования, излагаемыми ниже.

В результате исследований на моделях получают поправочные коэффициенты к теоретическим формулам или эмпирические формулы, отражающие зависимости между отдельными параметрами, которые характеризуют изучаемое явление. Различают физическое, аналоговое и численное моделирование.

При физическом моделировании на модели исследуется явление, имеющее такую же физическую природу, что и происходящее в натуре (например, истечение воды через водослив в натуре и на модели).

В последние годы развивается автоматизация лабораторных исследований с помощью ЭВМ и измерительно-управляющих комплексов. Если явления в натуре и на модели имеют различную физическую природу, но описываются аналогичными системами математических уравнений, моделирование называется а н а л о г о в ы м, например изучение напорного движения грунтовых вод с помощью метода ЭГДА (см. гл. 28).

Аналоговое моделирование успешно выполняется и с помощью аналоговых вычислительных машин (АВМ), каждая из которых предназначена (в данном конкретном комплекте устройств) для решения определенного типа задач.

Физическое моделирование можно рассматривать как частный случай аналогового моделирования, когда явления однородные.

Численное моделирование представляет собой решение гидравлических задач с помощью численных методов на ЭВМ без выполнения лабораторных исследований.

Часто исследования проводятся с применением различных видов моделирования (например, совместное использование физического и численного моделирования).

В основе моделирования лежат общие условия механического подобия. Явления будут механически подобны в том случае, если в них одинаково отношение всех геометрических элементов — размеров, расстояний, перемещений, одинаково отношение плотностей, кинематических параметров и сил, действующих в соответственных точках и направлениях.

Для полного механического подобия явлений (потоков) необходимо их геометрическое, кинематическое и динамическое подобие.

Геометрическое подобие служит основой для кинематического и динамического подобия.

Два потока (явления) геометрически подобны, если между их соответствующими линейными размерами существует постоянное отношение

$$l_n/l_m = M_l, \quad (29.1)$$

где  $M_l$  — геометрический линейный масштаб модели, показывающий, во сколько раз геометрические линейные размеры модели изменены по сравнению с натурой; индексом «н» обозначены параметры, относящиеся к натуре, а индексом «м» — относящиеся к модели.

Тогда отношение площадей можно записать так:

$$\omega_n/\omega_m = M_\omega = M_l^2$$

и отношение объемов

$$W_n/W_m = M_W = M_l^3.$$

В геометрически подобной модели русла все размеры, в том числе и высота  $\Delta$  выступов шероховатости, должны быть меньше, чем в натуре, в  $M$  раз, и, следовательно, в подобных потоках относительная шероховатость  $\Delta/R$  такая же, как и в натуре:

$$\Delta/R = \text{idem.}$$

Два потока (явления) кинематически подобны, если (для установившегося движения) траектории, описываемые двумя сходственными частицами обоих потоков, геометрически подобны. В этом случае геометрически подобны и линии токов, проходящие через сходственные точки пространства обоих потоков.

Если некоторая жидкая частица в натуре за интервал времени  $T_n$  проходит участок траектории  $l_n$ , для подобия необходимо, чтобы соответственная жидкая частица на модели проходила за некоторое

(другое) время  $T_m$  отрезок траектории  $l_m$ , геометрически подобный и ориентированный подобно отрезку  $l_n$ . При этом отношение между интервалами времени

$$T_n/T_m = M_t, \quad (29.2)$$

где  $M_t$  — масштаб времени, одинаковый для любой пары сходственных точек обоих потоков.

Скорости сходственных точек двух кинематически подобных потоков должны быть связаны друг с другом следующим отношением:

$$v_n/v = M_v, \quad (29.3)$$

а ускорения — соотношением

$$j_n/j_m = M_j, \quad (29.4)$$

где  $M_v$ ,  $M_j$  — масштабы скорости и ускорения, одинаковые для любой пары сходственных точек. Скорости и ускорения должны быть представлены одинаково ориентированными в пространстве векторами.

Для динамического подобия необходимо, чтобы все силы одинаковой природы, действующие на любую пару сходственных элементов, отличались друг от друга лишь постоянными масштабами (были подобны). Если на некоторый элемент потока в натуре действует сила  $P_n$ , а на сходственный элемент потока на модели действует одинаковая по природе с ней сила  $P_m$ , тогда

$$P_n/P_m = M_p, \quad (29.5)$$

где  $M_p$  — масштаб сил, одинаковый для любой пары сходственных точек.

Потоки жидкости, удовлетворяющие одновременно условиям геометрического, кинематического и динамического подобия, называются гидродинамически подобными потоками, а коэффициенты пропорциональности  $M_l$ ,  $M_t$ ,  $M_v$ ,  $M_p$  и т. д. — масштабными множителями.

Выбор всех масштабных множителей для подобных потоков не является произвольным. Между ними имеется определенная связь.

Как известно, равнодействующую всех сил, действующую на произвольно взятую жидкую частицу, можно выразить через произведение массы на ускорение, причем массу представим как произведение плотности на объем. Тогда равнодействующие силы, действующие на две сходственные жидкие частицы в натуре и на модели, могут быть представлены в виде

$$P_n = \rho_n W_n j; \quad P_m = \rho_m W_m j.$$

Их отношение, выраженное в масштабных множителях, имеет вид

$$P_n/P_m = M_p = M_\rho M_l^3 M_j.$$

Масштабный множитель ускорения можно выразить через масштабные множители  $M_l$  и времени  $M_t$ , а именно

$$M_j = M_l M_t^{-2}.$$

Тогда

$$M_p = M_\rho M_l^4 M_t^{-2}. \quad (29.6)$$

Если в уравнение (29.6) ввести масштабный множитель скорости, то, подразумевая, что  $M_v = M_l/M_t$ , получим

$$M_p = M_\rho M_l^2 M_v^2 \quad (29.7)$$

или

$$M_p M_\rho^{-1} M_l^{-2} M_v^{-2} = 1. \quad (29.8)$$

Это выражение есть закон подобия Ньютона в масштабных множителях.

Заменив масштабные множители соответствующими отношениями из (29.8), получим

$$\frac{P_n}{\rho_n l_n^2 v_n^2} = \frac{P_m}{\rho_m l_m^2 v_m^2}$$

или

$$Ne_n = Ne_m,$$

где  $Ne = \frac{P}{\rho l^2 v^2}$  — критерий Ньютона.

Таким образом, гидродинамическое подобие явлений требует равенства критериев Ньютона, соответствующих модели и натуре.

На основании уравнения (29.8) устанавливается отношение между действующими силами в подобных потоках. Если это отношение известно (оно зависит от природы действующих сил), при выбранном  $M_l$  и при заданных плотностях (в общем случае возможны разные жидкости, например вода и воздух) можно найти  $M_v$ , а затем  $M_t$ ,  $M_j$  и другие масштабные множители.

## 29.2. Критерии гидродинамического подобия

Движение жидкости в природе совершается под действием различных сил: тяжести, давления, трения (сопротивления), поверхностного натяжения, упругости. Влияние указанных сил проявляется в неодинаковой степени в различных явлениях. Одни явления протекают под преобладающим действием сил тяжести и сопротивления, другие — сил тяжести, сопротивления и поверхност-

ного натяжения или только сил тяжести и поверхностного натяжения и т. д.

Условия гидродинамического подобия модели и природы требуют равенства на модели и в натуре отношения всех сил, под действием которых протекает явление. Однако вследствие физических особенностей действующих сил выполнить это условие практически невозможно. Поэтому стремятся установить условия подобия или так называемые критерии подобия для частных случаев, когда в качестве преобладающей выступает какая-нибудь одна из действующих сил. Для обеспечения подобия необходимо также выполнение условий однозначности явлений в натуре и на модели.

В понятие условия однозначности входят геометрические границы потока, основные физические характеристики жидкости, начальные условия и условия на границах потока.

Безразмерные критерии подобия, полученные из параметров, входящих в условия однозначности, являются определяющими критериями подобия применительно к данной рассматриваемой задаче.

**Подобие потоков в случае преобладающего влияния сил тяжести.** В ряде гидравлических явлений преобладающими будут силы тяжести, например при истечении через водосливы и отверстия (при пренебрежимо малом влиянии сил вязкости и поверхностного натяжения).

Если  $P$  — сила тяжести, тогда

$$P = \rho g W.$$

Тогда отношение сил тяжести в натуре и на модели

$$M_P = P_n/P_m = M_\rho M_g M_l^3.$$

С учетом зависимости (29.7) получим

$$M_v^2 M_g^{-1} M_l^{-1} = 1 \quad (29.9)$$

или, заменяя масштабные множители соответствующими отношениями и учитывая, что  $l$  — характерный размер живого сечения,

$$v_n^2/(g_n l_n) = v_m^2/(g_m l_m). \quad (29.10)$$

Безразмерный комплекс  $v^2/gl$  есть критерий Фруда (см. § 7.2), который может служить критерием гравитационного подобия.

Следовательно, геометрически подобные потоки, в которых преобладает действие сил тяжести, можно считать динамически

добными, если будут равны числа Фруда для сходственных сечений обоих потоков:

$$Fr_n = Fr_m \quad \text{или} \quad Fr = idem.$$

Из (29.9) при  $g_n = g_m$ , т. е. при  $M_g = 1$ , следует

$$M_v = M_l^{0.5} \quad (29.11)$$

или

$$v_n = v_m M_l^{0.5}. \quad (29.12)$$

Отношение расходов жидкости в натуре и на модели при  $Fr = idem$

$$\frac{Q_n}{Q_m} = \frac{\omega_n v_n}{\omega_m v_m} = M_l^2 M_l^{0.5} = M_l^{2.5}. \quad (29.13)$$

Расход на модели при масштабе длин  $M_l$  должен быть в  $M_l^{2.5}$  раз меньше, чем в натуре.

Масштабный множитель для времени

$$M_t = M_l M_v^{-1} = M_l M_l^{-0.5} = M_l^{0.5}. \quad (29.14)$$

Следовательно, время протекания процесса в натуре будет  $\sqrt{M_l}$  раз больше, чем на модели.

Выше исходили из полного геометрического подобия природы и модели, в том числе и подобия граничных условий ( $\Delta/R = idem$ ).

**Подобие потоков при преобладающем влиянии сил сопротивления.** К таким явлениям относится, например, движение в реках, каналах, трубах. Под силами сопротивления понимаются силы как вязкостного, так и турбулентного сопротивления.

В общем виде силы сопротивления, проявляющиеся в потоке жидкости, выражаются как

$$T = \tau_0 \chi^l = \rho g R J \chi^l = \rho g \omega J l, \quad (29.15)$$

где  $\tau_0$  — касательное напряжение на стенке;  $\chi$  — смоченный периметр;  $l$  — длина рассматриваемого участка русла;  $J$  — гидравлический уклон.

Перепишем (19.15) в масштабных коэффициентах с учетом того, что  $M_\omega = M_l^2$  и для силы  $T$  справедлива формула (29.7). Тогда получим

$$M_J = M_v^2 M_l^{-1} M_g^{-1}. \quad (29.16)$$

Как известно, при любом режиме движения жидкости

$$J = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{v^2 \lambda}{8gR},$$

поэтому

$$M_J = M_v^2 M_C^{-2} M_R^{-1} = M_v^2 M_\lambda M_g^{-1} M_R^{-1}. \quad (29.17)$$

Сопоставляя (29.16) и (29.17) и полагая при геометрическом подобии  $M_R = M_l$ , находим  $M_\lambda$  или  $M_C = 1$ .

Условием гидродинамического подобия в этом случае является неизменность коэффициента Дарси  $\lambda$  (или коэффициента Шези  $C$ ):

$$\lambda = \text{idem} \quad \text{или} \quad C = \text{idem}$$

или

$$\lambda_n = \lambda_m \quad \text{и} \quad C_n = C_m.$$

Рассмотрим частный случай: движение в натуре турбулентное в квадратичной области сопротивления. В этом случае  $\lambda$  и  $C$  зависят только от относительной шероховатости русла  $\Delta/R$  и не зависят от числа  $Re$ . Тогда гидродинамическое подобие ( $\lambda_n = \lambda_m$ ) будет обеспечено, если  $(\Delta/R)_n = (\Delta/R)_m$ , что будет достигнуто при точном геометрическом подобии модели и природы.

Отметим, что если при создании модели оценивать шероховатость русла не по относительной шероховатости  $\Delta/R$ , а по коэффициенту шероховатости  $n$ , то из формулы

$$C = \frac{1}{n} R^y$$

получим

$$M_C = M_l^y / M_n,$$

но так как при  $M_g = 1$  и  $M_C = 1$ , то

$$M_n = M_l^y.$$

Следовательно, если коэффициент шероховатости в натуре  $n_n$ , то в геометрически подобной модели коэффициент шероховатости  $n_m$  должен быть меньше в  $M^y$  раз, т. е.

$$n_m = n_n M_l^{-y}. \quad (29.18)$$

С учетом (29.7) и (29.16), считая  $M_g = 1$ , найдем

$$M_J = M_v^2 M_l^{-1} M_g^{-1} = 1$$

или

$$J_m = J_n.$$

### 29.3. Гидравлика и охрана внешней среды

Рассмотрим некоторые гидравлические явления и процессы с точки зрения задач охраны окружающей человека природной (внешней) среды. Краткое перечисление явлений, приводимое ниже, не преследует цели изложить способы решения, а лишь направлено на описание их с тем, чтобы привлечь внимание читателей. Тем более, что в ряде случаев общепризнанные и однозначные решения пока отсутствуют.

**Распространение стратифицированных потоков.** При распространении втекающей жидкости в водоемах, водохранилищах, морях и водотоках часто наблюдаются случаи, когда плотность втекающей жидкости может отличаться от плотности жидкости в водоеме или водотоке. В таких случаях говорят о наличии плотностной стратификации. Примерами могут служить: растекание пресных речных вод в море, более теплой струи после ТЭС или АЭС (струя вытекает в пруд-охладитель или в водохранилище), растекание более холодной струи в водоеме или более соленой струи (дренажно-коллекторных вод) в реке или водохранилище. К рассматриваемым явлениям относятся также случаи распространения сбросных вод в реках и водохранилищах, а также в морях, когда различия плотностей втекающей жидкости и «принимающей» жидкости обусловлено не только различием солености или температур, но и различием в концентрации взвесей, содержащихся в сбрасываемой воде.

Это могут быть также случаи перемещения придонного «плотностного» или «мульевого» потока, характеризующегося высокими значениями концентрации наносов, в водохранилищах и отстойниках; движение и перемешивание слоев воды с различной температурой и плотностью в зимних условиях в водохранилищах и реках и некоторые другие. При применении средств в гидромеханизации, в том числе при намыве пульпы в воду, а также при гидравлических промывках донных отложений в реках и водохранилищах концентрация частиц грунта в воде повышается. Распространение так называемых высокомутных факелов нарушает нормальную жизнь водотоков.

В ряде случаев движение поступающей в водоем или водоток жидкости рассматривается как гидравлическая струя с теми или иными особенностями, например, всплывающая или не всплывающая струя, струя в спутном или встречном потоке. При этом струя, выходящая из водовыпуска, может искривляться как в плане, так и по вертикали, быть свободной, полуограниченной в пространстве, затопленной, круглой или плоской и т. п.

Расчеты профилей осредненных скоростей и характеристик турбулентности, распределение температур, солености и концентрации примесей по длине и в поперечном сечении струй способствуют более обоснованному проектированию сооружений.

**Прогнозирование качества воды.** Сброс загрязненных и сточных вод в водотоки и водоемы требует обеспечить прогнозирование качества воды во времени и в пространстве. Эти расчеты выполняются на основе уравнений движения, неразрывности (сохранения массы), сохранения импульса, а с добавлением уравнений диффузии (в большинстве случаев — турбулентной диффузии) и других специфических уравнений и соотношений, в том числе уравнений сохранения веществ примеси. Их совместное рассмотрение позволяет прогнозировать как принимаемые решения, так и концентрации взвешенных частиц, поступающих в водоток или водохранилище со сточными водами, и ее изменения в водном пространстве, а также говорить о таких специфических, но очень важных вопросах, как изменение биомассы фитопланктона, содержания растворенного в воде кислорода, температуры воды, концентрации углерода, азота и некоторых других элементов в воде. При расчетах может также учитываться так называемое вторичное загрязнение воды от «грязных» донных отложений, например, в водохранилище.

Некоторые расчеты (например, распространение примесей ниже выпуска сточных вод по течению водотока) также производятся на основе рассмотренной распространения струи в потоке.

**Русловые процессы.** Неблагоприятные воздействия последствий изменения русловых процессов на внешнюю среду (местность) заставляет исследователей и проектировщиков обращать особое внимание на эти процессы. К ним относятся общие и местные деформации русл ниже гидротехнических сооружений, особенно ниже плотин с водохранилищами. Так, если на выходе из водосбросов плотин вода имеет меньшую концентрацию наносов, чем в бытовых условиях, то это сказывается на изменении русловых процессов в нижних бьефах гидротехнических сооружений. В том числе происходят плановые переформирования русл, изменяются очертания берегов. Все это должно учитываться при проектировании тех или иных объектов в зонах, прилегающих к отводящему от гидротехнического сооружения руслу и др.

Существенное значение имеет правильное проектирование каналов, особенно с достаточно большими расходами воды, т. е. крупных каналов с учетом возможных русловых процессов в них. В неудачно запроектированных каналах развитие русловых процессов может привести к их последующему обмелению и расширению, меандрированию, а следовательно и к нарушению нормальной работы дорог и сооружений, расположенных вблизи каналов. Правильный учет и прогноз русловых процессов позволит обеспечить также надежную работу водозаборных сооружений на реках.

На состояние речных долин сильно влияют паводки, их пропуск по пойме, в том числе при прохождении части расхода воды по руслу, а части расхода по пойме в обход водопропускных гидротехнических сооружений, расположенных в русле. Деформации поймы и русла, возможные нарушения работы сооружений на пойме (например, опоры линий электропередач, мосты, дороги и др.) приводят к необходимости учета русловых процессов и выполнения гидравлических расчетов. На практике осуществляются различные противопаводковые охраняемые мероприятия, в том числе устройство эффективно работающих струенаправляющих дамб, очертания которых определяются гидравлическим расчетом.

Развитие строительства и промышленности строительных материалов привело, особенно за последние годы к заметному увеличению добычи нерудных материалов (песка, гравия) в руслах рек. В результате этого образовались подводные донные выемки в реках — карьеры, оказывающие заметное влияние на изменение кинематических характеристик потока, русловой процесс и урванный режим. Иногда отмечаются существенные понижения уровней свободной поверхности воды, что приводит к заметным изменениям режима грунтовых вод на прилегающих к реке территориях.

Санитарные и другие попуски воды из водохранилищ, часто проходящие по обмелевшим или практически сухим руслам в нижних бьефах сооружений, оказывают воздействие на берега русл и могут привести к их переформированиям, а впоследствии и к опасным нарушениям их устойчивости. В связи с этим задачи расчета движения воды при указанных попусках, определения изменения скоростей и глубин во времени существенны для прогнозирования состояния отводящих русл рек и прилегающих территорий.

В этом случае представляют интерес и задачи о прорыве плотины и об обрушении значительных масс грунта горных пород в водохранилища. Прорыв плотины сопровождается прохождением по нижележащему руслу мощного потока, состоящего из смеси воды, грунтов и камней. При обрушении грунтовых массивов в водохранилище возникают волны большой высоты, что приводит к переливу через гребень земляной или каменно-набросной плотины, к разрушению всей плотины или ее части. И опять в нижний бьеф поступает водо-грязе-каменная смесь, движущаяся с очень большой скоростью. В этих случаях говорят о прохождении селя (селевого потока). Аналогичное явление, определяемое нормативными документами как «стремительный поток большой разрушительной силы, состоящий из

смеси воды и рыхлообломочных пород» может возникнуть и в результате ливней в бассейнах горных рек.

Селевые потоки подразделяются на несвязные и связные в зависимости от преобладающих в их составе массы грунтов и соотношения сил сцепления между взвешенными частицами. По составу различают селевые потоки водно-песчаные, водно-каменные, грязе-каменные, камне-грязевые и др. При движении селей наблюдают ламинарный, турбулентный и структурный режимы движения. Последний характерен для неньютоновских жидкостей с определенными значениями консистенции твердых составляющих, плотности, вязкости и начального касательного сопротивления селевой массы.

При гидравлических расчетах рассматриваемых явлений определяют средние скорости и расход селевого потока. Обязательно рассчитываются селепропускные сооружения под дорогами, сооружениями или селезащитные сооружения, служащие для задержания или соответствующего направления селевого потока, а также для защиты берегов и других сооружений (дамбы и пр.). Правильно рассчитанные сооружения уменьшают опасность воздействия селевых потоков.

**Процессы водной эрозии почв** являются серьезной проблемой. Они происходят как под воздействием природных дождей и ливней, так и под воздействием дождевых капель, создаваемых дождевальными машинами. Расчеты процессов, происходящих при эрозии, прогнозирование размеров ее, определение безопасных для почвы режимов работы дождевальных машин, размеров и интенсивности выпадающих дождевальных капель, расчеты противозерозийных сооружений — все это важные задачи охраны почвы при воздействии на нее воды.

**Переработка берегов** водотоков, прудов, водохранилищ и морей под воздействием волн и вдольбереговых течений представляет также серьезную опасность для природной среды. Определение скоростей волнового и поступательного потоков, расхода донных и взвешенных наносов, скорости деформации берегов в плане, особенно разрушения отмелей и пляжных участков — все это позволяет более обоснованно намечать берегоохраняющие и берегоукрепительные мероприятия.

**Неустановившееся движение жидкости в трубопроводах и открытых руслах.** В этом случае могут возникать опасные явления (гидравлические удары), которые могут сопровождаться разрывами труб водо-, газо- и нефтепроводов, а также волны достаточно большой высоты в руслах. При разрывах трубопроводов, давления в которых достигают значительных величин, наблюдаются аварийные ситуации и серьезные загрязнения прилегающих территорий. В каналах и реках могут наблюдаться прорывы береговых откосов и дамб, ограждающих русла, с последующим затоплением территорий.

**Фильтрация воды из каналов и водохранилищ** — наиболее широко обсуждаемый вопрос в последнее время. В результате фильтрации теряется значительная часть воды, что приводит к подтоплению и даже заболачиванию земель. Если грунтовые воды имеют высокое содержание солей, то смыкание воды, профильтровавшейся из каналов и водохранилищ, с грунтовыми водами приводит к засолению земель и резко ухудшает условия их использования для земледелия. При рассмотрении этих вопросов с целью предохранения земель от подтопления и засоления знание законов гидравлики крайне необходимо.

**Рыбозащитные сооружения.** В гидротехническом строительстве важное значение приобретает создание благоприятных условий для жизни рыб. Здесь имеется в виду как обеспечение защиты рыб от гибели и повреждений в водозаборах насосных станций и других гидротехнических сооружениях, так и создание оптимальных для каждого вида рыб скоростей водного потока в пределах рыбопропускных сооружений и на подходах к ним.

**Гидравлика и медицина.** Движение жизнеобеспечивающих жидкостей в теле человека происходит также по законам гидравлики. Наблюдаются

ламинарный (в капиллярах и малых сосудистых каналах) и турбулентный (в более крупных проводящих сосудах) режимы движения. К сожалению, многие гидравлические явления, например, повышение и понижение давления при течении крови в сосудах; гидравлические удары, приводящие к разрывам сосудов и внутренних органов, — сопутствуют человеку. Поэтому серьезное изучение гидравлических явлений может служить и охране здоровья людей.

Все перечисленные задачи охраны природной (внешней) среды, а также многие другие в подавляющем большинстве случаев решаются на основе положений гидравлики, изложенных в данной книге.

## 29.4. Контрольные вопросы

1. Каковы основные черты физического, аналогового и численного моделирования?
2. Какие явления называются механически подобными?
3. Что такое геометрически подобные потоки?
4. Каковы соотношения геометрических параметров в этих потоках?
5. Как охарактеризовать кинематически подобные потоки? Какие соотношения для скорости и ускорений, а также времени имеются в этих потоках?
6. Какие потоки называются динамически подобными и гидродинамически подобными?
7. Что такое масштабные множители? Запишите закон подобия Ньютона в масштабных множителях.
8. Что такое критерии подобия и условия однозначности?
9. Какими соотношениями характеризуется подобие потоков при преобладающем влиянии сил тяжести?
10. Какими соотношениями характеризуется подобие потоков при преобладающем влиянии сил сопротивления?

$h_{kp\ r}$	$h_{kp.\ c/r}$	$h_{kp\ r}$	$h_{kp.\ c/r}$	$h_{kp\ r}$	$h_{kp.\ c/r}$
0,00	0,00	0,42	0,425	0,84	0,735
0,02	0,04	0,44	0,440	0,86	0,745
0,04	0,07	0,46	0,460	0,88	0,760
0,06	0,095	0,48	0,475	0,90	0,775
0,08	0,125	0,50	0,490	0,92	0,785
0,10	0,145	0,52	0,505	0,94	0,800
0,12	0,165	0,54	0,520	0,96	0,815
0,14	0,185	0,56	0,535	0,98	0,830
0,16	0,205	0,58	0,550	1,00	0,840
0,18	0,225	0,60	0,565	1,02	0,855
0,20	0,245	0,62	0,580	1,04	0,865
0,22	0,260	0,64	0,595	1,06	0,880
0,24	0,280	0,66	0,615	1,08	0,895
0,26	0,295	0,68	0,630	1,10	0,910
0,28	0,315	0,70	0,645	1,12	0,920
0,30	0,330	0,72	0,660	1,14	0,930
0,32	0,350	0,74	0,670	1,16	0,945
0,34	0,365	0,76	0,685	1,18	0,960
0,36	0,380	0,78	0,695	1,20	0,970
0,38	0,395	0,80	0,705	1,22	0,985
0,40	0,410	0,82	0,720	1,24	0,995

Таблица П.15.1. К расчету критических глубин в трапециевидных руслах

$z_{II} = \frac{m h_{кр}}{b}$	$\frac{h_{кр.т}}{h_{кр}}$						
0,005	0,998	0,22	0,931	0,44	0,874	0,8	0,802
0,01	0,997	0,23	0,928	0,45	0,872	0,82	0,799
0,02	0,993	0,24	0,925	0,46	0,869	0,84	0,796
0,03	0,990	0,25	0,922	0,47	0,867	0,86	0,793
0,04	0,987	0,26	0,919	0,48	0,865	0,88	0,789
0,05	0,983	0,27	0,917	0,49	0,862	0,9	0,786
0,06	0,98	0,28	0,914	0,5	0,86	0,92	0,783
0,07	0,976	0,29	0,911	0,52	0,856	0,94	0,78
0,08	0,973	0,3	0,909	0,54	0,852	0,96	0,777
0,1	0,967	0,31	0,906	0,56	0,848	0,98	0,774
0,11	0,964	0,32	0,903	0,58	0,844	1	0,771
0,12	0,961	0,33	0,9	0,6	0,839	1,05	0,764
0,13	0,958	0,34	0,898	0,62	0,835	1,1	0,757
0,14	0,955	0,36	0,893	0,64	0,831	1,15	0,75
0,15	0,952	0,37	0,89	0,66	0,927	1,2	0,744
0,16	0,949	0,38	0,888	0,68	0,823	1,25	0,737
0,17	0,946	0,39	0,886	0,72	0,816	1,3	0,731
0,18	0,943	0,4	0,884	0,74	0,812	1,35	0,725
0,19	0,94	0,41	0,881	0,76	0,809	1,4	0,719
0,2	0,937	0,42	0,878	0,78	0,806	1,5	0,707
0,21	0,934	0,43	0,876				

Таблица П.15.2. К расчету критических глубин в круговых (сегментных) руслах

Таблица П.16.1. Значения параметра параболы  $p$  в каналах в несвязных грунтах

Коэффициент внутреннего трения грунта в воде	Параметры параболы $p$ , м, при глубине русла $h$ , м					
	1	1,5	2	2,5	3	3,5
0,4	12,5	18,8	25	31,2	37,5	43,8
0,5	8	12	16	20	24	28
0,6	5,6	8,3	11,2	13,9	16,7	19,4
0,7	4,1	6,1	8,2	10,2	12,2	14,3

Таблица П.16.2. Высота превышения  $\Delta h$  верха дамбы бровки берм каналов над уровнем воды

Расход воды в канале, м <sup>3</sup> /с	Значения $\Delta h$ , м, для каналов	
	без облицовки и с грунтопленочным покрытием	с облицовкой
До 1	0,2	0,15
1—10	0,3	0,2
10—30	0,4	0,3
30—50	0,5	0,35
50—100	0,6	0,4

Таблица П.16.3. Нормативные значения удельных сцеплений  $C_n$ ,  $10^5$  Па, и углов внутреннего трения, град, глинистых грунтов четвертичных отложений

Грунт	Показатель текучести	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	$0 \leq J_L \leq 0,25$	0,15 30	0,11 29	0,08 27	— —	— —	— —	— —
	$0,25 < J_L \leq 0,75$	0,13 28	0,09 26	0,06 24	0,03 21	— —	— —	— —
Суглинок	$0 \leq J_L \leq 0,25$	0,47 26	0,37 25	0,31 24	0,25 23	0,22 22	0,19 20	— —
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	0,39 24	0,34 23	0,28 22	0,23 21	0,18 19	0,15 17	— —
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	— —	— —	0,25 19	0,20 18	0,16 16	0,14 14	0,12 12
Глина	$0 \leq J_L \leq 0,25$	— —	0,81 21	0,68 20	0,54 19	0,47 18	0,41 16	0,36 14
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	— —	— —	0,57 18	0,50 17	0,43 16	0,37 14	0,32 11
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	— —	— —	0,45 15	0,41 14	0,36 12	0,33 10	0,29 7
	—	—	—	—	—	—	—	—

ρ, кг/м³	η, м/с									
	0,0025	0,0030	0,0035	0,0040	0,0045	0,005	0,006	0,007	0,008	
0,10	0,0504	0,0561	0,0616	0,0667	0,0716	0,0762	0,0850	0,0932	0,1011	
0,25	0,0727	0,0809	0,0888	0,0962	0,1033	0,1099	0,1226	0,1345	0,1459	
0,50	0,0959	0,1067	0,1172	0,1270	0,1364	0,1451	0,1618	0,1775	0,1925	
0,75	0,1128	0,1255	0,1378	0,1493	0,1604	0,1706	0,1903	0,2088	0,2264	
1,00	0,1266	0,1409	0,1547	0,1675	0,1800	0,1915	0,2136	0,2343	0,2541	
1,50	0,1489	0,1656	0,1819	0,1970	0,2116	0,2252	0,2512	0,2755	0,2988	
2,00	0,1670	0,1859	0,2041	0,2211	0,2375	0,2567	0,2818	0,3092	0,3353	
2,50	0,1826	0,2032	0,2231	0,2417	0,2596	0,2762	0,3081	0,3380	0,3665	
3,00	0,196	0,219	0,240	0,260	0,279	0,297	0,331	0,364	0,394	
3,50	0,209	0,232	0,255	0,277	0,297	0,316	0,353	0,387	0,419	
4,00	0,220	0,245	0,269	0,292	0,313	0,333	0,372	0,408	0,442	
4,50	0,229	0,255	0,280	0,303	0,325	0,346	0,386	0,424	0,459	
5,00	0,241	0,268	0,294	0,319	0,343	0,365	0,407	0,446	0,484	
6,00	0,259	0,288	0,317	0,343	0,369	0,392	0,437	0,480	0,520	
7,00	0,276	0,307	0,337	0,365	0,392	0,417	0,465	0,510	0,553	
8,00	0,291	0,323	0,355	0,385	0,413	0,440	0,490	0,538	0,583	
9,00	0,305	0,339	0,372	0,403	0,433	0,461	0,514	0,564	0,612	
10,00	0,318	0,354	0,388	0,421	0,452	0,481	0,536	0,588	0,638	
15,00	0,374	0,416	0,457	0,495	0,532	0,566	0,631	0,692	0,751	

Таблица П.16.4. Значения  $F_H$  при различной гидравлической крупности насосов  $\omega$  и различной мутности потока  $\rho$ 

$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	$\omega$ , м/с									
	0,0004	0,0005	0,0006	0,0007	0,0008	0,0009	0,0010	0,0015	0,0020	
0,10	0,0319	0,0334	0,0346	0,0357	0,0366	0,0375	0,0383	0,0415	0,0441	
0,25	0,0460	0,0482	0,0500	0,0515	0,0528	0,0541	0,0552	0,0599	0,0636	
0,50	0,0607	0,0636	0,0659	0,0680	0,0697	0,0714	0,0729	0,0790	0,0839	
0,75	0,0714	0,0748	0,0775	0,0799	0,0820	0,0840	0,0857	0,0929	0,0987	
1,00	0,0801	0,0839	0,0870	0,0897	0,0920	0,0943	0,0962	0,1042	0,1107	
1,50	0,0942	0,0987	0,1023	0,1055	0,1082	0,1109	0,1131	0,1226	0,1303	
2,00	0,1057	0,1107	0,1148	0,1183	0,1213	0,1244	0,1269	0,1375	0,1461	
2,50	0,1156	0,1211	0,1255	0,1294	0,1327	0,1360	0,1388	0,1504	0,1598	
3,00	0,124	0,130	0,135	0,139	0,143	0,146	0,149	0,162	0,172	
3,50	0,132	0,139	0,144	0,148	0,152	0,156	0,159	0,172	0,183	
4,00	0,139	0,146	0,151	0,156	0,160	0,164	0,167	0,181	0,193	
4,50	0,146	0,153	0,159	0,164	0,168	0,172	0,176	0,190	0,202	
5,00	0,152	0,160	0,166	0,171	0,175	0,179	0,183	0,198	0,211	
6,00	0,164	0,172	0,178	0,184	0,188	0,193	0,197	0,213	0,227	
7,00	0,174	0,183	0,189	0,195	0,200	0,205	0,209	0,227	0,241	
8,00	0,184	0,193	0,200	0,206	0,211	0,217	0,221	0,239	0,254	
9,00	0,193	0,202	0,209	0,216	0,221	0,227	0,232	0,251	0,267	
10,00	0,201	0,211	0,219	0,225	0,231	0,237	0,242	0,262	0,278	
15,00	0,237	0,248	0,257	0,265	0,272	0,278	0,284	0,308	0,327	

Таблица П.16.5. Значения  $\Phi$  ( $R_{\text{нез}}$ )

$R_{\text{нез}}$	$n=0,014$	$n=0,017$	$n=0,020$	$n=0,0225$	$n=0,025$	$n=0,0275$	$n=0,03$
0,025	1,50	1,22	0,99	0,83	0,68	0,52	0,43
050	2,28	1,90	1,60	1,40	1,22	1,01	0,92
055	2,41	2,02	1,71	1,50	1,31	1,10	1,01
060	2,54	2,13	1,81	1,59	1,40	1,18	1,09
065	2,66	2,24	1,91	1,68	1,48	1,27	1,17
070	2,78	2,35	2,00	1,77	1,57	1,34	1,25
075	2,90	2,46	2,09	1,86	1,65	1,42	1,32
080	3,01	2,55	2,18	1,94	1,73	1,49	1,39
085	3,12	2,65	2,27	2,03	1,80	1,56	1,46
090	3,22	2,74	2,36	2,11	1,88	1,64	1,53
0,10	3,43	2,92	2,52	2,27	2,03	1,77	1,67
15	4,34	3,74	3,27	2,97	2,69	2,39	2,27
20	5,14	4,45	3,92	3,57	3,27	2,94	2,80
25	5,85	5,06	4,5	4,12	3,79	3,43	3,28
30	6,49	5,68	5,15	4,64	4,27	3,89	3,72
35	7,10	6,22	5,53	5,09	4,71	4,31	4,14
40	7,66	6,73	6,00	5,60	5,13	4,71	4,53
45	8,19	7,21	6,44	5,96	5,53	5,08	4,94
0,50	8,71	7,66	6,87	6,37	5,92	5,46	5,26
55	9,18	8,11	7,28	6,76	6,28	5,81	5,60
60	9,66	8,53	7,67	7,13	6,64	6,14	5,93
65	10,1	8,95	8,05	7,48	6,98	6,46	6,25
70	10,5	9,33	8,41	7,83	7,31	6,79	6,55
75	11,0	9,73	8,77	8,17	7,64	7,08	6,86
80	11,4	10,1	9,10	8,47	7,96	7,38	7,15
85	11,8	10,5	9,46	8,81	8,26	7,67	7,43
0,90	12,1	10,8	9,77	9,12	8,55	7,96	7,71
0,95	12,5	11,2	10,1	9,40	8,85	8,24	7,98
1,00	12,9	11,5	10,4	9,73	9,12	8,51	8,24
10	13,6	12,1	11,1	10,3	9,68	9,04	8,67
20	14,3	12,7	11,6	10,9	10,2	9,55	9,27
30	14,9	13,4	12,1	11,4	10,7	10,0	9,77
40	15,6	13,9	12,7	11,9	11,2	10,5	10,2
50	16,2	14,5	13,2	12,4	12,1	10,9	10,7
60	16,8	15,1	13,7	12,9	12,6	11,4	11,1
1,70	17,4	15,6	14,2	13,3	13,1	11,8	11,5
80	18,0	16,1	14,7	13,8	13,5	12,3	11,9
1,90	18,5	16,6	15,2	14,3	13,9	12,7	12,4
2,00	19,1	17,1	15,6	14,7	14,2	13,1	12,7
20	20,1	18,1	16,5	15,6	14,7	13,9	13,5
40	21,1	19,0	17,4	16,4	15,5	14,6	14,3
60	22,0	19,9	18,2	17,2	16,3	15,4	15,0
2,80	23,0	20,8	19,1	18,0	17,0	16,1	15,7
3,00	23,8	21,6	19,8	18,7	17,7	16,8	16,4
25	25,0	22,5	20,8	19,6	18,6	17,6	17,1
50	26,0	23,6	21,7	20,5	19,4	18,4	18,0
3,75	27,0	24,5	22,5	21,3	20,2	19,1	18,7
4,00	28,1	25,4	23,4	22,1	21,0	19,9	19,5
25	29,0	26,3	24,2	22,9	21,8	20,7	20,2
50	29,9	27,2	25,0	23,7	22,5	21,4	20,9
4,75	30,9	28,0	25,8	24,5	23,3	22,1	21,6
5,00	31,8	28,8	26,6	25,2	24,0	22,8	22,3

Таблица П.16.6 Значения  $CR^{2,5}$  и  $C\sqrt{R}$ 

R, м	n=0,012		n=0,014	
	$CR^{2,5}$	$C\sqrt{R}$	$CR^{2,5}$	$C\sqrt{R}$
1	2	3	4	5
0,05	0,034	13,48	0,027	10,82
06	0,054	15,10	0,044	12,19
07	0,081	16,63	0,066	13,48
08	0,116	18,07	0,094	14,70
09	0,157	19,44	0,128	15,87
0,10	0,207	20,74	0,170	16,98
11	0,266	22,00	0,218	18,05
12	0,333	23,21	0,275	19,09
13	0,411	24,38	0,339	20,09
14	0,500	25,51	0,411	21,06
15	0,598	26,61	0,495	22,01
16	0,709	27,69	0,588	22,93
17	0,830	28,73	0,690	23,83
18	0,960	29,75	0,800	24,70
19	1,11	30,75	0,926	25,57
0,20	1,27	31,72	1,06	26,40
21	1,44	32,68	1,20	27,23
22	1,63	33,61	1,35	28,03
23	1,83	34,54	1,52	28,83
24	2,04	35,44	1,70	29,61
25	2,27	36,33	1,90	30,38
26	2,51	37,20	2,11	31,14
27	2,77	38,06	2,32	31,88
28	3,05	38,90	2,56	32,61
29	3,34	39,74	2,80	33,33
0,30	3,65	40,56	3,06	34,05
31	3,98	41,37	3,34	34,75
32	4,32	42,17	3,64	35,44

$n=0,017$		$n=0,020$	
$CR^{2,5}$	$C \sqrt{R}$	$CR^{2,5}$	$C \sqrt{R}$
6	7	8	9
0,020	8,00	0,015	6,02
0,033	9,10	0,025	6,94
0,050	10,15	0,039	7,81
0,071	11,14	0,055	8,64
0,098	12,08	0,076	9,44
0,130	12,99	0,102	10,20
0,168	13,87	0,132	10,94
0,210	14,72	0,168	11,66
0,262	15,54	0,209	12,36
0,319	16,34	0,255	13,04
0,385	17,12	0,309	13,71
0,459	17,88	0,368	14,35
0,538	18,63	0,433	14,99
0,625	19,35	0,502	15,61
0,725	20,07	0,585	16,23
0,826	20,76	0,673	16,82
0,943	21,45	0,769	17,41
1,07	22,12	0,871	17,99
1,20	22,78	0,982	18,56
1,35	23,43	1,10	19,12
1,50	24,07	1,23	19,67
1,67	24,70	1,36	20,21
1,85	25,32	1,51	20,74
2,03	25,94	1,67	21,28
2,23	26,54	1,83	21,80
2,44	27,14	2,01	22,30
2,67	27,72	2,19	22,81
2,90	28,31	2,39	23,32

33	4,67	42,97	3,94
34	5,06	43,75	4,26
35	5,45	44,52	4,59
36	5,87	45,28	4,95
37	6,29	46,04	5,32
38	6,76	46,78	5,70
39	7,23	47,52	6,10
0,40	7,72	48,25	6,52
41	8,23	48,97	6,95
42	8,76	49,68	7,40
43	9,32	50,38	7,86
44	9,90	51,08	8,36
45	10,5	51,78	8,87
46	11,1	52,47	9,40
47	11,7	53,15	9,94
48	12,4	53,82	10,5
49	13,1	54,49	11,1
0,50	13,8	55,14	11,7
52	15,3	56,45	12,9
54	16,8	57,74	14,3
56	18,5	59,01	15,7
58	20,3	60,26	17,2
0,60	22,1	61,49	18,8
62	24,1	62,70	20,5
64	26,2	63,91	22,3
66	28,3	65,10	24,10
68	30,7	66,27	26,1
0,70	33,0	67,41	28,2
72	35,6	68,55	30,3
74	38,2	69,58	32,6
76	40,9	70,80	34,8
78	43,7	71,90	37,3
0,80	46,7	72,99	39,9
82	49,7	74,07	42,6
84	52,9	75,13	45,2
86	56,5	76,18	48,2
88	59,9	77,23	51,2

36,14	3,14	28,89	2,59	23,82
36,81	3,40	29,46	2,80	24,31
37,49	3,68	30,02	3,04	24,80
38,15	3,97	30,58	3,27	25,28
38,80	4,25	31,13	3,52	25,76
39,45	4,54	31,68	3,79	26,24
40,09	4,90	32,21	4,06	26,70
40,73	5,24	32,75	4,35	27,17
41,36	5,59	33,28	4,64	27,63
41,97	5,95	33,80	4,93	28,08
42,59	6,33	34,31	5,26	28,53
43,20	6,74	34,83	5,61	28,97
43,80	7,16	35,34	5,96	29,42
44,41	7,58	35,85	6,32	29,87
45,00	8,03	36,35	6,71	30,30
45,58	8,49	36,84	7,09	30,73
46,17	8,96	37,34	7,46	31,16
46,74	9,46	37,82	7,90	31,58
47,88	10,5	38,78	8,77	32,42
49,00	11,6	39,73	9,71	33,24
50,11	12,8	40,67	10,7	34,06
51,20	14,0	41,59	11,7	34,87
52,28	15,3	42,51	12,8	35,67
53,33	16,7	43,41	14,0	36,46
54,39	18,1	44,30	15,2	37,24
55,44	19,7	45,19	16,6	38,02
56,46	21,3	46,06	17,9	38,78
57,46	23,0	46,91	19,3	39,53
58,46	24,7	47,75	20,9	40,27
59,45	26,6	48,60	22,5	41,00
60,43	28,6	49,43	24,1	41,74
61,39	30,6	50,25	25,8	42,46
62,35	32,7	51,07	27,7	43,17
63,30	34,8	51,88	29,5	43,89
64,23	37,2	52,67	31,4	44,58
65,16	39,6	53,46	33,4	45,27
66,08	42,0	54,24	35,5	45,96

1	2	3	4
0,90	63,4	78,27	54,3
92	67,1	79,31	57,5
94	71,0	80,32	60,8
96	74,9	81,32	64,2
98	79,1	82,32	67,6
1,00	83,3	83,32	71,4
02	87,7	84,31	75,2
04	92,2	85,28	79,4
06	97,1	86,24	83,3
08	102	87,20	87,3
1,10	107	88,15	91,7
12	112	89,10	96,1
14	117	90,04	100
16	122	90,98	105
18	128	91,89	110
1,20	134	92,81	115
22	140	93,72	120
24	146	94,62	125
26	152	95,52	130
28	158	96,41	136
1,30	164	97,30	142
32	171	98,19	147
34	178	99,06	153
36	185	99,94	159
38	192	100,79	165
1,40	200	101,64	172
42	207	102,49	178
44	214	103,34	185
46	222	104,18	192
48	230	105,02	198
1,50	238	105,86	205
55	250	107,92	224

5	6	7	8	9
66,99	44,6	55,02	37,7	46,65
67,90	47,2	55,80	40,0	47,34
68,79	50,5	56,56	42,4	48,00
69,67	52,9	57,31	44,8	48,67
70,55	55,8	58,06	47,4	49,33
71,43	58,8	58,81	50,0	50,00
72,30	62,0	59,56	52,7	50,65
73,15	65,3	60,28	55,6	51,29
74,00	68,6	61,01	58,5	51,92
74,84	71,9	61,73	61,4	52,56
75,68	75,6	62,45	64,5	53,19
76,51	79,2	63,16	67,6	53,82
77,34	83,0	63,87	70,9	54,45
78,17	87,0	64,58	74,1	55,08
78,97	90,9	65,27	77,5	55,68
79,78	95,0	65,96	81,1	56,29
80,58	99,2	66,64	84,8	56,90
81,38	103	67,33	88,5	57,50
82,17	108	68,00	92,3	58,10
82,96	113	68,68	96,1	58,70
83,74	118	69,36	100	59,30
84,53	122	70,03	104	59,90
85,30	127	70,69	109	60,48
86,07	132	71,36	113	61,06
86,82	137	72,00	117	61,63
87,58	142	72,65	122	62,21
88,32	148	73,29	127	62,78
89,07	153	73,93	131	63,35
89,81	159	74,57	136	63,91
90,55	165	75,21	141	64,47
91,30	171	75,95	146	65,04
93,12	186	77,41	159	66,43

60	281	109,96	243
65	305	111,96	263
70	330	113,95	284
1,75	355	115,92	307
80	382	117,85	330
85	410	119,76	355
90	439	121,66	380
1,95	469	123,52	406
2,00	501	125,37	434
05	535	127,21	463
10	569	129,01	493
15	605	130,80	524
20	641	132,57	556
2,25	680	134,34	590
30	720	136,09	625
35	761	137,80	662
40	804	139,51	669
45	847	141,21	736
2,50	893	142,89	776
55	940	144,57	817
60	988	146,21	859
65	1038	147,84	902
70	1089	149,46	947
2,75	1142	151,07	993
80	1196	152,67	1041
85	1253	154,27	1090
90	1312	155,86	1140
2,95	1370	157,41	1192
3,00	1431	158,95	1245
10	1557	162,02	1356
20	1690	165,05	1472
30	1830	168,03	1595
3,40	1977	170,98	1723
50	2130	173,91	1858
60	2291	176,78	1999
70	2459	179,63	2146

94,92	202	78,97	173	67,80
96,69	219	80,49	188	69,15
98,45	237	82,00	204	70,49
100,19	256	83,50	220	71,82
101,89	275	84,97	237	73,13
103,59	296	86,43	254	74,43
105,27	317	87,88	273	75,72
106,92	340	89,30	292	76,98
108,56	363	90,72	313	78,24
110,19	387	92,12	334	79,49
111,78	412	93,50	356	80,71
113,36	438	94,86	379	81,92
114,94	466	96,22	402	83,13
116,50	494	97,58	427	84,34
118,06	523	98,92	452	84,54
119,58	554	100,24	479	86,71
121,09	585	101,54	507	87,87
122,59	617	102,85	535	89,03
124,09	651	104,14	565	90,19
125,58	685	105,43	595	91,34
127,03	721	106,69	625	92,46
128,48	758	107,94	658	93,58
129,92	796	109,19	690	94,69
131,35	835	110,43	725	95,80
132,78	875	111,67	760	96,90
134,20	917	112,90	796	98,00
135,61	960	114,13	833	99,10
136,99	1004	115,32	870	100,16
138,36	1049	116,51	909	101,22
141,08	1142	118,87	992	103,33
143,78	1241	121,21	1080	105,43
146,43	1345	123,51	1170	107,48
149,06	1454	125,80	1266	109,52
151,67	1569	128,06	1366	111,55
154,22	1688	130,28	1471	113,54
156,76	1814	132,49	1581	115,51

1	2	3	4	5	6	7	8	9
80	2635	182,45	2300	159,28	1945	134,68	1696	117,48
3,90	2818	185,22	2457	161,74	2079	136,83	1815	119,40
4,00	3006	187,97	2632	164,19	2222	138,96	1942	121,31
20	3411	193,38	2985	169,01	2525	143,15	2208	125,07
40	3846	198,67	3367	173,73	2849	147,27	2494	128,76
60	4310	203,90	3759	178,40	3195	151,34	2793	132,41
4,80	4808	209,03	4219	182,93	3584	155,29	3135	135,96
5,00	5350	214,00	4686	187,42	3980	159,21	3487	139,47
5,25	6068	220,14	5317	192,90	4520	163,99	3963	143,76
5,50	6841	226,15	5998	198,27	5103	168,68	4476	147,98
5,75	7673	232,09	6731	203,58	5713	173,32	5031	152,16
6,00	8563	237,86	7514	208,73	6402	177,83	5624	156,21
6,50	10 527	249,15	9246	218,84	7887	186,67	6936	164,17
7,00	12 743	260,06	11 200	228,60	9766	195,22	8422	171,87

Продолжение табл. П.16.6

R. м	n=0,0225		n=0,025		n=0,0275		n=0,030	
	$CR^{2,5}$	$C\sqrt{R}$	$CR^{2,5}$	$C\sqrt{R}$	$CR^{2,5}$	$C\sqrt{R}$	$CR^{2,5}$	$C\sqrt{R}$
1	10	11	12	13	14	15	16	17
0,05	0,012	4,78	0,009	3,79	0,007	2,98	0,006	2,30
06	0,020	5,58	0,016	4,49	0,013	3,60	0,010	2,86
07	0,031	6,34	0,025	5,17	0,021	4,21	0,017	3,40
08	0,045	7,07	0,037	5,81	0,031	4,79	0,025	3,93
09	0,063	7,77	0,052	6,44	0,043	5,35	0,036	4,44
0,10	0,084	8,45	0,070	7,04	0,059	5,89	0,049	4,94
11	0,110	9,10	0,093	7,63	0,077	6,42	0,066	5,42

12	0,140	9,74	0,118
13	0,175	10,36	0,148
14	0,215	10,97	0,183
15	0,260	11,56	0,221
16	0,311	12,13	0,265
17	0,368	12,71	0,314
18	0,430	13,26	0,368
19	0,499	13,81	0,429
0,20	0,575	14,34	0,494
21	0,658	14,87	0,566
22	0,746	15,38	0,644
23	0,841	15,90	0,728
24	0,945	16,40	0,820
25	1,06	16,90	0,917
26	1,18	17,38	1,02
27	1,30	17,86	1,13
28	1,44	18,34	1,25
29	1,58	18,81	1,38
0,30	1,74	19,28	1,52
31	1,89	19,72	1,66
32	2,07	20,18	1,81
33	2,25	20,63	1,97
34	2,43	21,08	2,14
35	2,64	21,52	2,31
36	2,84	21,96	2,50
37	3,07	22,39	2,69
38	3,28	22,82	2,87
39	3,53	22,24	3,11
0,40	3,79	23,66	3,32
41	4,05	24,08	3,57
42	4,31	24,49	3,79
43	4,61	24,89	4,06
44	4,90	25,29	4,33
45	5,20	25,70	4,60
46	5,52	26,10	4,89
47	5,85	26,50	5,18

8,20	0,100	6,94	0,085	5,89
8,76	0,126	7,45	0,107	6,36
9,30	0,156	7,94	0,133	6,81
9,83	0,190	8,43	0,163	7,25
10,36	0,228	8,90	0,197	7,69
10,87	0,271	9,37	0,235	8,12
11,37	0,318	9,83	0,277	8,55
11,87	0,371	10,29	0,324	8,97
12,35	0,429	10,73	0,375	9,37
12,83	0,493	11,17	0,431	9,78
13,30	0,561	11,59	0,493	10,17
13,77	0,637	12,02	0,559	10,57
14,22	0,717	12,44	0,631	10,96
14,67	0,804	12,86	0,709	11,34
15,12	0,897	13,26	0,792	11,72
15,55	1,00	13,66	0,881	12,09
15,99	1,10	14,06	0,977	12,46
16,41	1,22	14,46	1,08	12,83
16,84	1,34	14,85	1,20	13,20
17,25	1,46	15,22	1,30	13,54
17,66	1,60	15,61	1,42	13,89
18,08	1,74	15,99	1,55	14,25
18,48	1,89	16,37	1,69	14,60
18,89	2,05	16,74	1,83	14,95
19,29	2,22	17,11	1,98	15,29
19,68	2,39	17,47	2,14	15,63
20,08	2,58	17,84	2,31	15,97
20,46	2,77	18,19	2,48	16,30
20,85	2,96	18,55	2,66	16,63
21,23	3,17	18,90	2,85	16,96
21,60	3,40	19,25	3,05	17,28
21,97	3,62	19,59	3,26	17,60
22,34	3,86	19,93	3,47	17,92
22,72	4,11	20,28	3,70	18,25
23,09	4,36	20,62	3,93	18,57
23,45	4,63	20,96	4,17	18,88

1	10	11	12
48	6,21	26,89	5,52
49	6,54	27,28	5,81
0,50	6,92	27,65	6,13
52	7,69	28,42	6,80
54	8,47	29,17	7,55
56	9,35	29,92	8,34
58	10,3	30,65	9,17
0,60	11,3	31,38	10,1
62	12,3	32,09	11,0
64	13,4	32,80	12,0
66	14,6	33,51	13,0
68	15,8	34,21	14,1
0,70	17,1	34,88	15,3
72	18,4	35,56	16,5
74	19,8	36,23	17,8
76	21,3	36,90	19,1
78	22,8	37,56	20,4
0,80	24,4	38,21	21,9
82	26,1	38,86	23,4
84	27,9	39,50	25,0
86	29,7	40,13	26,6
88	31,6	40,76	28,3
0,90	33,5	41,39	30,1
92	35,6	42,02	31,9
94	37,7	42,62	33,9
96	39,9	43,23	35,8
98	42,0	43,84	37,9
1,00	44,4	44,44	40,0
02	46,9	45,05	42,2
04	49,4	45,63	44,4
06	51,9	46,21	46,7
08	54,6	46,79	49,2

13	14	15	16	17
23,80	4,90	21,29	4,42	19,19
24,16	5,19	21,62	4,67	19,50
24,51	5,49	21,94	4,95	19,80
25,21	6,10	22,59	5,52	20,41
25,90	6,78	23,23	6,13	21,00
26,59	7,48	23,87	6,76	21,60
27,26	8,24	24,49	7,46	22,19
27,93	9,04	25,12	8,20	22,77
28,59	9,90	25,73	9,00	23,34
29,25	10,8	26,34	9,80	23,91
29,90	11,7	26,95	10,7	24,49
30,54	12,7	27,54	11,6	25,05
31,16	13,8	28,12	12,5	25,53
31,78	14,9	28,70	13,5	26,17
32,41	16,0	29,28	14,6	26,68
33,03	17,2	29,86	15,7	27,22
33,63	18,5	30,42	16,9	27,75
34,23	19,8	30,98	18,1	28,28
34,84	21,2	31,55	19,4	28,80
35,42	22,6	32,09	20,7	29,31
36,00	24,1	32,54	22,1	29,83
36,58	25,6	33,18	23,4	30,34
37,17	27,3	33,72	24,9	30,85
37,75	29,0	34,26	26,5	31,36
38,31	30,8	34,79	28,2	31,85
38,87	32,6	35,31	29,9	32,35
39,43	34,4	35,84	31,6	32,84
40,00	36,4	36,36	33,3	33,33
40,55	38,3	36,38	35,1	33,82
41,09	40,5	37,39	37,0	34,30
41,63	42,6	37,89	39,0	34,77
42,17	44,8	38,40	41,1	35,25

1,10	57,5	47,37	51,8
12	60,2	47,95	54,3
14	62,9	48,53	56,6
16	66,1	49,11	59,5
18	69,2	49,67	62,4
1,20	72,3	50,22	65,3
22	75,6	50,77	68,2
24	78,9	51,32	71,4
26	82,6	51,87	74,6
28	86,2	52,43	77,5
1,30	89,5	52,98	80,9
32	93,2	53,52	84,3
34	97,1	54,06	87,7
36	101	54,60	91,4
38	105	55,12	95,0
1,40	109	55,64	98,7
42	113	56,16	102
44	118	56,69	106
46	122	57,21	110
48	126	57,73	114
1,50	131	58,25	119
55	143	59,52	130
60	156	60,79	141
65	169	62,03	153
70	183	63,26	166
1,75	198	64,49	179
80	213	65,69	194
85	229	66,88	208
90	245	68,07	223
1,95	263	69,24	240
2,00	282	70,39	257
05	300	71,55	274
10	320	72,67	291
15	341	73,79	310
20	363	74,91	330
2,25	385	76,02	351

42,71	47,1	38,90	43,3	35,72
43,24	49,5	39,40	45,4	36,19
43,78	51,8	39,90	47,6	36,67
44,32	54,3	40,40	50,0	37,14
44,83	56,8	40,89	52,4	37,59
45,34	59,6	41,37	54,8	38,05
45,85	62,3	41,85	57,3	38,50
46,37	65,1	42,33	59,9	38,95
46,88	68,0	42,80	62,5	39,40
47,39	70,9	43,28	65,4	39,86
47,90	74,0	43,76	68,1	40,31
48,41	76,9	44,24	70,9	40,76
48,91	80,3	44,70	74,1	41,20
49,41	83,5	45,17	76,9	41,64
49,89	86,9	45,62	80,0	42,07
50,38	90,3	46,08	83,3	42,50
50,86	93,8	46,53	86,6	42,93
51,35	97,5	46,99	90,1	43,36
51,83	101	47,44	93,6	43,79
52,31	105	47,89	96,9	44,22
52,80	109	48,35	100	44,64
53,98	119	49,46	110	45,69
55,16	129	50,57	120	46,73
56,31	140	51,65	130	47,75
57,46	152	52,72	141	48,77
58,60	165	53,80	152	49,79
59,72	178	54,85	164	50,78
60,83	191	55,89	177	51,77
61,94	205	56,94	190	52,76
63,02	220	57,95	204	53,73
64,10	236	58,97	219	54,68
65,18	252	59,98	234	55,64
66,23	269	60,96	249	56,57
67,27	286	61,94	266	57,50
68,31	305	62,92	283	58,43
69,35	323	63,90	300	59,35

1	10	11	12
30	408	77,13	372
35	433	78,21	394
40	457	79,28	417
45	483	80,35	440
2,50	510	81,42	465
55	536	82,48	490
60	565	83,52	515
65	595	84,55	543
70	625	85,57	571
2,75	654	86,60	599
80	685	87,62	628
85	719	88,64	658
90	754	89,65	690
2,95	789	90,64	722
3,00	825	91,62	755
10	899	93,57	824
20	978	95,51	897
30	1061	97,41	973
3,40	1148	99,30	1053
50	1239	101,18	1138
60	1335	103,02	1226
70	1435	104,85	1318
80	1540	106,67	1415
3,90	1650	108,45	1515
4,00	1764	110,22	1621
20	2004	113,70	1845
40	2268	117,12	2088
60	2538	120,51	2336
4,80	2849	123,81	2625
5,00	3177	127,07	2928
5,25	3612	131,06	3331
5,50	4083	134,98	3768

13	14	15	16	17
70,38	343	64,87	319	60,28
71,39	364	65,82	338	61,17
72,39	385	66,76	357	62,07
73,39	406	67,70	377	62,96
74,39	429	68,64	398	63,85
75,38	452	69,58	420	64,74
76,35	476	70,49	443	65,60
77,31	500	71,39	467	66,46
78,27	526	72,30	491	67,32
79,22	553	73,20	516	68,17
80,18	581	74,10	541	69,03
81,13	609	75,00	568	69,88
82,08	638	75,88	595	70,73
83,00	668	76,76	623	71,55
83,91	699	77,62	651	72,37
85,74	762	79,34	711	74,00
87,58	830	81,05	775	75,63
89,33	901	82,73	841	77,22
91,10	976	84,40	911	78,81
92,86	1054	86,06	985	80,39
94,58	1136	87,68	1062	81,94
96,29	1223	89,30	1143	83,47
98,00	1313	90,92	1228	85,01
99,66	1406	92,49	1314	86,51
101,32	1508	94,06	1408	88,51
104,59	1715	97,14	1605	90,93
107,79	1938	100,17	1814	93,82
110,96	2183	103,18	2037	96,69
114,06	2445	106,10	2294	99,46
117,13	2725	109,00	2556	102,23
120,87	3102	112,55	2911	105,60
124,55	3510	116,03	3295	108,92

5,75	4501	138,86	4239	128,20	3951	119,49	3710	112,22
6,00	5135	142,63	4742	131,73	4422	122,84	4155	115,41
6,50	6339	150,03	5860	138,69	5468	129,43	5142	121,71
7,00	7703	157,20	7126	145,43	6655	135,82	6262	127,80

Т а б л и ц а П.16.7. К расчету русл трапецидальных сечений

$m$	0	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
$m_0$	2,000	1,736	1,750	1,828	1,952	2,106	2,282	2,472	2,885	3,325
$4m_0$	8,00	6,944	7,000	7,312	7,808	8,424	9,128	9,888	11,540	13,100

$\sigma$	$\frac{v}{v_{г.н}}$	$\frac{R}{R_{г.н}}$	$\frac{h}{R_{г.н}}$	$b/R_{г.н}$ при									
				$m=0$	$m=0,5$	$m=0,75$	$m=1$	$m=1,25$	$m=1,50$	$m=1,75$	$m=2,0$	$m=2,5$	$m=3$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,010	0,4450	0,301	0,304	60,88	52,67	53,02	55,32	59,02	63,63	68,91	74,61	87,03	100,3
020	0,5266	0,387	0,394	39,44	34,04	34,21	36,65	38,00	40,94	44,31	47,96	55,91	64,39
030	0,5799	0,446	0,460	30,64	26,38	26,46	27,54	29,33	31,57	34,15	36,94	43,04	49,55
040	0,6202	0,493	0,512	25,62	21,98	22,03	22,90	24,36	26,21	28,34	30,64	35,67	41,05
0,050	0,6526	0,531	0,558	22,30	19,08	18,10	19,83	21,07	22,65	24,46	26,45	30,78	35,40
060	0,6798	0,565	0,599	19,96	17,03	17,02	17,65	18,74	20,12	21,63	23,48	26,30	31,39
070	0,7032	0,594	0,636	18,16	15,45	15,41	15,96	16,93	18,27	19,61	21,18	24,61	28,28
080	0,7237	0,619	0,669	16,72	14,17	14,12	14,61	15,48	16,60	17,90	19,32	22,44	25,78
090	0,7419	0,643	0,701	15,58	13,17	12,63	13,53	14,32	15,35	16,54	17,85	20,71	23,79
0,100	0,7583	0,664	0,730	14,60	12,32	12,23	12,62	13,34	14,29	15,39	16,60	19,25	22,10
102	0,7613	0,668	0,736	14,44	12,17	12,08	12,46	13,17	14,11	15,59	16,38	19,00	21,81
104	0,7643	0,672	0,741	14,28	12,02	11,93	12,31	13,01	13,93	14,99	16,17	18,75	21,52
106	0,7673	0,675	0,747	14,10	11,88	11,79	12,15	12,84	13,74	14,80	15,95	18,49	21,22
108	0,7702	0,679	0,752	13,94	11,73	11,64	12,00	12,68	13,56	14,00	15,74	18,24	20,93

1	2	3	4	5	6	7
0,110	0,7730	0,683	0,758	13,78	11,58	11,49
112	0,7758	0,687	0,763	13,64	11,45	11,36
114	0,7786	0,690	0,769	13,46	11,32	11,22
116	0,7813	0,694	0,774	13,36	11,20	11,10
118	0,7839	0,697	0,780	13,20	11,08	10,97
0,120	0,7865	0,701	0,785	13,08	10,96	10,86
122	0,7891	0,704	0,790	12,96	10,85	10,74
124	0,7916	0,707	0,795	12,82	10,73	10,62
126	0,7940	0,711	0,800	12,70	10,63	10,52
128	0,7965	0,714	0,805	12,58	10,51	10,41
0,130	0,7988	0,717	0,810	12,46	10,41	10,30
132	0,8012	0,720	0,815	12,36	10,31	10,19
134	0,8035	0,723	0,820	12,24	10,21	10,09
136	0,8058	0,726	0,825	12,14	10,12	9,99
138	0,8080	0,729	0,830	12,02	10,02	9,90
0,140	0,8102	0,732	0,835	11,92	9,93	9,81
142	0,8124	0,735	0,839	11,82	9,84	9,71
144	0,8145	0,738	0,844	11,72	9,75	9,63
146	0,8166	0,741	0,849	11,62	9,67	9,54
148	0,8187	0,743	0,853	11,54	9,59	9,45
0,150	0,8207	0,746	0,858	11,44	9,50	9,37
152	0,8227	0,749	0,863	11,34	9,42	9,29
154	0,8247	0,752	0,867	11,26	9,34	9,21
156	0,8266	0,754	0,872	11,18	9,26	9,13
158	0,8286	0,757	0,876	11,10	9,19	9,05
0,160	0,8305	0,759	0,881	11,02	9,12	8,97
162	0,8323	0,762	0,885	10,94	9,05	8,90
164	0,8342	0,764	0,890	10,86	8,98	8,83
166	0,8360	0,767	0,894	10,78	8,91	8,76
168	0,8378	0,769	0,899	10,70	8,84	8,69
0,170	0,8395	0,772	0,903	10,62	8,77	8,62
172	0,8413	0,744	0,907	10,54	8,70	8,55

8	9	10	11	12	13	14
11,84	12,51	13,38	14,40	15,52	17,99	20,64
11,71	12,36	13,22	14,23	15,33	17,77	20,46
11,56	12,20	13,05	14,04	15,13	17,53	20,11
11,43	12,07	12,90	13,88	14,96	17,33	19,88
11,29	11,92	12,74	13,71	14,77	17,10	19,62
11,17	11,79	12,60	13,56	14,60	16,91	19,40
11,05	11,65	12,45	13,39	14,43	16,71	19,16
10,92	11,52	12,31	13,23	14,25	16,50	18,93
10,81	11,40	12,18	13,10	14,11	16,33	18,73
10,70	11,28	12,04	12,95	13,94	16,14	18,50
10,58	11,15	11,91	12,80	13,78	15,95	18,29
10,47	11,03	11,78	12,66	13,64	15,78	18,09
10,37	10,92	11,66	12,53	13,49	15,60	17,89
10,26	10,81	11,54	12,40	13,34	15,44	17,69
10,16	10,70	11,42	12,27	13,20	15,27	17,50
10,06	10,59	11,30	12,14	13,07	15,11	17,32
9,96	10,49	11,19	12,02	12,94	14,96	17,14
9,88	10,39	11,08	11,91	12,81	14,81	16,97
9,78	10,29	10,98	11,79	12,68	14,66	16,79
9,69	10,19	10,87	11,67	12,55	14,51	16,62
9,60	10,09	10,76	11,55	12,42	14,36	16,44
9,51	10,00	10,66	11,45	12,30	14,22	16,29
9,43	9,91	10,56	11,34	12,19	14,09	16,13
9,35	9,82	10,47	11,23	12,08	13,95	15,98
9,27	9,73	10,37	11,13	11,96	13,82	15,82
9,18	9,64	10,27	11,02	11,84	13,68	15,66
9,11	9,56	10,18	10,92	11,74	13,56	15,52
9,03	9,48	10,10	10,83	11,64	13,43	15,38
8,96	9,40	10,01	10,73	11,53	13,31	15,23
8,88	9,32	9,92	10,64	11,43	13,19	15,09
8,81	9,24	9,83	10,54	11,32	13,06	14,95
8,74	9,16	9,75	10,45	11,23	12,95	14,82

174	0,8430	0,776	0,911	10,48	8,64	8,49
176	0,8447	0,779	0,916	10,40	8,58	8,42
178	0,8463	0,781	0,920	10,34	8,52	8,36
0,180	0,8480	0,783	0,924	10,28	8,45	8,29
182	0,8496	0,786	0,928	10,20	8,39	8,23
184	0,8512	0,788	0,933	10,14	8,33	8,17
186	0,8528	0,790	0,937	10,08	8,28	8,11
188	0,8544	0,792	0,941	10,00	8,22	8,05
0,190	0,8559	0,794	0,945	9,94	8,16	8,00
192	0,8574	0,796	0,949	9,88	8,11	7,94
194	0,8589	0,798	0,953	9,82	8,06	7,89
196	0,8604	0,800	0,957	9,76	8,00	7,83
198	0,8619	0,802	0,961	9,70	7,95	7,78
0,200	0,8633	0,804	0,965	9,66	7,90	7,72
202	0,8648	0,806	0,969	9,60	7,85	7,67
204	0,8662	0,808	0,973	9,54	7,80	7,62
206	0,8676	0,810	0,977	9,48	7,75	7,57
208	0,8690	0,812	0,981	9,44	7,70	7,52
0,210	0,8703	0,814	0,985	9,38	7,65	7,47
212	0,8717	0,816	0,989	9,32	7,60	7,42
214	0,8730	0,818	0,993	9,28	7,56	7,37
216	0,8743	0,820	0,996	9,22	7,51	7,33
218	0,8756	0,821	1,000	9,18	7,47	7,28
0,220	0,8769	0,823	1,004	9,12	7,42	7,23
222	0,8782	0,825	1,008	9,08	7,38	7,19
224	0,8794	0,827	1,012	9,04	7,34	7,15
226	0,8806	0,828	1,016	8,98	7,29	7,10
228	0,8819	0,830	1,019	8,94	7,25	7,06
0,230	0,8831	0,832	1,023	8,90	7,21	7,02
232	0,8843	0,833	1,027	8,86	7,17	6,98
234	0,8854	0,835	1,030	8,80	7,13	6,94
236	0,8866	0,837	1,034	8,76	7,09	6,89
238	0,8878	0,838	1,038	8,72	7,05	6,85
0,240	0,8889	0,840	1,041	8,68	7,01	6,81
242	0,8900	0,841	1,045	8,64	6,97	6,77
244	0,8912	0,843	1,049	8,60	6,94	6,73
246	0,8923	0,845	1,052	8,56	6,90	6,70
248	0,8934	0,846	1,056	8,52	6,87	6,66

8,67	9,09	9,67	10,36	11,13	12,84	14,69
8,60	9,02	9,59	10,28	11,04	12,73	14,56
8,53	8,94	9,51	10,19	10,94	12,62	14,43
8,46	8,87	9,43	10,10	10,84	12,50	14,30
8,40	8,80	9,36	10,02	10,76	12,40	14,18
8,33	8,73	9,28	9,94	10,67	12,30	14,06
8,27	8,66	9,20	9,86	10,58	12,19	13,94
8,21	8,59	9,13	9,78	10,49	12,09	13,82
8,15	8,53	9,06	9,70	10,40	11,90	13,70
8,09	8,47	8,99	9,62	10,32	11,89	13,59
8,03	8,40	8,92	9,55	10,24	11,80	13,48
7,98	8,34	8,86	9,47	10,16	11,70	13,37
7,92	8,27	8,79	9,40	10,08	11,61	13,26
7,86	8,21	8,72	9,32	10,00	11,51	13,15
7,81	8,15	8,66	9,26	9,92	11,42	13,05
7,75	8,09	8,59	9,18	9,85	11,33	12,95
7,70	8,04	8,53	9,12	9,77	11,25	12,84
7,64	7,98	8,46	9,05	9,70	11,16	12,74
7,59	7,92	8,40	8,98	9,62	11,07	12,64
7,54	7,87	8,34	8,92	9,55	10,99	12,54
7,49	7,81	8,28	8,85	9,48	10,91	12,45
7,44	7,76	8,23	8,79	9,42	10,82	12,35
7,39	7,70	8,17	8,72	9,35	10,74	12,26
7,34	7,65	8,11	8,66	9,28	10,66	12,16
7,29	7,60	8,05	8,60	9,21	10,58	12,07
7,25	7,55	8,00	8,54	9,15	10,51	11,98
7,20	7,50	7,94	8,48	9,08	10,43	11,90
7,16	7,45	7,89	8,42	9,02	10,36	11,81
7,11	7,40	7,83	8,36	8,95	10,28	11,72
7,07	7,35	7,78	8,30	8,89	10,21	11,64
7,02	7,31	7,73	8,25	8,83	10,14	11,55
6,98	7,26	7,68	8,19	8,76	10,06	11,47
6,93	7,22	7,63	8,14	8,70	9,99	11,38
6,89	7,17	7,58	8,08	8,64	9,92	11,30
6,85	7,13	7,53	8,03	8,58	9,85	11,22
6,81	7,08	7,48	7,98	8,53	9,78	11,14
6,77	7,04	7,44	7,92	8,47	9,72	11,07
6,73	6,99	7,39	7,87	8,42	9,65	10,99

1	2	3	4	5	6	7
0,250	0,8944	0,848	1,060	8,48	6,83	6,62
255	0,8971	0,851	1,068	8,36	6,74	6,53
260	0,896	0,855	1,077	8,28	6,65	6,44
265	0,9022	0,859	1,086	8,18	6,57	6,36
270	0,9046	0,862	1,095	8,10	6,49	6,27
0,275	0,9070	0,865	1,103	8,02	6,41	6,19
280	0,903	0,869	1,112	7,94	6,33	6,11
285	0,9115	0,872	1,120	7,86	6,26	6,03
290	0,9137	0,875	1,129	7,78	6,19	5,96
295	0,9159	0,878	1,137	7,70	6,12	5,89
0,300	0,9180	0,881	1,145	7,64	6,05	5,82
305	0,9200	0,884	1,153	7,56	5,98	5,75
310	0,9220	0,887	1,161	7,50	5,92	5,69
315	0,9239	0,889	1,170	7,42	5,86	5,62
320	0,9258	0,892	1,178	7,36	5,80	5,56
0,325	0,9276	0,895	1,186	7,30	5,74	5,50
330	0,9294	0,987	1,193	7,24	5,68	5,43
335	0,9312	0,900	1,201	7,18	5,62	5,37
340	0,9329	0,902	1,209	7,12	5,57	5,31
345	0,9346	0,904	1,216	7,06	5,51	5,25
0,350	0,9362	0,907	1,224	7,00	5,46	5,20
355	0,9378	0,909	1,232	6,94	5,41	5,15
360	0,9393	0,911	1,240	6,88	5,36	5,10
365	0,9408	0,914	1,248	6,82	5,31	5,05
370	0,9423	0,916	1,255	6,78	5,26	4,99
0,375	0,9438	0,918	1,262	6,72	5,21	4,94
380	0,9452	0,920	1,269	6,68	5,16	4,89
385	0,9466	0,922	1,277	6,64	5,11	4,84
390	0,9478	0,924	1,284	6,58	5,07	4,80
395	0,9492	0,926	1,291	6,54	5,03	4,75
0,400	0,9505	0,928	1,299	6,50	4,99	4,71
410	0,9530	0,932	1,313	6,40	4,91	4,62

8	9	10	11	12	13	14
6,69	6,95	7,34	7,82	8,36	9,58	10,91
6,60	6,84	7,22	7,69	8,23	9,42	10,73
6,50	6,74	7,11	7,57	8,09	9,26	10,55
6,41	6,64	7,01	7,45	7,96	9,11	10,37
6,32	6,55	6,90	7,34	7,83	8,96	10,20
6,24	6,46	6,79	7,23	7,71	8,82	10,03
6,15	6,36	6,69	7,12	7,59	8,68	9,87
6,07	6,27	6,60	7,01	7,47	8,55	9,71
5,99	6,19	6,50	6,91	7,36	8,41	9,55
5,91	6,10	6,41	6,81	7,25	8,28	9,40
5,83	6,02	6,32	6,71	7,15	8,15	9,26
5,76	5,94	6,23	6,61	7,04	8,03	9,11
5,69	5,86	6,15	6,52	6,94	7,91	8,97
5,62	5,79	6,06	6,43	6,84	7,79	8,83
5,55	5,71	5,98	6,34	6,74	7,67	8,70
5,48	5,64	5,90	6,25	6,64	7,56	8,57
5,42	5,57	5,82	6,16	6,55	7,45	8,44
5,35	5,50	5,74	6,08	6,08	7,34	8,32
5,29	5,43	5,67	5,99	6,37	7,24	8,20
5,23	5,36	5,60	5,91	6,28	7,13	8,08
5,17	5,30	5,53	5,84	6,20	7,03	7,96
5,11	5,23	5,46	5,76	6,12	6,94	7,85
5,06	5,17	5,39	5,69	6,04	6,84	7,74
5,00	5,11	5,32	5,61	5,96	6,74	7,62
4,95	5,05	5,26	5,54	5,88	6,65	77,51
4,90	4,99	5,19	5,47	5,80	6,55	7,40
4,84	4,93	5,13	5,40	5,72	6,46	7,30
4,78	4,87	5,07	5,33	5,64	6,37	7,19
4,73	4,82	5,01	5,27	5,57	6,29	7,09
4,68	4,77	4,95	5,20	5,50	6,20	7,00
4,64	4,72	4,89	5,14	5,43	6,12	6,90
4,54	4,61	4,78	5,01	5,29	5,96	6,71

420	0,9554	0,935	1,327	6,32	4,82	4,53
430	0,9577	0,938	1,341	6,24	4,75	4,46
440	0,9598	0,941	1,355	6,16	4,67	4,37
0,450	0,9619	0,944	1,369	6,08	4,60	4,30
460	0,9639	0,947	1,383	6,02	4,53	4,23
470	0,9658	0,950	1,396	5,94	4,46	4,15
480	0,9676	0,952	1,409	5,86	4,39	4,08
490	0,9693	0,954	1,422	5,80	4,33	4,01
0,50	0,9710	0,957	1,436	5,74	4,27	3,95
51	0,9726	0,960	1,449	5,68	4,21	3,88
52	0,9741	0,962	1,462	5,62	4,15	3,82
53	0,9755	0,964	1,475	5,56	4,09	3,76
54	0,9769	0,966	1,488	5,52	4,04	3,71
0,55	0,9782	0,9672	1,500	5,46	3,98	3,65
56	0,9795	0,9690	1,512	5,40	3,93	3,59
57	0,9807	0,9708	1,524	5,34	3,88	3,54
58	0,9818	0,9724	1,536	5,30	3,83	3,49
59	0,9829	0,9741	1,549	5,26	3,78	3,43
0,60	0,9840	0,9756	1,561	5,20	3,74	3,38
61	0,9850	0,9771	1,573	5,16	3,69	3,33
62	0,9860	0,9785	1,585	5,12	3,65	3,29
63	0,9869	0,9799	1,597	5,08	3,60	3,24
64	0,9877	0,9811	1,609	5,02	3,56	3,20
0,65	0,9886	0,9824	1,621	4,98	3,52	3,15
66	0,9893	0,9835	1,633	4,94	3,48	3,11
67	0,9901	0,9846	1,644	4,90	3,44	3,06
68	0,9908	0,9857	1,656	4,88	3,40	3,02
69	0,9915	0,9866	1,667	4,84	3,36	2,98
0,70	0,9921	0,9876	1,679	4,80	3,33	2,94
71	0,9927	0,9885	1,690	4,76	3,29	2,90
72	0,9933	0,9893	1,702	4,72	3,25	2,86
73	0,9939	0,9902	1,713	4,68	3,21	2,82
74	0,9944	0,9909	1,724	4,66	3,18	2,78
0,76	0,9953	0,9930	1,747	4,60	3,13	2,73
78	0,9962	0,9945	1,770	4,54	3,05	2,64
80	0,9969	0,9954	1,792	4,48	2,99	2,58
82	0,9976	0,9961	1,813	4,42	2,93	2,52
84	0,9981	0,9968	1,834	4,38	2,88	2,45

4,45	4,51	4,66	4,89	5,16	5,80	6,52
4,36	4,41	4,56	4,77	5,03	5,65	6,35
4,28	4,32	4,45	4,66	4,90	5,50	6,18
4,19	4,23	4,35	4,55	4,78	5,36	6,01
4,11	4,14	4,26	4,44	4,67	5,22	5,85
4,03	4,05	4,16	4,34	4,55	5,08	5,69
3,96	3,97	4,07	4,23	4,44	4,94	5,53
3,88	3,89	3,98	4,14	4,33	4,82	5,39
3,81	3,81	3,89	4,04	4,23	4,70	5,24
3,74	3,73	3,81	3,96	4,13	4,58	5,10
3,68	3,66	3,73	3,86	4,03	4,46	4,96
3,61	3,59	3,65	3,77	3,93	4,34	4,83
3,55	3,52	3,57	3,68	3,84	4,23	4,70
3,49	3,45	3,49	3,60	3,74	4,12	4,57
3,43	3,38	3,42	3,52	3,65	4,01	4,45
3,36	3,31	3,34	3,43	3,56	3,91	4,32
3,31	3,25	3,28	3,56	3,48	3,81	4,20
3,25	3,19	3,21	3,28	3,39	3,71	4,08
3,20	3,13	3,14	3,21	3,31	3,61	3,97
3,14	3,07	3,07	3,14	3,23	3,51	3,86
3,09	3,01	3,01	3,06	3,15	3,42	3,75
3,04	2,96	2,95	2,99	3,07	3,32	3,64
2,99	2,90	2,89	2,93	3,00	3,23	3,54
2,94	2,84	2,82	2,86	2,92	3,14	3,43
2,89	2,79	2,76	2,79	2,85	3,06	3,33
2,84	2,74	2,70	2,72	2,78	2,97	3,23
2,80	2,68	2,64	2,66	2,71	2,88	3,13
2,75	2,63	2,59	2,60	2,64	2,80	3,03
2,71	2,59	2,54	2,54	2,57	2,73	2,94
2,67	2,54	2,48	2,50	2,50	2,65	2,85
2,62	2,49	2,43	2,42	2,44	2,57	2,76
2,58	2,45	2,37	2,36	2,37	2,49	2,66
2,54	2,39	2,32	2,30	2,31	2,41	2,57
2,47	2,32	2,22	2,19	2,19	2,27	2,41
2,37	2,21	2,12	2,08	2,07	2,12	2,24
2,30	2,13	2,03	1,98	1,95	1,98	2,07
2,23	2,05	1,94	1,88	1,84	1,85	1,92
2,16	1,97	1,85	1,78	1,74	1,72	1,77

1	2	3	4	5	6	7
0,86	0,9986	0,9975	1,855	4,32	2,82	2,39
88	0,9990	0,9982	1,876	4,28	2,77	2,32
90	0,9993	0,9989	1,898	4,22	2,71	2,26
92	0,9996	0,9992	1,918	4,16	2,66	2,21
94	0,9998	0,9994	1,939	4,12	2,61	2,16
0,96	0,9999	0,9996	1,959	4,08	2,56	2,11
98	0,9999	0,9998	1,980	4,04	2,51	2,06
1,00	1,0000	1,0000	2,000	4,00	2,47	2,00
1,02	0,9999	0,9998	2,020	3,96	2,42	1,95
1,04	0,9999	0,9997	2,039	3,92	2,38	1,90
1,06	0,9998	0,9995	2,059	3,88	2,34	1,85
1,08	0,9996	0,9994	2,078	3,86	2,30	1,80
1,10	0,9994	0,9992	2,098	3,82	2,26	1,76
1,12	0,9992	0,9988	2,117	3,78	2,22	1,71
1,14	0,9989	0,9983	2,136	3,76	2,18	1,67
1,16	0,9986	0,9979	2,155	3,72	2,14	1,63
1,18	0,9983	0,9974	2,174	3,70	2,10	1,59
1,20	0,9979	0,9970	2,193	3,66	2,07	1,55
1,25	0,9969	0,9954	2,240	3,58	1,99	1,46
1,30	0,9957	0,9937	2,286	3,52	1,91	1,36
1,35	0,9944	0,9916	2,330	3,46	1,83	1,27
1,40	0,9930	0,9930	2,375	3,40	1,76	1,19
1,45	0,9915	0,9873	2,419	3,34	1,69	1,11
1,50	0,9898	0,9849	2,462	3,28	1,62	1,03
1,60	0,9864	0,9800	2,548	3,18	1,49	0,88
1,70	0,9828	0,9746	2,631	3,10	1,37	0,73
1,80	0,9789	0,9689	2,713	3,02	1,26	0,60
1,90	0,9750	0,9632	2,793	2,94	1,15	0,48
2,00	0,9710	0,9573	2,872	2,88	1,07	0,36

8	9	10	11	12	13	14
2,09	1,89	1,76	1,69	1,63	1,60	1,62
2,02	1,81	1,67	1,59	1,53	1,47	1,47
1,95	1,74	1,59	1,49	1,42	1,34	1,32
1,90	1,67	1,51	1,40	1,32	1,23	1,19
1,84	1,60	1,44	1,32	1,23	1,11	1,05
1,78	1,54	1,36	1,23	1,13	1,00	0,92
1,72	1,47	1,29	1,15	1,04	0,88	0,78
1,66	1,40	1,21	1,06	0,94	0,77	0,65
1,61	1,34	1,14	0,98	0,86	0,66	0,53
1,55	1,28	1,07	0,91	0,77	0,56	0,41
1,50	1,22	1,01	0,83	0,69	0,46	0,29
1,44	1,16	0,94	0,76	0,60	0,36	0,17
1,39	1,10	0,87	0,68	0,52	0,26	0,05
1,34	1,04	0,80	0,61	0,44	0,16	—
1,29	0,99	0,74	0,54	0,36	0,06	—
1,24	0,93	0,68	0,47	0,28	—	—
1,19	0,88	0,62	0,40	0,20	—	—
1,15	0,82	0,56	0,33	0,13	—	—
1,03	0,70	0,41	0,17	—	—	—
0,93	0,57	0,27	0,01	—	—	—
0,83	0,46	0,14	—	—	—	—
0,72	0,34	0,01	—	—	—	—
0,63	0,23	—	—	—	—	—
0,54	0,13	—	—	—	—	—
0,36	—	—	—	—	—	—
0,20	—	—	—	—	—	—
0,04	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—

Таблица П.16.8. К расчету параболических каналов

$\tau$	$\frac{R}{R_{г.н}}$	$\frac{h}{R_{г.н}}$	$\frac{B}{R_{г.н}}$	$\frac{\rho}{R_{г.н}}$	$\frac{v}{v_{г.н}}$	$B/h=Am$
1	2	3	4	5	6	7
0,001	0,327	0,491	43,92	491	0,470	89,44
002	372	558	35,25	279	513	63,25
003	400	601	30,98	200	539	51,64
004	422	634	28,35	159	559	44,72
005	440	661	26,44	132	575	40,00
006	455	684	24,98	114	588	36,51
007	468	704	23,81	101	599	33,80
008	480	721	22,80	90,1	609	31,62
009	491	739	22,03	82,1	618	29,81
0,010	0,500	0,752	21,27	75,20	0,626	28,28
012	516	778	20,09	64,83	640	25,83
014	531	801	19,14	57,19	652	23,91
016	544	821	18,36	51,30	663	22,36
0,18	556	839	17,69	46,82	673	21,08
0,020	0,567	0,856	17,12	42,79	0,682	20,00
022	577	871	16,61	39,60	690	19,07
024	586	885	16,16	36,89	697	18,26
026	594	899	15,77	34,57	704	17,55
028	602	911	15,41	32,55	710	16,91
0,030	0,609	0,923	15,07	30,77	0,716	16,33
032	616	934	14,77	29,20	721	15,81
034	623	945	14,50	27,80	727	15,34
036	629	955	14,24	26,54	732	14,91
038	635	965	14,00	25,40	737	14,51
0,040	0,641	0,975	13,78	24,36	0,741	14,14
042	647	984	13,62	23,51	745	13,80
044	652	0,992	13,38	22,55	749	13,48
046	657	1,001	13,19	21,75	753	13,19
048	662	009	13,02	21,01	757	12,91
0,050	0,667	0,017	12,86	20,33	0,761	12,65
055	677	034	12,48	18,81	769	12,06
060	688	052	12,15	17,53	777	11,54
065	697	068	11,86	16,44	784	11,09
0,070	0,706	1,084	11,58	15,48	0,791	10,69
0,075	0,715	1,098	11,34	14,64	0,797	10,33
080	722	112	11,12	13,90	803	10,00
085	729	124	10,91	13,23	808	9,70
090	736	137	10,72	12,63	813	9,43
095	743	149	10,54	12,09	818	9,18
0,100	0,749	1,160	10,38	11,60	0,823	8,95
105	755	171	10,23	11,16	827	8,73
110	761	183	10,08	10,75	831	8,53
115	766	192	9,95	10,37	835	8,34
120	771	202	9,82	10,02	839	8,16
0,125	0,776	1,212	9,70	9,70	0,843	8,00
130	781	221	9,58	9,39	847	7,84
135	786	230	9,47	9,11	850	7,70
140	791	239	9,37	8,85	853	7,56
145	795	247	9,26	8,60	856	7,43

1	2	3	4	5	6	7
0,150	0,799	1,256	9,17	8,37	0,859	7,30
155	803	264	9,08	8,15	862	7,18
160	807	272	8,99	7,95	865	7,07
165	811	280	8,91	7,76	871	6,86
0,175	0,818	1,295	8,76	7,40	0,874	6,76
180	821	302	8,68	7,23	876	6,67
185	824	309	8,61	7,08	878	6,58
190	827	316	8,54	6,93	880	6,49
0,195	0,831	1,323	8,47	6,79	0,882	6,40
0,20	0,834	1,329	8,41	6,65	0,884	6,32
21	839	343	8,29	6,40	888	6,16
22	845	355	8,17	6,16	892	6,03
23	850	367	8,06	5,95	896	5,90
24	855	379	7,96	5,74	900	5,77
0,25	0,860	1,390	7,86	5,56	0,903	5,66
26	865	402	7,77	5,39	906	5,55
27	869	412	7,68	5,23	909	5,44
28	873	423	7,60	5,08	912	5,34
29	877	433	7,52	4,94	915	5,25
0,30	0,881	1,443	7,45	4,81	0,918	5,16
31	884	453	7,38	4,69	912	5,08
32	888	462	7,31	4,57	923	5,00
33	891	471	7,24	4,46	925	4,92
34	894	481	7,18	4,35	927	4,85
0,35	0,897	1,490	7,12	4,25	0,930	4,78
36	900	499	7,07	4,16	932	4,71
37	903	507	7,01	4,07	934	4,64
38	906	516	6,95	3,99	936	4,59
39	909	524	6,90	3,91	938	4,53
0,40	0,911	1,532	6,85	3,83	0,939	4,47
41	914	540	6,80	3,76	941	4,42
42	917	548	6,76	3,69	943	4,36
43	919	556	6,71	3,62	944	4,31
44	0,921	1,564	6,67	3,55	0,946	4,26
0,45	923	571	6,62	3,49	947	4,22
46	925	579	6,58	3,43	949	4,17
47	927	586	6,54	3,37	950	4,13
48	929	593	6,50	3,32	952	4,08
49	931	600	6,46	3,27	954	4,04
0,50	0,933	1,607	6,43	3,21	0,955	4,00
52	0,937	1,621	6,356	3,116	—	3,922
54	0,940	1,634	6,289	3,026	—	3,849
56	0,943	1,674	6,225	2,941	—	3,780
58	0,947	1,659	6,163	2,861	—	3,714
0,60	0,949	1,672	6,105	2,787	—	3,651
62	0,952	1,684	6,048	2,716	—	3,592
64	0,955	1,696	6,995	2,649	—	3,536
66	0,957	1,707	5,943	2,587	—	3,482
68	0,959	1,719	5,895	2,528	—	3,430
0,70	0,962	1,729	5,847	2,471	—	3,380
72	0,964	1,741	5,802	2,418	—	3,333
74	0,966	1,751	5,757	2,367	—	3,288
76	0,967	1,762	5,716	2,318	—	3,244

1	2	3	4	5	6	7
0,78	0,969	1,772	5,676	2,272	—	3,202
0,80	0,971	1,782	5,636	2,228	—	3,162
82	0,972	1,792	5,599	2,186	—	3,124
84	0,974	1,802	5,562	2,146	—	3,086
86	0,975	1,812	5,527	2,107	—	3,050
88	0,977	1,821	5,492	2,069	—	3,015
0,90	0,978	1,831	5,459	2,034	—	2,981
92	0,979	1,840	5,427	2,000	—	2,949
94	0,981	1,849	5,395	1,967	—	2,917
96	0,982	1,858	5,364	1,936	—	2,887
98	0,983	1,867	5,335	1,905	—	2,857
1,00	0,984	1,876	5,306	1,876	—	2,828
02	0,985	1,885	5,278	1,848	—	2,800
04	0,986	1,893	5,251	1,820	—	2,774
06	0,987	1,901	5,223	1,794	—	2,747
08	0,987	1,909	5,198	1,768	—	2,722
1,10	0,988	1,918	5,173	1,744	—	2,697
12	0,989	1,926	5,148	1,720	—	2,673
14	0,989	1,935	5,125	1,697	—	2,649
16	0,990	1,942	5,101	1,674	—	2,626
18	0,991	1,950	5,077	1,653	—	2,604
1,20	0,992	1,958	5,055	1,632	—	2,582
22	0,992	1,966	5,033	1,611	—	2,561
24	0,993	1,973	5,012	1,591	—	2,540
26	0,993	1,981	4,991	1,572	—	2,520
28	0,994	1,988	4,971	1,553	—	2,500
1,30	0,994	1,996	4,951	1,535	—	2,481
32	0,995	2,003	4,931	1,517	—	2,462
34	0,995	2,010	4,911	1,499	—	2,443
36	0,996	2,017	4,893	1,483	—	2,425
38	0,996	2,024	4,874	1,467	—	2,408
1,40	0,996	2,032	4,856	1,451	—	2,391
42	0,997	2,039	4,839	1,436	—	2,374
44	0,997	2,045	4,821	1,420	—	2,257
46	0,997	2,052	4,804	1,406	—	2,341
48	0,998	2,059	4,788	1,392	—	2,325
1,50	0,998	2,066	4,771	1,377	—	2,309
52	0,998	2,073	4,754	1,363	—	2,294
54	0,998	2,079	4,738	1,350	—	2,279
56	0,999	2,086	4,723	1,337	—	2,265
58	0,999	2,092	4,707	1,324	—	2,250
1,60	0,999	2,094	4,693	1,313	—	2,236
62	0,999	2,105	4,678	1,298	—	2,222
64	0,999	2,111	4,663	1,288	—	2,209
66	0,999	2,118	4,649	1,276	—	2,195
68	0,999	2,124	4,635	1,264	—	2,182
1,70	0,999	2,130	4,621	1,253	—	2,169
72	0,999	2,136	4,607	1,242	—	2,157
74	0,999	2,142	4,594	1,231	—	2,144
76	0,999	2,149	4,581	1,221	—	2,132
78	0,999	2,155	4,568	1,210	—	2,120

1	2	3	4	5	6	7
1,80	0,999	2,160	4,555	1,200	—	2,108
82	0,999	2,167	4,542	1,190	—	2,097
84	1	2,172	4,530	1,181	—	2,085
86	1	2,178	4,517	1,171	—	2,074
88	1	2,184	4,506	1,162	—	2,063
1,90	1	2,189	4,493	1,153	—	2,052
92	1	2,196	4,482	1,144	—	2,041
94	1	2,201	4,470	1,135	—	2,031
96	0,999	2,207	4,459	1,126	—	2,020
98	0,999	2,213	4,446	1,117	—	2,010
2,00	0,999	2,218	4,436	1,109	—	2,00

Т а б л и ц а П.16.9. К расчету безразмерных элементов сегментных лотков

Ф. град	$v/v_{г.н}$	$R/R_{г.н}$	$r/R_{г.н}$	$h/R_{г.н}$	$B/R_{г.н}$	$e/R_{г.н}$	$h/r$	$R/r$	$B/h$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
180	1,0000	1,0000	2,000	2,000	4,000	0,000	1,000	0,500	2,000
178	1,0000	0,9999	2,023	1,987	4,045	0,036	0,982	0,484	2,036
176	0,9999	0,9998	2,046	1,975	4,090	0,071	0,965	0,489	2,071
174	0,9997	0,9996	2,071	1,962	4,135	0,108	0,948	0,485	2,108
172	0,9995	0,9993	2,096	1,949	4,181	0,146	0,930	0,477	2,145
170	0,9992	0,9988	2,122	1,937	4,227	0,185	0,913	0,471	2,183
168	0,9989	0,9983	2,149	1,924	4,274	0,225	0,895	0,464	2,221
166	0,9984	0,9977	2,177	1,912	4,322	0,265	0,878	0,458	2,261
162	0,9974	0,9961	2,237	1,887	4,418	0,350	0,844	0,445	2,342
160	0,9968	0,9952	2,268	1,874	4,467	0,394	0,826	0,439	2,384
158	0,9961	0,9942	2,301	1,862	4,517	0,439	0,809	0,432	2,426
156	0,9953	0,9930	2,335	1,849	4,568	0,485	0,792	0,425	2,470
154	0,9945	0,9918	2,370	1,837	4,619	0,533	0,775	0,418	2,514
152	0,9936	0,9904	2,407	1,825	4,671	0,582	0,758	0,412	2,560
150	0,9926	0,9890	2,445	1,812	4,723	0,633	0,741	0,404	2,606
148	0,9915	0,9874	2,481	1,800	4,776	0,685	0,724	0,397	2,654
146	0,9904	0,9857	2,526	1,787	4,831	0,738	0,708	0,390	2,701
144	0,9892	0,9840	2,569	1,775	4,886	0,794	0,691	0,383	2,753
142	0,9879	0,9820	2,613	1,762	4,942	0,851	0,674	0,376	2,804
140	0,9866	0,9800	2,660	1,750	4,998	0,910	0,658	0,368	2,856
138	0,9851	0,9778	2,708	1,737	5,056	0,970	0,642	0,361	2,910
136	0,9837	0,9755	2,758	1,725	5,115	1,033	0,625	0,354	2,965
134	0,9821	0,9732	2,811	1,713	5,175	1,098	0,609	0,346	3,022
132	0,9804	0,9707	2,866	1,700	5,236	1,166	0,593	0,339	3,080
130	0,9786	0,9681	2,923	1,688	5,297	1,235	0,577	0,331	3,139
128	0,9768	0,9653	2,983	1,675	5,362	1,307	0,562	0,324	3,200
126	0,9748	0,9625	3,045	1,663	5,427	1,383	0,546	0,316	3,264
124	0,9728	0,9594	3,110	1,650	5,492	1,460	0,531	0,308	3,329
122	0,9706	0,9563	3,178	1,637	5,560	1,541	0,515	0,301	3,395

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
120	0,9685	0,9531	3,250	1,625	5,629	1,625	0,500	0,293	3,464
118	0,9662	0,9497	3,325	1,612	5,700	1,712	0,485	0,286	3,535
116	0,9638	0,9462	3,403	1,600	5,772	1,803	0,470	0,278	3,608
114	0,9613	0,9425	3,485	1,587	5,846	1,898	0,455	0,270	3,684
112	0,9587	0,9387	3,571	1,574	5,922	1,997	0,441	0,263	3,761
110	0,9561	0,9348	3,662	1,561	5,999	2,100	0,426	0,255	3,842
108	0,9532	0,9307	3,757	1,549	6,080	2,209	0,412	0,248	3,925
106	0,9504	0,9265	3,857	1,536	6,161	2,321	0,398	0,240	4,011
104	0,9474	0,9221	3,962	1,523	6,245	2,439	0,384	0,233	4,101
102	0,9443	0,9176	4,074	1,510	6,331	2,564	0,371	0,225	4,193
100	0,9411	0,9129	4,190	1,497	6,420	2,693	0,357	0,218	4,289
98	0,9377	0,9081	4,314	1,484	6,511	2,830	0,344	0,210	4,387
96	0,9343	0,9031	4,444	1,470	6,605	2,974	0,331	0,203	4,492
94	0,9308	0,8980	4,582	1,457	6,702	3,125	0,318	0,196	4,600
92	0,9271	0,8927	4,728	1,444	6,802	3,285	0,305	0,189	4,712
90	0,9233	0,8872	4,883	1,430	6,906	3,453	0,293	0,182	4,828
88	0,9194	0,8815	5,048	1,417	7,013	3,631	0,281	0,175	4,950
86	0,9153	0,8757	5,222	1,403	7,123	3,819	0,269	0,168	5,077
84	0,9111	0,8697	5,408	1,389	7,238	4,019	0,257	0,161	5,210
82	0,9069	0,8642	5,610	1,376	7,361	4,234	0,245	0,154	5,349
80	0,9024	0,8572	5,818	1,361	7,479	4,457	0,234	0,147	5,495
78	0,8978	0,8506	6,043	1,347	7,607	4,697	0,223	0,141	5,653
76	0,8928	0,8436	6,283	1,332	7,737	4,951	0,212	0,134	5,808
74	0,8881	0,8369	6,546	1,318	7,878	5,228	0,201	0,128	5,978
72	0,8830	0,8298	6,824	1,303	8,022	5,521	0,191	0,122	6,161
70	0,8778	0,8224	7,124	1,288	8,173	5,836	0,181	0,115	6,343
68	0,8724	0,8148	7,449	1,273	8,330	6,175	0,171	0,109	6,542
66	0,8667	0,8069	7,799	1,258	8,496	6,541	0,161	0,103	6,752
64	0,8609	0,7988	8,179	1,243	8,668	6,936	0,152	0,098	6,975
62	0,8561	0,7922	8,562	1,223	8,819	7,339	0,143	0,092	7,212
60	0,8500	0,7836	9,009	1,207	9,008	7,801	0,134	0,087	7,464
58	0,8436	0,7749	9,495	1,190	9,206	8,304	0,125	0,082	7,733
56	0,8370	0,7657	10,030	1,174	9,418	8,856	0,117	0,076	8,022
54	0,8303	0,7566	10,612	1,157	9,636	9,455	0,109	0,071	8,331
52	0,8233	0,7470	11,256	1,139	9,868	10,117	0,101	0,066	8,663
50	0,8160	0,7371	11,970	1,121	10,117	10,848	0,094	0,062	9,022
48	0,8085	0,7269	12,761	1,103	10,381	11,658	0,086	0,057	9,410
46	0,8006	0,7164	13,664	1,085	10,663	12,560	0,079	0,052	9,830
44	0,7904	0,7027	14,730	1,073	11,036	13,658	0,073	0,048	10,289
42	0,7818	0,691	15,861	1,054	11,368	14,808	0,066	0,044	10,791
40	0,7726	0,6791	17,138	1,034	11,723	16,105	0,060	0,040	11,342

Таблица 17.1. Значения функции  $\Phi(z)$  при угле  $i > 0$  при  $x$ 

$z$	$\Phi(z)$	$z$	$\Phi(z)$	$z$	$\Phi(z)$	$z$	$\Phi(z)$	$z$
0	0	0,68	0,692	0,88	0,975	0,990	1,474	1,13
0,05	0,050	0,69	0,704	0,89	0,995	0,995	1,605	1,14
0,10	0,100	0,70	0,716	0,90	1,017	1,000	—	1,15
0,15	0,150	0,71	0,728	0,905	1,028	1,005	0,730	1,16
0,20	0,200	0,72	0,740	0,910	1,040	1,010	0,598	1,17
0,25	0,250	0,73	0,752	0,915	1,053	1,015	0,525	1,18
0,30	0,300	0,74	0,764	0,920	1,066	1,020	0,474	1,19
0,35	0,350	0,75	0,776	0,925	1,080	1,025	0,435	1,20
0,40	0,400	0,76	0,788	0,930	1,095	1,030	0,402	1,21
0,45	0,450	0,77	0,801	0,935	1,111	1,035	0,375	1,22
0,50	0,501	0,78	0,814	0,940	1,128	1,040	0,353	1,23
0,55	0,552	0,79	0,828	0,945	1,146	1,045	0,334	1,24
0,60	0,605	0,80	0,842	0,950	1,165	1,05	0,317	1,25
0,61	0,615	0,81	0,857	0,955	1,186	1,06	0,290	1,26
0,62	0,626	0,82	0,872	0,960	1,209	1,07	0,266	1,27
0,63	0,637	0,83	0,888	0,965	1,235	1,08	0,245	1,28
0,64	0,648	0,84	0,904	0,970	1,265	1,09	0,226	1,29
0,65	0,659	0,85	0,921	0,975	1,300	1,10	0,210	1,30
0,66	0,670	0,86	0,938	0,980	1,344	1,11	0,196	1,31
0,67	0,681	0,87	0,956	0,985	1,400	1,12	0,183	1,32

= 5,5

$\Phi(z)$	$z$	$\Phi(z)$	$z$	$\Phi(z)$	$z$	$\Phi(z)$
0,172	1,33	0,067	1,65	0,023	4,5	0
0,162	1,34	0,064	1,70	0,020	5,0	0
0,153	1,35	0,061	1,75	0,017	6,0	0
0,145	1,36	0,058	1,80	0,015	8,0	0
0,137	1,37	0,056	1,85	0,013	10,0	0
0,130	1,38	0,054	1,90	0,011		
0,124	1,39	0,052	1,95	0,009		
0,118	1,40	0,050	2,00	0,008		
0,113	1,41	0,048	2,1	0,007		
0,108	1,42	0,046	2,2	0,006		
0,103	1,43	0,045	2,3	0,005		
0,098	1,44	0,044	2,4	0,004		
0,094	1,45	0,043	2,5	0,003		
0,090	1,46	0,042	2,6	0,0025		
0,086	1,47	0,041	2,7	0,0020		
0,082	1,48	0,040	2,8	0,0015		
0,079	1,49	0,039	2,9	0,0010		
0,076	1,50	0,038	3,0	0,00075		
0,073	1,55	0,032	3,5	0,00050		
0,070	1,60	0,027	4,0	0,00025		

Таблица П.17.2. Значения функции  $F(r)$  при угле  $i < 0$  при  $x = 5,5$ 

$z$	$F(z)$	$z$	$F(z)$	$z$	$F(z)$	$z$	$F(z)$	$z$	$F(z)$	$z$	$F(z)$	$z$	$F(z)$	$z$	$F(z)$
0	0	0,68	0,668	0,88	0,826	0,990	0,891	1,13	0,951	1,33	0,999	1,65	1,034	4,50	1,056
0,05	0,050	0,69	0,677	0,89	0,832	0,995	0,894	1,14	0,954	1,34	1,001	1,70	1,037	5,00	1,056
0,10	0,100	0,70	0,686	0,90	0,839	1,000	0,897	1,15	0,957	1,35	1,003	1,75	1,039	6,00	1,056
0,15	0,150	0,71	0,694	0,905	0,842	1,005	0,899	1,16	0,960	1,36	1,005	1,80	1,041	8,00	1,056
0,20	0,200	0,72	0,703	0,910	0,845	1,010	0,902	1,17	0,963	1,37	1,007	1,85	1,043	10,00	1,056
0,25	0,250	0,73	0,712	0,915	0,848	1,015	0,904	1,18	0,965	1,38	1,008	1,90	1,045		
0,30	0,300	0,74	0,720	0,920	0,851	1,020	0,907	1,19	0,968	1,39	1,010	1,95	1,046		
0,35	0,350	0,75	0,728	0,925	0,854	1,025	0,909	1,20	0,970	1,40	1,011	2,00	1,047		
0,40	0,400	0,76	0,736	0,930	0,857	1,030	0,911	1,21	0,973	1,41	1,012	2,10	1,049		
0,45	0,450	0,77	0,744	0,935	0,860	1,035	0,914	1,22	0,976	1,42	1,014	2,20	1,050		
0,50	0,498	0,78	0,752	0,940	0,864	1,040	0,916	1,23	0,978	1,43	1,015	2,30	1,051		
0,55	0,547	0,79	0,760	0,945	0,867	1,045	0,918	1,24	0,981	1,44	1,016	2,40	1,052		
0,60	0,595	0,80	0,768	0,950	0,869	1,05	0,920	1,25	0,984	1,45	1,017	2,50	1,053		
0,61	0,604	0,81	0,776	0,955	0,872	1,06	0,924	1,26	0,986	1,46	1,018	2,60	1,054		
0,62	0,613	0,82	0,783	0,960	0,875	1,07	0,928	1,27	0,988	1,47	1,019	2,70	1,054		
0,63	0,622	0,83	0,790	0,965	0,878	1,08	0,932	1,28	0,990	1,48	1,020	2,80	1,054		
0,64	0,631	0,84	0,798	0,970	0,881	1,09	0,936	1,29	0,992	1,49	1,021	2,90	1,055		
0,65	0,640	0,85	0,805	0,975	0,883	1,10	0,940	1,30	0,994	1,50	1,022	3,00	1,055		
0,66	0,650	0,86	0,812	0,980	0,886	1,11	0,944	1,31	0,996	1,55	1,026	3,50	1,055		
0,67	0,659	0,87	0,819	0,985	0,889	1,12	0,948	1,32	0,997	1,60	1,030	4,00	1,056		

Т а б л и ц а П.17.3. Значение функции  $f(z)$  при угле  $t = 0$ 

$z$	$f(z)$	$z$	$f(z)$	$z$	$f(z)$
0	1,0000	0,73	0,2899	0,940	0,1629
0,05	0,9500	0,74	0,2817	0,945	0,1616
0,10	0,9000	0,75	0,2737	0,950	0,1602
0,15	0,8500	0,76	0,2658	0,955	0,1591
0,20	0,8000	0,77	0,2581	0,960	0,1580
0,25	0,7500	0,78	0,2506	0,965	0,1570
0,30	0,7001	0,79	0,2432	0,970	0,1562
0,35	0,6502	0,80	0,2361	0,975	0,1555
0,40	0,6004	0,81	0,2291	0,980	0,1549
0,45	0,5509	0,82	0,2223	0,985	0,1545
0,50	0,5017	0,83	0,2158	0,990	0,1541
0,55	0,4832	0,84	0,2095	0,995	0,1539
0,60	0,4656	0,85	0,2035	1,000	0,1539
0,61	0,3962	0,86	0,1977	1,005	0,1539
0,62	0,3869	0,87	0,1922	1,010	0,1541
0,63	0,3776	0,88	0,1870	1,015	0,1545
0,64	0,3685	0,89	0,1821	1,020	0,1550
0,65	0,3594	0,90	0,1776	1,025	0,1556
0,66	0,3503	0,905	0,1754	1,030	0,1564
0,67	0,3414	0,910	0,1733	1,035	0,1574
0,68	0,3325	0,915	0,1714	1,040	0,1585
0,69	0,3238	0,920	0,1695	1,045	0,1598
0,70	0,3151	0,925	0,1677	1,05	0,1613
0,71	0,3066	0,930	0,1660	1,06	0,1647
0,72	0,2982	0,935	0,1644	1,07	0,1688

) при  $x = 5,5$ 

$z$	$f(z)$	$z$	$f(z)$	$z$	$f(z)$
1,08	0,1737	1,33	0,652	1,90	9,076
1,09	0,1794	1,34	0,691	1,95	10,86
1,10	0,1858	1,35	0,732	2,0	12,93
1,11	0,1932	1,36	0,775	2,1	18,02
1,12	0,2014	1,37	0,821	2,2	24,67
1,13	0,2105	1,38	0,868	2,3	33,24
1,14	0,2205	1,39	0,918	2,4	44,15
1,15	0,2316	1,40	0,971	2,5	57,89
1,16	0,2437	1,41	1,026	2,6	75,03
1,17	0,2569	1,42	1,083	2,7	96,23
1,18	0,2711	1,43	1,143	2,8	122,3
1,19	0,2866	1,44	1,206	2,9	153,9
1,20	0,3032	1,45	1,272	3,0	192,3
1,21	0,3212	1,46	1,341	3,5	526,6
1,22	0,3403	1,47	1,412	4,0	1257,0
1,23	0,3609	1,48	1,487	4,5	2706,0
1,24	0,3828	1,49	1,565	5,0	5371,0
1,25	0,4062	1,50	1,646	6,0	17 575,0
1,26	0,4310	1,55	2,106	7,0	47 884,0
1,27	0,4574	1,60	2,665	8,0	114 093,0
1,28	0,4855	1,65	3,338	9,0	245 291,0
1,29	0,5152	1,70	4,12	10,0	486 491,0
1,30	0,5466	1,75	5,096		
1,31	0,5799	1,80	6,220		
1,32	0,6149	1,85	7,539		

Таблица П.17.4. К расчету кривых свободной поверхности в трапецидальных руслах

$\sigma$	$F(\sigma)$								
0,01	5,321	0,22	1,643	0,43	1,233	0,63	1,035	0,83	0,907
0,02	4,125	0,23	1,613	0,44	1,220	0,64	1,028	0,84	0,902
0,03	3,550	0,24	1,584	0,45	1,208	0,65	1,020	0,85	0,897
0,04	3,189	0,25	1,558	0,46	1,196	0,66	1,013	0,86	0,892
0,05	2,933	0,26	1,532	0,47	1,185	0,67	1,006	0,87	0,887
0,06	2,738	0,27	1,508	0,48	1,173	0,68	0,999	0,88	0,882
0,07	2,582	0,28	1,485	0,49	1,163	0,69	0,992	0,89	0,877
0,08	2,453	0,29	1,463	0,50	1,152	0,70	0,985	0,90	0,872
0,09	2,344	0,30	1,442	0,51	1,142	0,71	0,979	0,91	0,867
0,10	2,251	0,31	1,422	0,52	1,132	0,72	0,972	0,92	0,863
0,11	2,169	0,32	1,403	0,53	1,122	0,73	0,966	0,93	0,858
0,12	2,096	0,33	1,384	0,54	1,112	0,74	0,959	0,94	0,854
0,13	2,031	0,34	1,367	0,55	1,103	0,75	0,953	0,95	0,849
0,14	1,972	0,35	1,350	0,56	1,094	0,76	0,947	0,96	0,845
0,15	1,919	0,36	1,333	0,57	1,085	0,77	0,941	0,97	0,840
0,16	1,870	0,37	1,317	0,58	1,076	0,78	0,935	0,98	0,836
0,17	1,825	0,38	1,302	0,59	1,068	0,79	0,930	0,99	0,832
0,18	1,783	0,39	1,287	0,60	1,059	0,80	0,924	1,00	
0,19	1,744	0,40	1,278	0,61	1,051	0,81	0,918		
0,20	1,708	0,41	1,259	0,62	1,043	0,82	0,913		
0,21	1,674	0,42	1,246						

Таблица П.17.5. К расчету  $\Pi'_k$  в трапецидальных каналах

$\sigma$	$\theta$ ( $\sigma$ )				$\sigma$	$\theta$ ( $\sigma$ )				$\sigma$	$\theta$ ( $\sigma$ )			
	$m=0$	$m=1$	$m=1,5$	$m=2$		$m=0$	$m=1$	$m=1,5$	$m=2$		$m=0$	$m=1$	$m=1,5$	$m=2$
0,02	0,154	0,163	0,154	0,145	0,36	0,327	0,443	0,454	0,442	0,70	0,313	0,544	0,605	0,629
0,04	0,198	0,209	0,202	0,191	0,38	0,328	0,450	0,463	0,454	0,72	0,311	0,547	0,615	0,641
0,06	0,227	0,247	0,236	0,223	0,40	0,328	0,458	0,472	0,466	0,74	0,309	0,551	0,625	0,654
0,08	0,248	0,274	0,263	0,249	0,42	0,328	0,464	0,481	0,477	0,76	0,307	0,555	0,635	0,668
0,10	0,264	0,296	0,285	0,271	0,44	0,327	0,470	0,490	0,487	0,78	0,305	0,559	0,645	0,683
0,12	0,278	0,316	0,305	0,291	0,46	0,327	0,477	0,499	0,497	0,80	0,304	0,563	0,656	0,699
0,14	0,291	0,334	0,323	0,309	0,48	0,326	0,483	0,508	0,507	0,82	0,302	0,570	0,668	0,715
0,16	0,309	0,349	0,339	0,325	0,50	0,326	0,489	0,516	0,517	0,84	0,301	0,578	0,680	0,731
0,18	0,303	0,361	0,354	0,340	0,52	0,325	0,494	0,525	0,527	0,86	0,299	0,585	0,692	0,749
0,20	0,308	0,371	0,367	0,353	0,54	0,324	0,500	0,534	0,537	0,88	0,297	0,593	0,704	0,769
0,22	0,313	0,381	0,379	0,365	0,56	0,323	0,505	0,542	0,547	0,90	0,296	0,600	0,716	0,791
0,24	0,317	0,391	0,391	0,376	0,58	0,322	0,511	0,551	0,558	0,92	0,294	0,606	0,729	0,813
0,26	0,320	0,400	0,402	0,386	0,60	0,320	0,516	0,559	0,570	0,94	0,292	0,613	0,743	0,838
0,28	0,322	0,410	0,413	0,396	0,62	0,318	0,522	0,568	0,581	0,96	0,290	0,619	0,758	0,865
0,30	0,324	0,420	0,424	0,406	0,64	0,316	0,527	0,577	0,593	0,98	0,288	0,626	0,775	0,894
0,32	0,325	0,428	0,435	0,418	0,66	0,314	0,533	0,586	0,605	1,00	0,287	0,632	0,793	0,925
0,34	0,326	0,435	0,445	0,430	0,68	0,312	0,538	0,595	0,617					

Таблица П.17.6. К расчету кривых свободной поверхности в параболических каналах

$\tau = \frac{h}{p}$	$F(\tau)$	$\Theta(\tau)$												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,01	0,019	0,200	0,32	0,301	0,551	0,62	0,504	0,625	0,92	0,682	0,659	1,22	0,846	0,674
0,02	0,033	0,245	0,34	0,316	0,558	0,64	0,516	0,628	0,94	0,693	0,660	1,24	0,856	0,675
0,04	0,058	0,308	0,36	0,330	0,565	0,66	0,528	0,631	0,96	0,704	0,661	1,26	0,866	0,676

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,06	0,080	0,349	0,38	0,344	0,572	0,68	0,541	0,634	0,98	0,715	0,662	1,28	0,876	0,677
0,08	0,100	0,380	0,40	0,358	0,578	0,70	0,553	0,636	1,00	0,726	0,663	1,30	0,886	0,678
0,10	0,120	0,406	0,42	0,372	0,584	0,72	0,565	0,639	1,02	0,738	0,664	1,32	0,896	0,679
0,12	0,139	0,428	0,44	0,386	0,589	0,74	0,577	0,641	1,04	0,748	0,665	1,34	0,906	0,680
0,14	0,157	0,447	0,46	0,400	0,594	0,76	0,589	0,643	1,06	0,759	0,666	1,36	0,916	0,680
0,16	0,174	0,464	0,48	0,413	0,598	0,78	0,601	0,645	1,08	0,770	0,667	1,38	0,926	0,681
0,18	0,191	0,478	0,50	0,426	0,604	0,80	0,613	0,647	1,10	0,781	0,668	1,40	0,936	0,681
0,20	0,208	0,492	0,52	0,440	0,608	0,82	0,624	0,649	1,12	0,792	0,669	1,42	0,946	0,682
0,22	0,224	0,504	0,54	0,453	0,611	0,84	0,636	0,651	1,14	0,801	0,670	1,44	0,956	0,682
0,24	0,240	0,515	0,56	0,466	0,615	0,86	0,647	0,653	1,16	0,812	0,671	1,46	0,966	0,682
0,26	0,256	0,526	0,58	0,479	0,618	0,88	0,659	0,655	1,18	0,823	0,672	1,48	0,976	0,683
0,28	0,271	0,535	0,60	0,492	0,622	0,90	0,670	0,657	1,20	0,834	0,673	1,50	0,987	0,683
0,30	0,286	0,543												

Т а б л и ц а П.17.7. К расчету кривых свободной поверхности в круговых (сегментных) каналах

$\frac{h}{r}$	$F(\varphi)$	$\theta(\varphi)$	$\frac{F}{r}$	$F(\varphi)$	$\theta(\varphi)$												
0,02	0,076	0,177	0,20	0,468	0,408	0,38	0,765	0,484	0,54	0,991	0,551	0,70	1,192	0,515	0,86	1,371	0,504
0,04	0,132	0,231	0,22	0,504	0,420	0,40	0,795	0,489	0,56	1,018	0,512	0,72	1,215	0,515	0,88	1,391	0,502
0,06	0,182	0,269	0,24	0,539	0,431	0,42	0,824	0,493	0,58	1,044	0,514	0,74	1,239	0,514	0,90	1,412	0,499
0,08	0,228	0,299	0,26	0,573	0,441	0,44	0,853	0,497	0,60	1,069	0,515	0,76	1,262	0,513	0,92	1,432	0,496
0,10	0,272	0,324	0,28	0,607	0,450	0,46	0,882	0,500	0,62	1,095	0,516	0,78	1,284	0,512	0,94	1,452	0,493
0,12	0,314	0,345	0,30	0,639	0,458	0,48	0,910	0,503	0,64	1,119	0,516	0,80	1,306	0,510	0,96	1,472	0,489
0,14	0,354	0,364	0,32	0,671	0,465	0,50	0,937	0,506	0,66	1,144	0,516	0,82	1,328	0,508	0,98	1,491	0,486
0,16	0,394	0,381	0,34	0,703	0,472	0,52	0,965	0,508	0,68	1,168	0,516	0,84	1,349	0,506	1,00	1,510	0,482
0,18	0,431	0,495	0,36	0,734	0,478												

Т а б л и ц а П.17.8. Значение функции  $\Phi(z)$  при различных гидравлических показателях  $x$  при уклоне  $i > 0$ 

$z = \eta$	$x$									
	2	2,5	3	3,25	3,5	3,75	4	4,5	5	5,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
0,20	0,202	0,201	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
0,30	0,309	0,304	0,302	0,301	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300
0,40	0,423	0,411	0,407	0,404	0,403	0,403	0,402	0,401	0,400	0,400
0,50	0,549	0,527	0,517	0,513	0,510	0,508	0,507	0,504	0,502	0,501
0,60	0,693	0,657	0,637	0,630	0,624	0,621	0,617	0,610	0,607	0,605
0,62	0,725	0,685	0,663	0,654	0,648	0,644	0,640	0,632	0,629	0,626
0,64	0,758	0,714	0,689	0,680	0,673	0,668	0,664	0,656	0,651	0,648
0,66	0,792	0,744	0,717	0,706	0,699	0,694	0,688	0,680	0,674	0,670
0,68	0,829	0,776	0,746	0,734	0,725	0,720	0,713	0,704	0,698	0,692
0,70	0,867	0,809	0,776	0,763	0,753	0,746	0,739	0,728	0,722	0,716
0,72	0,907	0,843	0,807	0,793	0,781	0,774	0,766	0,754	0,747	0,740
0,74	0,950	0,880	0,840	0,823	0,811	0,802	0,794	0,780	0,773	0,764
0,76	0,996	0,919	0,874	0,855	0,843	0,832	0,823	0,808	0,799	0,788
0,78	1,045	0,960	0,911	0,890	0,877	0,865	0,854	0,837	0,826	0,814
0,80	1,098	1,006	0,950	0,927	0,913	0,900	0,887	0,867	0,854	0,842
0,82	1,156	1,056	0,993	0,968	0,951	0,937	0,922	0,898	0,884	0,872
0,84	1,221	1,110	1,040	1,013	0,992	0,976	0,960	0,933	0,917	0,904
0,86	1,293	1,170	1,092	1,062	1,039	1,019	1,002	0,972	0,953	0,938
0,88	1,375	1,238	1,151	1,116	1,092	1,069	1,049	1,015	0,992	0,975
0,90	1,472	1,316	1,218	1,179	1,152	1,127	1,103	1,065	1,038	1,017
0,91	1,527	0,361	1,257	1,216	1,186	1,159	1,132	1,093	2,063	1,040
0,92	1,589	1,411	1,300	1,257	1,223	1,194	1,165	1,124	1,091	1,066
0,93	1,658	1,469	1,348	1,302	1,265	1,235	1,204	1,159	1,122	1,095
0,94	1,738	1,535	1,403	1,352	1,312	1,280	1,247	1,198	1,157	1,128
0,95	1,831	1,610	1,467	1,411	1,367	1,332	1,297	1,241	1,197	1,165
0,96	1,945	1,701	1,545	1,483	1,435	1,395	1,356	1,292	1,246	1,209
0,97	2,092	1,820	1,644	1,575	1,521	1,475	1,431	1,362	1,308	1,265
0,98	2,297	1,985	1,783	1,703	1,640	1,587	1,537	1,460	1,394	1,344
0,99	2,646	2,264	2,018	1,921	1,844	1,777	1,714	1,614	1,538	1,474
1,00	$\infty$									
1,01	2,652	2,863	1,419	1,265	1,138	1,031	0,936	0,790	0,680	0,598
1,02	2,307	1,591	1,193	1,053	0,940	0,847	0,766	0,641	0,546	0,474
1,03	2,107	1,432	1,061	0,931	0,827	0,742	0,668	0,555	0,468	0,402
1,04	1,966	1,320	0,967	0,845	0,747	0,668	0,600	0,494	0,415	0,353
1,05	1,857	1,234	0,896	0,779	0,687	0,612	0,548	0,447	0,375	0,317
1,07	1,693	1,105	0,790	0,682	0,600	0,529	0,471	0,381	0,316	0,266
1,09	1,573	1,009	0,713	0,612	0,534	0,469	0,415	0,332	0,271	0,226
1,11	1,477	0,933	0,652	0,557	0,482	0,422	0,372	0,293	0,237	0,196
1,13	1,398	0,872	0,602	0,512	0,442	0,384	0,337	0,263	0,211	0,172
1,15	1,331	0,821	0,561	0,475	0,407	0,353	0,308	0,238	0,190	0,153
1,17	1,273	0,775	0,525	0,442	0,377	0,326	0,283	0,217	0,173	0,137
1,19	1,222	0,736	0,495	0,413	0,352	0,302	0,262	0,200	0,158	0,124
1,21	1,177	0,701	0,467	0,388	0,330	0,282	0,243	0,184	0,144	0,113
1,23	1,136	0,670	0,442	0,366	0,310	0,263	0,227	0,170	0,132	0,103

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1,25	1,098	0,643	0,420	0,346	0,292	0,247	0,212	0,158	0,121	0,094
1,27	1,065	0,618	0,400	0,328	0,276	0,233	0,199	0,147	0,111	0,086
1,29	1,033	0,594	0,382	0,312	0,261	0,220	0,187	0,137	0,103	0,079
1,31	1,004	0,571	0,365	0,297	0,247	0,208	0,176	0,129	0,095	0,073
1,33	0,977	0,551	0,349	0,283	0,235	0,197	0,166	0,121	0,089	0,067
1,35	0,952	0,533	0,334	0,271	0,224	0,187	0,157	0,113	0,083	0,061
1,37	0,928	0,516	0,322	0,259	0,214	0,177	0,149	0,106	0,077	0,056
1,40	0,896	0,492	0,304	0,243	0,199	0,165	0,137	0,097	0,070	0,050
1,42	0,876	0,477	0,293	0,233	0,191	0,157	0,131	0,091	0,066	0,046
1,44	0,856	0,463	0,283	0,225	0,183	0,150	0,125	0,085	0,062	0,044
1,46	0,838	0,450	0,273	0,217	0,175	0,144	0,119	0,081	0,058	0,042
1,48	0,821	0,438	0,263	0,209	0,168	0,138	0,113	0,077	0,054	0,040
1,5	0,805	0,426	0,255	0,201	0,162	0,132	0,108	0,073	0,052	0,038
1,6	0,733	0,376	0,218	0,170	0,134	0,108	0,087	0,058	0,039	0,027
1,7	0,675	0,336	0,189	0,145	0,113	0,090	0,072	0,046	0,030	0,020
1,8	0,626	0,303	0,166	0,124	0,096	0,077	0,060	0,037	0,023	0,015
1,9	0,585	0,253	0,147	0,108	0,083	0,066	0,050	0,030	0,018	0,011
2,0	0,550	0,216	0,132	0,097	0,073	0,057	0,043	0,025	0,015	0,008
2,2	0,490	0,188	0,108	0,077	0,057	0,043	0,032	0,018	0,010	0,006
2,4	0,444	0,165	0,090	0,063	0,046	0,034	0,024	0,013	0,007	0,004
2,6	0,405	0,146	0,076	0,052	0,037	0,028	0,019	0,0095	0,0050	0,0025
2,8	0,374	0,131	0,065	0,044	0,030	0,022	0,015	0,0075	0,0040	0,0015
3,0	0,346	0,104	0,056	0,037	0,025	0,0185	0,0125	0,0060	0,0030	0,00075
3,5	0,294	0,084	0,041	0,026	0,017	0,0125	0,0075	0,0035	0,0020	0,00050
4,0	0,255	0,070	0,031	0,019	0,012	0,0085	0,0050	0,0020	0,0010	0,00025
4,5	0,226	0,059	0,025	0,014	0,009	0,0065	0,0035	0,0015	0,0005	0
5,0	0,203	0,047	0,020	0,010	0,007	0,0050	0,0025	0,0010	0	0
6,0	0,168	0,029	0,014	0,007	0,004	0,0030	0,0015	0,0005	0	0
8,0	0,126	0,021	0,009	0,004	0,002	0,0015	0,0010	0,0002	0	0
10,0	0,100	0	0,005	0,002	0,001	0,0005	0,0005	0	0	0

Таблица П.17.9. Значения функции  $F(z)$  при различных гидравлических показателях  $x$  при уклоне  $i < 0$ 

$z = \xi$	$x$									
	2	2,5	3	3,25	3,5	3,75	4	4,5	5	5,5
0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,10	0,9003	0,9001	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000
0,20	0,8027	0,8010	0,8004	0,8003	0,8002	0,8001	0,8001	0,8000	0,8000	0,8000
0,30	0,7090	0,7042	0,7020	0,7014	0,7010	0,7007	0,7005	0,7002	0,7001	0,7001
0,40	0,6213	0,6116	0,6064	0,6048	0,6036	0,6027	0,6021	0,6012	0,6007	0,6004
0,50	0,5417	0,5252	0,5156	0,5124	0,5098	0,5078	0,5063	0,5040	0,5026	0,5017
0,60	0,4720	0,4478	0,4324	0,4268	0,4223	0,4186	0,4156	0,4109	0,4078	0,4056
0,62	0,4594	0,4336	0,4169	0,4108	0,4059	0,4017	0,3983	0,3931	0,3894	0,3869
0,64	0,4474	0,4199	0,4019	0,3953	0,3898	0,3853	0,3815	0,3756	0,3714	0,3685
0,66	0,4358	0,4067	0,3874	0,3802	0,3743	0,3692	0,3650	0,3585	0,3538	0,3503
0,68	0,4248	0,3940	0,3735	0,3657	0,3592	0,3537	0,3491	0,3418	0,3365	0,3325
0,70	0,4143	0,3820	0,3600	0,3517	0,3446	0,3387	0,3336	0,3256	0,3196	0,3151
0,72	0,4044	0,3705	0,3472	0,3382	0,3307	0,3242	0,3187	0,3098	0,3032	0,2982
0,74	0,3951	0,3596	0,3350	0,3254	0,3173	0,3104	0,3044	0,2947	0,2874	0,2817
0,76	0,3863	0,3491	0,3234	0,3133	0,3046	0,2972	0,2907	0,2802	0,2721	0,2658
0,78	0,3782	0,3397	0,3125	0,3018	0,2926	0,2847	0,2777	0,2664	0,2575	0,2506
0,80	0,3707	0,3308	0,3024	0,2911	0,2814	0,2729	0,2655	0,2533	0,2437	0,2361
0,82	0,3638	0,3226	0,2930	0,2812	0,2710	0,2620	0,2541	0,2410	0,2307	0,2223
0,84	0,3576	0,3152	0,2845	0,2722	0,2614	0,2520	0,2436	0,2297	0,2185	0,2095
0,86	0,3520	0,3085	0,2768	0,2639	0,2528	0,2428	0,2341	0,2193	0,2074	0,1977
0,88	0,3472	0,3026	0,2699	0,2567	0,2450	0,2347	0,2256	0,2100	0,1974	0,1870
0,90	0,3430	0,2976	0,2640	0,2504	0,2383	0,2276	0,2181	0,2018	0,1886	0,1776
0,91	0,3412	0,2954	0,2614	0,2476	0,2354	0,2245	0,2148	0,1982	0,1846	0,1733
0,92	0,3396	0,2934	0,2591	0,2451	0,2327	0,2217	0,2118	0,1949	0,1811	0,1695

z = E	x									
	2	2.5	3	3.25	3.5	3.75	4	4.5	5	5.5
0.93	0.3381	0.2916	0.2570	0.2429	0.2303	0.2191	0.2091	0.1920	0.1778	0.1660
0.94	0.3369	0.2901	0.2552	0.2409	0.2282	0.2169	0.2068	0.1894	0.1750	0.1629
0.95	0.3358	0.2888	0.2536	0.2392	0.2264	0.2150	0.2048	0.1871	0.1725	0.1602
0.96	0.3349	0.2877	0.2523	0.2378	0.2249	0.2134	0.2031	0.1853	0.1705	0.1580
0.97	0.3342	0.2868	0.2513	0.2367	0.2238	0.2122	0.2017	0.1838	0.1688	0.1562
0.98	0.3337	0.2862	0.2506	0.2359	0.2229	0.2113	0.2008	0.1827	0.1677	0.1549
0.99	0.3334	0.2858	0.2502	0.2355	0.2224	0.2107	0.2002	0.1821	0.1669	0.1541
1.00	0.3333	0.2857	0.2500	0.2353	0.2222	0.2105	0.2000	0.1818	0.1667	0.1539
1.01	0.3334	0.2858	0.2501	0.2355	0.2224	0.2107	0.2002	0.1821	0.1669	0.1541
1.02	0.3337	0.2862	0.2506	0.2360	0.2229	0.2113	0.2008	0.1827	0.1677	0.1550
1.03	0.3343	0.2869	0.2514	0.2368	0.2238	0.2123	0.2019	0.1839	0.1690	0.1564
1.04	0.3349	0.2877	0.2525	0.2380	0.2251	0.2136	0.2033	0.1856	0.1709	0.1585
1.05	0.3359	0.2889	0.2539	0.2395	0.2268	0.2154	0.2053	0.1878	0.1734	0.1613
1.07	0.3384	0.2921	0.2577	0.2437	0.2313	0.2203	0.2105	0.1938	0.1801	0.1688
1.10	0.3437	0.2988	0.2660	0.2528	0.2412	0.2311	0.2221	0.2071	0.1953	0.1858
1.12	0.3483	0.3048	0.2734	0.2609	0.2501	0.2407	0.2325	0.2191	0.2090	0.2014
1.14	0.3539	0.3119	0.2822	0.2706	0.2607	0.2523	0.2451	0.2338	0.2258	0.2205
1.16	0.3603	0.3203	0.2927	0.2822	0.2734	0.2661	0.2601	0.2513	0.2461	0.2437
1.18	0.3677	0.3299	0.3047	0.2954	0.2880	0.2821	0.2775	0.2718	0.2699	0.2711
1.20	0.3760	0.3408	0.3184	0.3106	0.3048	0.3005	0.2971	0.2956	0.2977	0.3032
1.22	0.3853	0.3531	0.3338	0.3278	0.3238	0.3214	0.3205	0.3228	0.3296	0.3403
1.24	0.3955	0.3666	0.3510	0.3470	0.3450	0.3449	0.3463	0.3535	0.3659	0.3828
1.26	0.4068	0.3815	0.3701	0.3683	0.3687	0.3711	0.3752	0.3881	0.4069	0.4310
1.28	0.4191	0.3979	0.3911	0.3918	0.3949	0.4001	0.4072	0.4268	0.4530	0.4855
1.30	0.4323	0.4157	0.4140	0.4175	0.4236	0.4320	0.4426	0.4697	0.5044	0.5466
1.32	0.4467	0.4350	0.4390	0.4457	0.4551	0.4671	0.4815	0.5171	0.5616	0.6149
1.34	0.4620	0.4558	0.4660	0.4762	0.4894	0.5053	0.5240	0.5693	0.6248	0.691

$z = \frac{x}{\sigma}$					
	2	2,5	3	3,25	3,5
1,36	0,4785	0,4781	0,4953	0,5093	0,5266
1,38	0,4960	0,5021	0,5267	0,5449	0,5668
1,40	0,5147	0,5276	0,5604	0,5832	0,610
1,42	0,5344	0,5548	0,597	0,624	0,657
1,44	0,5553	0,584	0,635	0,668	0,707
1,46	0,577	0,614	0,676	0,715	0,760
1,48	0,601	0,647	0,719	0,765	0,817
1,5	0,625	0,681	0,766	0,818	0,878
1,6	0,765	0,881	1,038	1,134	1,243
1,7	0,938	1,130	1,388	1,544	1,720
1,8	1,144	1,435	1,824	2,061	2,330
1,9	1,386	1,801	2,358	2,700	3,092
2,0	1,667	2,232	3,000	3,477	4,028
2,2	2,349	3,312	4,656	5,512	6,521
2,4	3,208	4,719	6,894	8,316	10,02
2,6	4,259	6,497	9,82	12,05	14,77
2,8	5,517	8,70	13,57	16,91	21,06
3,0	7,00	11,36	18,25	23,08	29,18
3,5	11,79	20,42	35,02	45,80	59,89
4,0	18,33	33,57	61	82,18	110,8
4,5	26,88	51,73	99	137,0	189,8
5,0	37,67	75,86	152	215,9	306,6
6,0	67,0	146,2	319	472,2	700,4
7,0	108,3	253,3	594	912,9	1406
8,0	163,7	406,7	1017	1614	2567
9,0	234,0	617,0	1632	2666	4366
10,0	324,3	894,0	2491	4175	7018

x

3,75	4	4,5	5	5,5
0,5470	0,5705	0,6265	0,695	0,775
0,5922	0,621	0,689	0,771	0,868
0,641	0,676	0,757	0,855	0,971
0,694	0,735	0,831	0,946	1,083
0,750	0,798	0,911	1,046	1,206
0,810	0,867	0,997	1,154	1,341
0,875	0,940	1,091	1,272	1,487
0,945	1,019	1,191	1,398	1,646
1,363	1,497	1,812	2,196	2,665
1,918	2,140	2,666	3,323	4,142
2,634	2,979	3,809	4,869	6,220
3,540	4,052	5,305	6,941	9,076
4,665	5,400	7,228	9,670	12,93
7,709	9,11	12,70	17,70	24,67
12,07	14,53	21,03	30,45	44,15
18,10	22,16	33,23	49,88	75,03
26,21	32,62	50,56	78,52	122,3
36,87	46,60	74,53	119,5	192,3
78,34	102,6	176,2	303,9	526,6
149,4	197,1	369,4	679,7	1257
263,2	365,5	708,2	1380	2706
436	621	1267	2600	5371
1041	1550	3458	7771	17575
2169	3355	8079	19604	47884
4095	6547	16843	43683	114093
7169	11802	32202	88561	245291
11831	19991	57491	106691	486491

Таблица П.18.1. Шкала шероховатости речных русел и пойм

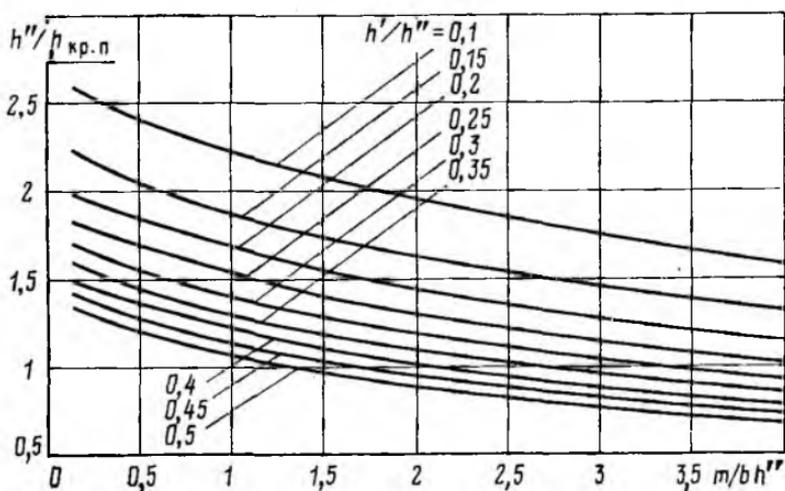
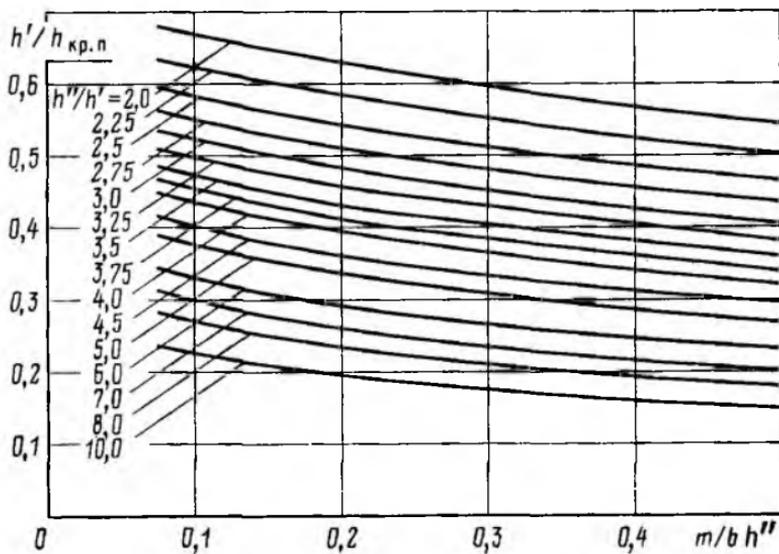
п	Характеристика русел и пойм		
	Равнинные реки	Полугорные и горные реки	Поймы
0,02	Прямолинейные русла канализированных рек в плотных грунтах с тонким слоем илистых отложений	—	—
0,025	Естественные земляные русла в благоприятных условиях, чистые, прямые, со спокойным течением	Искусственные отводы русел, высеченные в скале	Ровная чистая пойма с низкой травой без сельскохозяйственного использования
0,03	Гравийно-галечные русла в тех же условиях	Гравийно-галечные русла в благоприятных условиях (чистые, прямые), $i = 0,8 \div 1,0 \text{ ‰}$	Ровная пойма под пашней без посевов и под пастбищем с низкой травой
0,04	Сравнительно чистые русла постоянных водотоков с некоторыми неправильностями в направлениях струй, неровностями дна и берега и влечением донных насосов	Земляные русла периодических водотоков (сухих логов) в благоприятных условиях. Правильные, хорошо разработанные галечные русла в нижнем течении, $i = 3 \div 7 \text{ ‰}$	Ровная пойма, занятая зрелыми полевыми культурами, пастбищем с высокой травой и вырубками без побегов, небольшое количество староречий и мелких проток
0,05	Значительно засоренные русла больших и средних рек, частично заросшие или каменистые, с беспокойным течением. Чистые русла периодических водотоков	Значительно засоренные каменистые русла с бурным течением. Периодические водотоки с крупногалечным покрытием ложа, $i = 7 \div 15 \text{ ‰}$	Пойма, поросшая редким кустарником и деревьями (весной без листьев), изрезанная староречьями

п	Характеристика русл и пойм		
	Равнинные реки	Полугорные и горные реки	Поймы
0,065	Скалистые русла больших и средних рек. Русла периодических водотоков, засоренные и заросшие	Галечно-валунные русла с бурным течением. Засоренные периодические водотоки, $i = 15 \div 20 \%$	Пойма под редким кустарником и деревьями с листвой или вырубками с развивающейся порослью
0,08	Речные русла, значительно заросшие, с промоинами и неровностями дна и берегов	Валунные русла в средней и верхней частях бассейна и периодические водотоки с бурным течением и взволнованной водной поверхностью, $i = 50 \div 90 \%$	Поймы, покрытые кустарником средней и большой густоты (весной без листвы)
0,1	Русла рек, сильно заросшие, загроможденные стволами деревьев и валунами	Русла водопадного типа преимущественно в верховьях с крупновалунным ложем и бурным течением, $i = 90 \div 200 \%$	Поймы, покрытые кустарником средней и большой густоты
0,14	Реки болотного типа (заросли, кочки, во многих местах почти стоячая вода)	Русла водопадного типа, загроможденные обломками скал и валунами, $i = 90 \div 200 \%$	Поймы, покрытые лесом и густым ивняком
0,2	—	Русла с завалами из валунов и обломков скал	Глухие, сплошь заросшие, труднопроходимые поймы таежного типа

Таблица П.21.1. К расчету сопряженных глубин в руслах

$$\theta_i = \frac{1,93 \sqrt{\rho}}{Q} h_i$$

а) в трапецидальных руслах



б) в параболических руслах

$\theta_1$	$\theta_2$										
0,2	2,61	0,32	1,956	0,44	1,548	0,56	1,302	0,68	1,122	0,8	0,98
0,21	2,54	0,33	1,912	0,45	1,524	0,57	1,286	0,69	1,11	0,81	0,97
0,22	2,48	0,34	1,868	0,46	1,5	0,58	1,268	0,7	1,098	0,82	0,96
0,23	2,42	0,35	1,824	0,47	1,476	0,59	1,252	0,71	1,086	0,83	0,95
0,24	2,36	0,36	1,79	0,48	1,454	0,6	1,238	0,72	1,072	0,84	0,94
0,25	2,3	0,37	1,752	0,49	1,432	0,61	1,22	0,73	1,06	0,85	0,93
0,26	2,242	0,38	1,72	0,5	1,412	0,62	1,204	0,74	1,048	0,86	0,92
0,27	2,196	0,39	1,688	0,51	1,394	0,63	1,192	0,75	1,036	0,87	0,91
0,28	2,152	0,4	1,654	0,52	1,372	0,64	1,176	0,76	1,024	0,88	0,88
0,29	2,1	0,41	1,628	0,53	1,356	0,65	1,164	0,77	1,012	—	—
0,3	2,05	0,42	1,604	0,54	1,336	0,66	1,148	0,78	1,0	—	—
0,31	2,004	0,43	1,572	0,55	1,316	0,67	1,136	0,79	0,99	—	—

Приложение к гл. 22

Т а б л и ц а П.22.1. Ширина (пролет) и высота водоспускных отверстий

Ширина (пролет) отверстия, м	0,4;	0,6;	0,8;	1,0;	1,25;	1,5;	2,0;	2,5;
Высота отверстия, м	0,6;	0,8;	1,0;	1,25;	1,50;	1,75;	2,0;	2,5;

Продолжение табл. П.22.1

Ширина (пролет) отверстия, м	3,0;	3,5;	4,0;	4,5;	5,0;	6,0;	7,0;	8,0;
Высота отверстия, м	3,0;	3,5;	4,0;	4,5;	5,0;	5,5;	6,0;	7,0;

Продолжение табл. П.22.1

Ширина (пролет) отверстия, м	10,0;	12,0;	14,0;	16,0;	18,0;	20,0;	24,0;	30
Высота отверстия, м	8,0;	9,0;	10,0;	12,0;	14,0;	16,0;	18,0;	20,0

Таблица П.22.2. Коэффициенты расхода водослива с широким порогом без бокового сжатия

Форма водослива		$p_1/H$									
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	4	6	$\infty$
		0,385	0,366	0,356	0,35	0,345	0,342	0,333	0,327	0,325	0,32
	$\text{ctg } \theta_0$										
	0,5	0,385	0,372	0,365	0,361	0,357	0,355	0,349	0,345	0,344	0,34
	1	0,385	0,377	0,373	0,37	0,368	0,367	0,363	0,361	0,36	0,358
	1,5	0,385	0,38	0,377	0,376	0,375	0,374	0,371	0,37	0,369	0,368
	$\geq 2,5$	0,385	0,382	0,381	0,38	0,379	0,378	0,377	0,376	0,376	0,375
	$\frac{r}{H}$ или $\frac{l}{H}$										
	0,025	0,385	0,372	0,365	0,361	0,357	0,355	0,349	0,346	0,344	0,34
	0,05	0,385	0,374	0,368	0,364	0,361	0,359	0,354	0,35	0,349	0,346
	0,2	0,385	0,377	0,374	0,37	0,368	0,366	0,363	0,36	0,359	0,357
	0,6	0,385	0,38	0,377	0,376	0,375	0,374	0,371	0,37	0,369	0,368
	$\geq 1$	0,385	0,382	0,381	0,38	0,379	0,378	0,377	0,376	0,376	0,375

Таблица П.22.3. Коэффициенты расхода водослива с широким порогом ( $p_1 = 0$ )

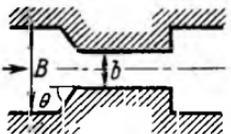
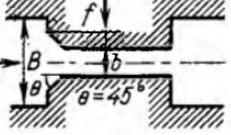
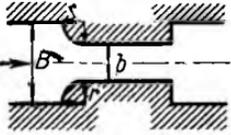
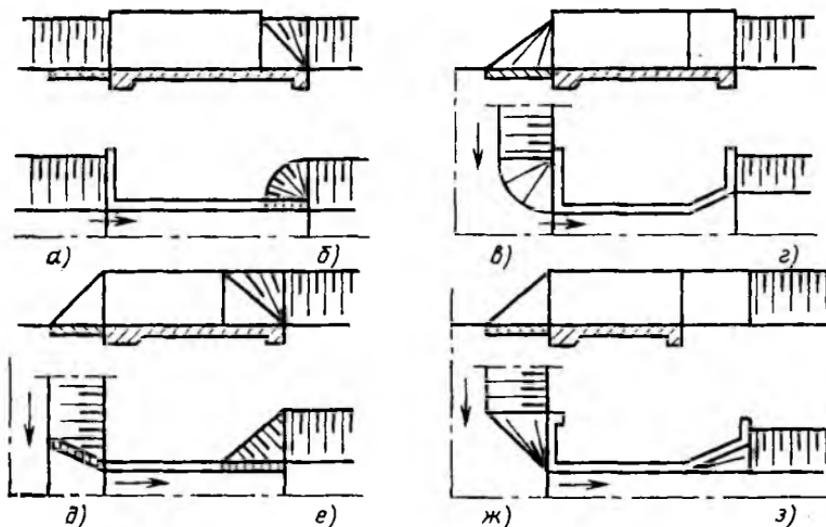
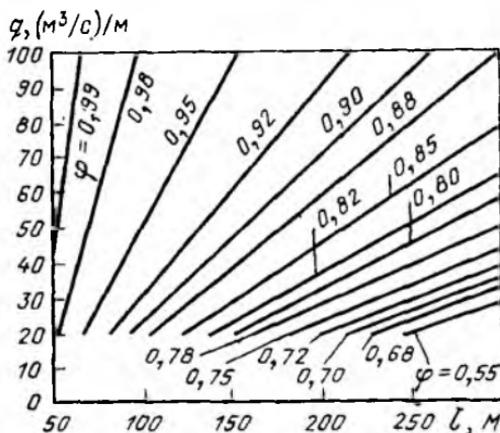
Форма входа в плане		$b/B$						
		1,0	0,9	0,8	0,6	0,4	0,2	0
		0,385	0,367	0,355	0,34	0,33	0,324	0,32
	$\text{ctg } \theta$							
	0,5	0,385	0,373	0,365	0,356	0,35	0,346	0,343
	1—3	0,385	0,375	0,369	0,361	0,356	0,352	0,35
	$e/b$							
	0,05	0,385	0,371	0,362	0,35	0,343	0,338	0,345
	0,2	0,385	0,375	0,368	0,36	0,355	0,351	0,349
	0,5	0,385	0,378	0,373	0,368	0,364	0,362	0,36
	$r/b_0$							
	0,05	0,385	0,367	0,355	0,34	0,33	0,324	0,32
	0,2	0,385	0,375	0,368	0,36	0,355	0,351	0,349
	$\geq 0,5$	0,385	0,378	0,373	0,368	0,364	0,362	0,36

Таблица П.22.4. Конструкция перехода от откосов на входе к устоям водослива

*a* — обратная стенка,  $a = 0,2$ ; *b* — ныряющая стенка с закруглением; *в* — обратная стенка с конусом (боковой отвод),  $a = 0,07$ ; *г* — раструб с обратной стенкой,  $a = 0,13 \div 0,07$ ; *д* — ныряющая стенка (боковой отвод),  $a = 0,075$ ; *е* — ныряющая стенка с треугольной вставкой; *ж* — косякая плоскость (боковой отвод); *з* — косякая плоскость,  $a = 0,05 \div 0,06$

Таблица П.22.5. Зависимость коэффициента скорости  $\varphi$  от удельного расхода и расстояния  $l$ , м, от гребня водослива до рассматриваемого сечения на низовой водосливной поверхности

Т а б л и ц а П.22.6. Рекомендуемые значения толщины бычков водосливной плотины в зависимости от ширины пролета и напора

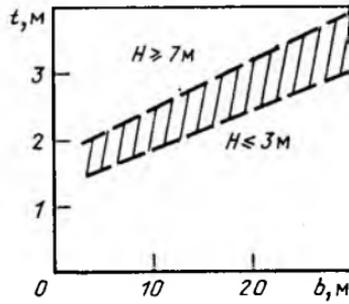


Таблица П.22.7. К расчету сопряжения в нижнем бьефе

$\Phi$ ( $\tau_C$ )	$\tau_C$	$\tau_C$					$\Phi$ ( $\tau_C$ )	$\tau_C$	$\tau_C$				
		$\Phi = 0,8$	$\Phi = 0,85$	$\Phi = 0,9$	$\Phi = 0,95$	$\Phi = 1$			$\Phi = 0,8$	$\Phi = 0,85$	$\Phi = 0,9$	$\Phi = 0,95$	$\Phi = 1$
0,01	0,023	0,074	0,079	0,084	0,088	0,093	0,55	0,134	0,481	0,515	0,549	0,583	0,617
0,02	0,0045	0,105	0,112	0,118	0,125	0,132	0,6	0,147	0,497	0,532	0,567	0,602	0,638
0,03	0,0068	0,128	0,136	0,145	0,153	0,161	0,65	0,16	0,512	0,548	0,585	0,621	0,658
0,04	0,009	0,147	0,157	0,166	0,176	0,185	0,7	0,174	0,526	0,563	0,601	0,638	0,676
0,05	0,0113	0,165	0,175	0,186	0,196	0,207	0,75	0,188	0,538	0,577	0,615	0,654	0,693
0,06	0,0134	0,179	0,19	0,202	0,213	0,225	0,8	0,202	0,549	0,589	0,629	0,668	0,708
0,07	0,0156	0,193	0,205	0,217	0,23	0,242	0,85	0,217	0,56	0,6	0,641	0,682	0,723
0,08	0,0178	0,205	0,218	0,232	0,245	0,258	0,9	0,232	0,569	0,611	0,653	0,695	0,736
0,09	0,0201	0,217	0,231	0,245	0,259	0,273	0,95	0,247	0,579	0,621	0,664	0,707	0,75
0,1	0,0228	0,227	0,242	0,257	0,272	0,288	1	0,263	0,585	0,629	0,672	0,716	0,759
0,12	0,0274	0,248	0,265	0,281	0,297	0,314	1,05	0,296	0,596	0,641	0,686	0,732	0,777
0,14	0,032	0,266	0,284	0,301	0,319	0,336	1,1	0,296	0,596	0,641	0,686	0,732	0,777
0,16	0,037	0,283	0,302	0,321	0,34	0,358	1,15	0,313	0,602	0,647	0,693	0,744	0,79
0,18	0,0418	0,299	0,319	0,339	0,357	0,378	1,2	0,33	0,606	0,652	0,698	0,744	0,79
0,2	0,0462	0,316	0,336	0,356	0,377	0,397	1,25	0,35	0,608	0,655	0,701	0,748	0,795
0,22	0,051	0,324	0,347	0,37	0,392	0,415	1,3	0,37	0,609	0,656	0,704	0,751	0,798
0,24	0,0556	0,341	0,363	0,386	0,409	0,431	1,35	0,391	0,61	0,657	0,704	0,752	0,8
0,26	0,0596	0,352	0,376	0,4	0,424	0,448	1,4	0,412	0,608	0,656	0,704	0,752	0,8
0,28	0,0652	0,364	0,389	0,414	0,438	0,463	1,45	0,436	0,605	0,653	0,701	0,749	0,797
0,3	0,0701	0,375	0,401	0,426	0,452	0,477	1,5	0,461	0,605	0,648	0,696	0,744	0,793
0,35	0,0825	0,401	0,428	0,456	0,483	0,515	1,55	0,49	0,552	0,64	0,688	0,736	0,785
0,4	0,095	0,424	0,453	0,472	0,501	0,54	1,6	0,523	0,579	0,627	0,675	0,723	0,771
0,45	0,107	0,445	0,476	0,506	0,537	0,568	1,63	0,546	0,569	0,616	0,664	0,711	0,759
0,5	0,12	0,464	0,491	0,518	0,545	0,573	1,66	0,574	0,553	0,601	0,648	0,696	0,742

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов И. Ф.** Гидравлика. М.: Госэнергоиздат, 1964.
2. **Андреевская А. В., Кременецкий Н. Н., Панова М. В.** Задачник по гидравлике. М.: Энергия, 1970.
3. **Емцев Б. Т.** Техническая гидромеханика. М.: Машиностроение, 1988.
4. **Константинов Н. М., Петров Н. А., Высоцкий Л. И.** Гидравлика, гидрология, гидрометрия. М.: Высшая школа, 1987. Ч. 1 и 2.
5. **Константинов Ю. М.** Гидравлика. Киев: Вища школа, 1989.
6. **Лойцянский Л. Г.** Механика жидкости и газа. М.: Наука, 1987.
7. **Слисский С. М.** Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений. М.: Энергоатомиздат, 1986.
8. **Справочник по гидравлике/Под ред. В. А. Большакова.** Киев: Вища школа, 1984.
9. **Справочник по гидравлическим расчетам/Под ред. П. Г. Киселева.** М.: Энергия, 1974.
10. **Гидравлические расчеты водобросных гидротехнических сооружений: Справочное пособие.** М.: Энергоатомиздат, 1988.

## ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Автомодельность по числу Рейнольдса** 170 (1)  
**Архимедова сила** 49 (1)  
**Аэрация потока** 114, 212 (2)  
 — — на быстротоке 245 (2)  
**Быстротоки** 234, 243 (2)  
**Бьеф:**  
     верхний 127 (2)  
     нижний 127 (2)
- Вакуум** 33, 229, 282 (1); 153 (2)  
**Вакуумметр** 36 (1)  
**Ватерлиния** 50 (1)  
**Вектор вихря** 71 (1)  
**Векторное поле** 71 (1)  
**Вес удельный жидкости** 11 (1)  
**Вискозиметр** 18 (1)  
**Водобой** 217 (2)  
**Водобойная стенка** 217, 223 (2)  
 — — прорезная 227 (2)  
**Водобойные сооружения** 217 (2),  
**Водобойный колодец** 217, 234, 252 (2)  
 — — комбинированный 216, 225 (2)  
**Водоизмещение объемное** 49 (1)  
**Водопад** 53 (2)  
**Водопроводные сети:**  
     кольцевые 287, 292 (1)  
     разветвленные 287 (1)  
**Водосборная галерея** 273 (2)  
**Водослив:**  
     без бокового сжатия 132, 141 (2)  
     — порога 132 (2)  
     безвакуумный 150 (2)  
     боковой 132, 162 (2)  
     вакуумный 153 (2)  
     замкнутый 131 (2)  
     косой 132, 164 (2)  
     криволинейный 131, 166 (2)  
     неподтопленный 132, 141, 144 (2)  
     подтопленный 132, 137, 145, 149, 163 (2)  
     полигональный 131 (2)  
     практического профиля 129, 150 (2)  
     — — очертания криволинейного 129, 150 (2)  
     — — — полигонального 131, 158 (2)  
     прямой 132 (2)  
     прямолинейный 131 (2)  
     с боковым сжатием 132 (2)  
     — — отверстиями криволинейными 131 (2)  
     — — — прямоугольными 131 (2)  
     — — — трапециевидными 131 (2)  
     — — — треугольными 131, (2)  
     — — — порогом 132 (2)  
     — — — тонкой стенкой (с острым ребром) 128, 135, 136, 289 (2)  
     — — — распластанного типа 131 (2)  
     — — — цилиндрический 131 (2)  
     — — — широким порогом 128, 140—150 (2)  
     совершенный (нормальный) 135 (2)  
     шелевой 236 (2)
- Водослив-водомер:**  
     параболический 139 (2)  
     трапециевидный (Чиполетти) 140 (2)  
     треугольный (Томсона) 139 (2)
- Волна:**  
     катящаяся (на быстротоке) 249 (2)  
     обратная 77 (2)  
     одного направления 77 (2)  
     отраженная 79 (2)  
     отрицательная 77 (2)  
     — обратная (волна излива) 78 (2)  
     — прямая (волна отлива) 78 (2)  
     положительная 77 (2)  
     — обратная (волна наполнения) 77 (2)  
     — — прямая (волна подпора) 77 (2)  
     преломленная 79 (2)  
     прерывная 78 (2)  
     при гидравлическом ударе отрицательная 305, 306 (1)  
     — — — положительная 305, 306 (1)  
     сложная 78 (2)
- Воронка депрессионная** 268 (2)  
**— размыва** 210 (2)
- Время опорожнения резервуара** 249 (1)

**Высота:**  
вакуумметрическая 36, 283 (1)  
волны 79 (2)  
всасывания насоса 283 (1)  
геодезическая подъема 284 (1)  
геометрическая (высота положения) 35, 283 (1)  
капиллярного поднятия (опускания) 22 (1)  
метацентрическая 54 (1)  
нагнетания насоса 283 (1)  
подъема затвора 181 (2)  
— — относительная 181 (2)  
прыжка 115 (2)  
пьезометрическая 35 (1)  
стенки водобойной 223 (2)  
**Вязкий подслоя** 126, 166 (1)

**Вязкость:**  
виртуальная см. Коэффициент турбулентного обмена  
динамическая 16 (1)  
кинематическая 18 (1)  
— турбулентная 134 (1)

**Гасители энергии** 214 (2)  
гасители-пирсы 227 (2)  
гасители-растекатели 227 (2)  
шашечные 227 (2)

**Гидравлика** 5 (1)  
— вычислительная 9 (1)  
**Гидравлическая крупность** 38, 88 (2)  
— — средневзвешенная 91 (2)

**Гидравлические исследования:**  
модельные 9 (1); 299 (2)  
натурные 9 (1); 299 (2)

**Гидравлический показатель русла** 66 (2)  
— таран 320 (1)

**Гидродинамическая сетка** 286, 291, 297 (2)

**Гидромеханика теоретическая** 8 (1)

**Гидростатика** 26 (1)

**Гидростатический парадокс** 40 (1)

**Гипотеза сплошности жидкости** 8, 10 (1)

**Глубина:**

водобойного колодца 217 (2) —  
бытовая 99, 156 (2)  
критическая 9 (2)  
на быстротоке 251 (2)  
— пороге водослива 143 (2)  
наполнения 12 (2)  
нормальная 6 (2)  
относительная 168, 182 (2)  
размыва допускаемая 32 (2)  
сжатая 167 (2)  
сопряженная 96, 97, 102, 103, 177 (2)

**Градиент:**

напора 261, 298 (2)  
— начальный 261 (2)  
пьезометрический 108 (1)  
скорости 17 (1)

**График:**

Зегжда для шероховатых труб 169 (1)  
 $\lambda$  от Re для труб с технической шероховатостью 177 (1)  
Никурадзе для шероховатых труб 168, 173 (1)  
прыжковой функции 104 (2)  
удельной энергии сечения 9 (2)  
— — — в прыжке 96 (2)

**Гребень (порог) водослива** 127 (2)

**Грунт:**

анизотропный 259 (2)  
изотропный 258 (2)  
неоднородный 32, 258 (2)  
несвязный 31 (2)  
нескальный 257 (2)  
однородный 31, 258 (2)  
связный 33 (2)  
скальный 258 (2)  
фиктивный 258 (2)

**Грунтовые воды см. Фильтрация**

**Давление:**

абсолютное 32 (1)  
атмосферное 32 (1)  
вакуумметрическое 33 (1)  
весовое 32 (1)  
в круглой трубе 47 (1)  
— точке 34 (1)  
гидродинамическое 82 (1); 186 (2)  
гидростатическое 28, 31 (1)  
избыточное 33 (1)  
на плоские площадки 40 (1)  
— цилиндрические стенки 44 (1)  
поверхностное 28 (1)

**Дальность падения (отлета) струи** 207, 220, 222 (2)

**Движение грунтовых вод:**

неплавно изменяющееся напорное 293 (2)  
плавно изменяющееся 262 (2)  
плоское потенциальное 287 (2)  
равномерное 263 (2)  
резко изменяющееся 262 (2)

**Движение жидкости** 62 (1)

безвихревое см. Потенциальное  
безнапорное 76 (1)  
бурное 8 (2)  
быстро изменяющееся 79 (1); 77 (2)  
в виде струи 76, 77 (1)  
винтовое 89 (1)

вихревое 72 (1)  
вращательное 70 (1)  
в руслах (каналах) открытых 53,  
76 (2)  
— — непризматических 68 (2)  
— трубопроводах 272, 297, 312  
(1)  
двухмерное (плоское) 79 (1)  
деформационное 71 (1)  
замедленное 78 (1)  
ламинарное 120, 137 (1)  
— равномерное 152 (1)  
медленно изменяющееся (квази-  
установившееся) 79, 244 (1);  
79 (2)  
напорное 77, 272, 312 (1)  
неравномерное 78, 138 (1)  
неустановившееся (нестационар-  
ное) 65, 73, 79, 297 (1)  
одномерное 80 (1)  
плавно изменяющееся 78, 103 (1)  
плоское 284, 291 (2)  
поступательное 70 (1)  
потенциальное 72 (1); 279, 289  
(2)  
равномерное 78, 137 (1); 22 (2)  
слоистое 16 (1)  
спокойное 8 (2)  
стабилизированное 139 (1)  
трехмерное (пространственное)  
79 (1)  
турбулентное 120, 137 (1)  
— равномерное 159 (1)  
ускоренное 78 (1)  
установившееся (стационарное)  
65, 73, 78, 137, 272 (1); 3 (2)

**Дебит колодца** 271 (2)

**Диаметр:**  
гидравлический 77, 179 (1)  
трубопровода экономически наи-  
выгоднейший 287 (1)  
частиц эффективный 261 (2)

**Дивергенция (расхождение)** 75 (1)

**Динамика жидкости:**  
вязкой 95 (1)  
определение 82 (1)

**Диссипация энергии** 103 (1)

**Дифферент** 52 (1)

**Длина:**  
влияния водосборной галереи  
273 (2)  
— дрены 274 (2)  
водобойного колодца 219 (2)  
послепрыжкового участка 113 (2)  
прыжка 110, 114 (2)  
эквивалентная местного сопро-  
тивления 201 (1)

**Дренаж горизонтальный** 274 (2)

**Живое сечение:**  
канала 42 (2)  
— круглого (сегментного) 47 (2)  
— параболического 46 (2)  
— трапецеидального 45 (2)

**Жидкая частица** 10, 62 (1)

**Жидкость:**  
вздухопластичная 19 (1)  
дегазированная 20 (1)  
капельная 10 (1)  
невязкая (идеальная) 82, 215 (1)  
неньютоновская 19 (1)  
несжимаемая 10 (1)  
ньютоновская 19 (1)  
покоящаяся 12, 26 (1)  
сжимаемая 10 (1)

**Закон:**  
Архимеда 49 (1)  
гидростатический распределения  
давления 31, 39 (1)  
Генри — Дальтона (растворения  
газов) 19 (1)  
Гаука 14 (1)  
Дарси (линейный закон фильт-  
рации) 260 (2)  
логарифмический распределения  
скоростей (при турбулентном  
движении) 159 (1)  
Ньютона (внутреннего трения)  
17, 19 (1)  
— (подобия) 302 (2)  
Паскаля 34 (1)

**Затвор:**  
затвор-автомат 184 (2)  
— телескопический коробчатый  
184 (2)  
криволинейный 177 (2)  
плоский 177, 290 (2)  
— со скругленной нижней кром-  
кой 183 (2)  
— цилиндрический (вальцовый)  
44 (1)  
сегментный 189 (2)

**Зона прыжка:**  
водоворотная (валец) 188 (1);  
100 (2)  
транзитная 100 (2)

**Зуб рисбермы** 231 (2)

**Инверсия струи** 217 (1)

**Истечение:**  
из резервуара при переменном  
напоре 243—255 (1)  
из-под затвора подтопленное  
(несвободное) 180, 186 (2)  
— — (свободное) 180, 190, 290  
(2)  
через водослив неподтопленный  
132 (2)

- — — с широким порогом 141 (2)
- — — подтопленный 132, 134, 137 (2)
- — — с широким порогом 140, 145 (2)
- насадки 225, 230, 232 (1)
- отверстие большое 222 (1)
- — малое затопленное 224 (1)
- — — незатопленное 212, 217 (1)
- Кавитация:**
  - начальная 230 (2)
  - развивающаяся 230 (2)
  - суперкавитация 230 (2)
- Канал 22 (2)**
  - замкнутого сечения 49 (2)
  - параболический 41, 64 (2)
  - призматический 65 (2)
  - трапецидальный 41, 43, 63 (2)
- Капиллярное опускание 22 (1)**
  - поднятие 22 (1)
- Капилляры 22 (1)**
- Ковш 231 (2)**
- Колодец; несовершенный см. Скважина**
- Координаты Кригера — Офицерова 150 (2)**
- Коэффициент:**
  - азрации 247 (2)
  - Буссинеска (количества движения) 109, 112 (1), 250 (2)
  - вакуумности 154 (2)
  - водосодержания 247 (2)
  - воздухосодержания 247 (2)
  - Дарси (гидравлического трения) 147, 156, 168 (1); 28 (2)
  - в трубах гидравлически гладких 170 (1)
  - — — шероховатых 172 (1)
  - — — с эквивалентной шероховатостью 176 (1)
  - — — различных 178 (1)
- Кориолиса (кинетической энергии) 105 (1); 27 (2).**
  - лобового сопротивления гасителя 229 (2)
  - пережимаемости 122 (1)
  - подтопления 134, 148 (2)
  - полноты, напора водослива 152 (2)
  - пористости грунта 257 (2)
  - проницаемости 261 (2)
  - расхода 215, 220, 228, 234 (1)
  - водослива 133, 151, 153 (2)
  - растворимости газов 19 (1)
  - сжатия 213, 217, 221 (1)
  - бокового 157 (2)
- вертикального 178 (2)
- сжимаемости (объемного сжатия) 13 (1)
- скорости 215, 217, 221 (1); 140, 142, 143, 181, 188 (2)
- сопротивления (потерь) диафрагмы 199 (1)
- задвижки 200 (1)
- клапана обратного 201 (1)
- крана 201 (1)
- местного 141, 189 (1)
- по длине 141 (1)
- при истечении в тонкой стенке 221, 227 (1)
- — повороте потока 197 (1)
- — расширении потока внезапном 191, 194 (1); 148 (2)
- — — — постепенном 194 (1)
- — — сужении потока внезапном 196 (1)
- — — — постепенном 197 (1)
- системы 202 (1)
- температурный объемного расширения 15 (1)
- турбулентного обмена 134 (1)
- фильтрации 260 (2)
- формы 152 (2)
- Шези 148, 176, 183 (1); 29 (2)
- шероховатости 183 (1); 74 (2)
- в реках 73 (2)
- приведенный 28 (2)
- Кривая:**
  - депрессии 266 (2)
  - подпора 6, 53, 266 (2)
  - свободной поверхности 53, 62, 71, 74 (2)
  - спада 6, 54, 257 (2)
- Критерий:**
  - начала азрации 246 (2)
  - подобия 302 (2)
  - формы частицы наносов 89 (2)
- Ламинарная пленка 126 (1)**
- Линия:**
  - вихревая 71, 93, 158 (1)
  - всасывающая 282, 284 (1)
  - нагнетательная 283, 284 (1)
  - напорная (линия удельной энергии) 93 (1)
  - пьезометрическая 93 (1)
  - равного напора 297 (2)
  - потенциала скорости фильтрации 291 (2)
  - тока 64, 66, 93, 158 (1); 289 (2)
  - уреза жидкости 41 (1)
- Лоток быстроток 244 (2)**
- Масса жидкости 11 (1)**
- Масштаб:**
  - времени 301 (2)

- длин 300 (2)
- расхода 304 (2)
- сил 301 (2)
- скорости 301 (2)
- ускорения 301 (2)
- Масштабный множитель 303 (2)
- Метацентр 51 (1)
- Метод:
  - аналитический 8 (1)
  - вычислительный 9 (1)
  - подобия 299 (2)
  - размерностей 142 (1)
  - ЭГДА 9 (1)
  - эскпериментальный 8 (1)
- Механика жидкости 62 (1)
- Моделирование:
  - аналоговое 299 (2)
  - физическое 299 (2)
  - численное 300 (2)
- Модуль:
  - расхода 274 (1)
  - сопротивления русла 74 (2)
  - упругости жидкости 14 (1)
  - — приведенный 308 (1)
  - материала стенок трубы 299 (1)
- Мутность воды 37 (2)
- Наносы:
  - взвешенные 88, 94 (2)
  - влекомые 88 (2)
  - донные 88, 92 (2)
- Напор:
  - геометрический 35 (1)
  - над гребнем водослива 127 (2)
  - гидродинамический 93, 107, 108 (1); 259 (2)
  - гидростатический 36, 93 (1)
  - инерционный 111 (1)
  - насоса 284 (1)
  - профилирующий (водослив) 150, 154 (2)
  - пъезометрический 36, 93, 108 (1); 259 (2)
  - с учетом скорости подхода 215 (1)
  - скоростной 93 (1)
- Напряжения:
  - касательные 13, 95, 98, 131, 149, 156, 166 (1); 27 (2)
  - нормальные 13, 27, 95, 98 (1)
- Насадок:
  - нецилиндрический конический 232 (1)
  - коноидальный (расходящийся) 233 (1)
  - сходящийся 232 (1)
  - цилиндрический (насадок Вентури) 225, 229, 230 (1)
- внутренний (насадок Борда) 232 (1)
- Носок-трамплин 206, 254 (2)
- Область сопротивления:
  - водоворотная 188, 192 (1)
  - гладких труб 175 (1)
  - шероховатых труб квадратичная 133, 169, 176 (1)
  - — переходная 169, 176 (1)
  - каналов 28 (2)
- Объем жидкости (величина) 10 (1)
  - призмы 45 (1)
- Оголовок водослива 153 (2)
- Осадка плавающего тела 50, 54 (1)
- Остойчивость судна:
  - динамическая 51 (1)
  - статическая 51 (1)
- Отверстие водосливное:
  - большое 222 (1)
  - затопленное 224, 225 (1)
  - малое 212 (1)
  - незатопленное 234 (1)
- Охрана внешней среды 306 (2)
- Параметр:
  - гладкие русла 183 (1)
  - кавитации 230 (2)
  - критический 230 (2)
  - кинетичности 6, 15 (2)
- Параметры с независимыми размерностями 143 (1)
- Переменные:
  - Лагранжа 63 (1)
  - Эйлера 64 (1)
- Перепад (сопрягающее сооружение):
  - колодезный 242 (2)
  - консольный 254 (2)
  - многоступенчатый 234, 240 (2)
  - одноступенчатый 234 (2)
- Перепад восстановления 146 (2)
  - — относительный 148 (2)
- Плавание тел:
  - надводное 50, 51 (1)
  - подводное 50, 51 (1)
- Плоскость:
  - напора гидростатического 32, 35, 93 (1)
  - пьезометрического 33, 36 (1)
  - сравнения 32, 35 (1)
- Плотность жидкости 11 (1)
- Площадь живого сечения 66 (1)
- Поверхность:
  - равного давления 30, 37 (1)
  - потенциала (эквипотенциальная) 281 (2)
  - раздела 34 (1)
  - свободная 30, 41 (1)
  - цилиндрическая 44 (1)

- Пограничный слой 138 (1)  
 — турбулентный 256 (1)  
 Подача насоса 285 (1)  
 Подобие:  
   геометрическое 300 (2)  
   динамическое 301 (2)  
   кинематическое 300 (2)  
   механическое 300 (2)  
 Поле скоростей 54, 70 (1)  
 Полюс:  
   жидкой частицы 63 (1)  
   масс 83 (1)  
   струи 257 (1)  
 Пористость грунта:  
   активная (эффективная) 257 (2)  
   общая (абсолютная) 257 (2)  
   поверхностная местная 257 (2)  
   — средняя 257 (2)  
   — трещинная 258 (2)  
 Потенциал скорости 280 (2)  
   — — фильтрации 291 (2)  
 Потери воды на фильтрацию из канала 276 (2)  
 Потери напора (удельной энергии)  
   107, 111, 141 (1)  
   в прыжке 108 (2)  
   — трубопроводе 277 (1)  
   местные 136, 141, 189 (1)  
   — на вход 196 (1)  
   — — выход 194 (1)  
   — — переходном участке (конусы, диффузоры) 194 (1)  
   — — повороте 197, 198 (1)  
   — — расширение внезапное 192 (1)  
   — — — постепенное 194 (1)  
   — — сужение внезапное 196 (1)  
   — — — постепенное 197 (1)  
   — при обтекании диафрагмы 199 (1)  
   — — — задвижки 200 (1)  
   — — — клапана обратного 201 (1)  
   — — — крана 200 (1)  
   общие 136 (1)  
   по длине 136, 141, 147, 148, 151 (1); 29 (2)  
   — — в круглой трубе 157 (1)  
   при движении неравномерном 188 (1)  
   — — равномерном 152 (1)  
   суммарные 202 (1)  
 Поток жидкости см. Движение жидкости  
 Поток жидкости, совокупность струек 67 (1)  
 Прыжковая функция 103 (2)  
 Прыжок 53, 95, 170 (2)  
   в предельном положении 99 (2)  
   вибрирующий (неустойчивый) 98 (2)  
   волнистый (прыжок-волна) 97, 114 (2)  
   затопленный 97 (2)  
   косой 99 (2)  
   надвинутый 99, 122, 170 (2)  
   несовершенный 97 (2)  
   отогнанный 99, 121, 170 (2)  
   поверхностный 97 (2)  
   подпертый 97 (2)  
   прямой 99 (2)  
   с гасителями 101, 109 (2)  
   сильный 98 (2)  
   слабый 98 (2)  
   совершенный (донный) 96, 98, 100, 101, 105, 108 (2)  
   устойчивый (развитый) 98 (2)  
 Пуаз (ед.) 18 (1)  
 Пульсационные добавки:  
   напряжения 123 (1)  
   скорости 123 (1)  
 Пульсация:  
   давления 123 (1)  
   скорости при турбулентном движении в трубах 173 (1)  
 Радиус:  
   влияния скважины 269 (2)  
   гидравлический 77 (1)  
   метацентрический 52 (1)  
 Размыв местный 210, 230 (2)  
 Разрыв сплошности потока 317 (1)  
 Расход:  
   водослива 132, 141 (2)  
   «действительный» при фильтрации 259 (2)  
   потока 78 (1); 6 (2)  
   — в канале 22 (2)  
   при истечении из-под затвора 180—192 (2)  
   — — через отверстие 216, 222, 225 (1)  
   струйки 66 (1)  
   трубы 154 (1)  
   удельный 264, 274 (2)  
   фильтрационный 297 (2)  
 Расходная характеристика 274, 278 (1); 23 (2)  
 Расширение жидкости объемное 76 (1)  
 Режим:  
   движения жидкости 119 (1)  
   — — ламинарный 120, 152 (1)  
   — — турбулентный 120, 159 (1)  
   сопряжения бьефов в форме прыжка 199 (2)  
   — — — — — восстановленного донного 206 (2)

- — — свободной отброшенной струи 206 (2)
- — донный 196, 198, 230 (2)
- — критический (пределный) 201 (2)
- — поверхностно-донный 196 (2)
- — поверхностный 196, 200 (2)
- Рисберма 216, 217 (2)
- Рифели 165 (1); 28 (2)
- Русло открытое:
  - деформируемое 28 (2)
  - заросшее 29 (2)
  - непризматическое 4, 54, 68 (2)
  - призматическое 3, 6, 105 (2)
  - с уклоном нулевым 58 (2)
  - — — обратным 58 (2)
  - — — прямым 53 (2)
- Сечение:
  - живое см. Живое сечение канала (профиль) 22 (2)
  - струи сжатое 213 (1)
- Сжатая глубина 169 (2)
- ширина (водослива) 157 (2)
- Сжатие:
  - боковое 137, 144, 156 (2)
  - неполное 217, 220 (1)
  - несовершенное 218, 220 (1)
  - полное 217 (1)
  - совершенное 218 (1)
- Сжимаемость жидкости 13 (1)
- Сила:
  - архимедова 49 (1)
  - веса (тяжести) 12 (1)
  - воздействия струи 268 (1)
  - вязкости 16 (1)
  - давления 13, 28, 40 (1)
  - на стенки плоские 40 (1)
  - — — цилиндрические 44 (1)
  - инерции 12, 111 (1)
  - конвективная 111 (1)
  - локальная 111 (1)
  - трения 13 (1)
  - турбулентного 132 (1)
- Силы:
  - внешние 13 (1)
  - внутренние 13 (1)
  - гравитационные 12 (1)
  - касательные 13 (1)
  - массовые (объемные) 12, 27, 28 (1)
  - нормальные 13 (1)
  - поверхностного натяжения 21 (1)
  - поверхностные 13, 27 (1)
  - электромагнитные 13 (1)
- Сважина (колодец) совершенная:
  - артезианская 270 (2)
  - водозаборная (дренажная) 268 (2)
- поглощающая 270 (2)
- Скорость:
  - волны перемещения 79, 86 (2)
  - ударной 300, 306 (1)
  - деформации сдвига 17 (1)
  - относительных удлинений 99 (1)
  - угловой 70 (1)
  - динамическая 125, 148 (1)
  - критическая 120 (1)
  - верхняя 120 (1)
  - нижняя 120 (1)
  - местная мгновенная 64 (1)
  - при движении ламинарном 152 (1)
  - — — турбулентном 159 (1)
  - — — относительная 161 (1)
  - незаилающая 31, 37, 94 (2)
  - неразмывающая 31 (2)
  - среденная в открытых потоках 26 (2)
  - — трубах гладких 170 (1)
  - — — шероховатых 172 (1)
  - переносная 91 (1)
  - подхода 215 (1)
  - потерянная 190 (1)
  - потока 78, 125 (1)
  - пульсации 125 (1)
  - сдвигающая 92 (2)
  - средняя при движении ламинарном 154 (1)
  - — — турбулентном 161 (1)
  - турбулентности 125 (1)
  - угловая 71 (1)
  - фильтрации 259 (2)
  - характерная 125 (1)
- Смоченный периметр 77 (1)
- Сообщающиеся сосуды 34 (1)
- Сопротивления гидравлические 136 (1)
- Сопряжение:
  - бьефов 195 (2)
  - потока в нижнем бьефе 195 (2)
  - прыжка 121 (2)
- Сплошная среда (континуум) 11, 63 (1)
- Стандарт скорости пульсации 125 (1)
- Стенка падения 234 (2)
- Степень стеснения живого сечения потока 134 (2)
  - турбулентности 125 (1)
- Сток (ед.) 18 (1)
- Струи гидравлические 77 (1)
  - вертикальные 263 (1)
  - гидромониторные 262 (1)
  - дождевальные 264 (1)
  - импульсные 267 (1)
  - плоские (пленки) 264 (1)
  - затопленные 256 (1)

- ламинарные 256 (1)  
 наклонные 264 (1)  
 незатопленные 256, 262 (1)  
 осесимметричные 256 (1)  
 плоские 256 (1)  
 поджатые 135 (2)  
 прилипшие 135 (2)  
 пристенные 256 (1)  
 свободные 256 (1)  
 транзитные 191 (1)  
 турбулентные 256 (1)
- Струйка:
- конечная 66 (1)  
 элементарная 66 (1)
- Текучесть жидкости 10 (1)  
 Тело волны перемещения 78 (2)  
 — давления 46 (1)
- Теория турбулентности:
- Буссинеска 133 (1)  
 Колмогорова 134 (1)  
 Миллионщикова 134 (1)  
 Прандтля 131 (1)
- Точки особые (критические) 65 (1)
- Трамплин рассеивающий 253 (2)
- Транспортирующая способность потока 37 (2)
- Трубка тока 66 (1)
- Трубопровод:
- всасывающий 282 (1)  
 длинный 272, 278, 280 (1)  
 короткий 272 (1)  
 нагнетательный 283 (1)  
 простой 272 (1)
- Трубы:
- гидравлические гладкие 166, 170 (1)  
 — шероховатые 166, 172 (1)  
 для орошения 179 (1)  
 — сточных вод 179 (1)  
 дренажные 180 (1)  
 пластмассовые 178 (1)  
 стеклянные 179 (1)
- Угол наклона струи 208 (2)
- расширения границ струи 257 (1)
- Удар гидравлический 297—321 (1)
- непрямой 310—311 (1)  
 отрицательный 305 (1)  
 положительный 305 (1)  
 прямой 309 (1)
- Уклон:
- гидравлический 108 (1); 5, 261 (2)  
 dna русла (канала) 4, 114 (2)  
 — — нулевой 58 (2)  
 — — обратный 58 (2)  
 — — прямой (положительный) 4 (2)
- критический 15 (2)
- пьезометрический 94, 108 (1)
- свободной поверхности 81 (2)
- Уравнение:
- Бернулли для движения неустановившегося 110, 113 (1)  
 — — — — — установившегося 87, 90, 91, 107 (1)  
 вихревых линий 71 (1)  
 волновое 316 (1)  
 гидростатики основное 31 (1)  
 Громеки для движения жидкости вязкой 102 (1)  
 — — — — — невязкой 86 (1)  
 движения грунтовых вод 264 (2)  
 — неравномерного 6, 59, 61 (2)  
 — неустановившегося 79, 81 (2)  
 — равномерного 6 (2)  
 — с переменным расходом 280 (1)  
 — установившегося 5 (2)  
 Дюпюи для плавно изменяющегося движения грунтовых вод 263 (2)  
 критического состояния 10 (2)  
 Лапласа для потенциального движения 282 (2)  
 линий тока 64, 65 (1)  
 Навье — Стокса для движения вязкой жидкости 102 (1)  
 неразрывности 75, 76, 80 (1); 81 (2)  
 Ньютона для касательного напряжения (закон) 98 (1)  
 поверхностей равного давления 30 (1)  
 прыжка 102 (2)  
 равновесия жидкости 27, 28 (1)  
 Рейнольдса для турбулентного движения 130 (1)  
 Сен-Венана для неустановившегося движения 82 (2)  
 траектории струи 265 (1)  
 Эйлера для движения невязкой жидкости 85 (1)  
 — — — — — равновесия жидкости 29 (1)
- Ускорение жидкой частицы:
- конвективное 73 (1)  
 локальное (местное) 73 (1)  
 субстанциональное (полное) 73 (1)
- Фильтрация 256 (2)
- ламинарная 256, 262, 267 (2)  
 — несвободная 277 (2)  
 — свободная 276 (2)  
 — турбулентная 256, 262 (2)
- Формула:
- Абрамовича для  $u_{max}/u_0$  260 (1)

- Агроскина для  $C$  183 (1)  
 Агроскина — Штеренлихта для  $C$  184 (1)  
 Айвазяна для  $l_{пр}$  111 (2)  
 Альтшуля для  $\lambda$  178 (1)  
 — для  $F_{гн}$ ,  $Re_n$ ,  $We_n$  219 (1)  
 Алышева для  $c$  309 (1)  
 Аравина для  $l_{пр}$  110 (2)  
 Базена для  $m_0$  136 (2)  
 — для  $\sigma_n$  138 (2)  
 Бахметева для  $h$  141 (2)  
 Беланже для  $h$  140 (2)  
 Березинского для  $m$  153 (2)  
 Блазиуса для  $\lambda_{гп}$  171 (1)  
 Борда для  $h_{в.р}$  193 (1)  
 Боровкова — Майрановского для  $l_{нач}$  191 (1)  
 Ведерникова для  $q$  276 (2)  
 Вейсбаха для  $h_m$  142 (1)  
 Вызго для  $l_{п.п}$  113 (2)  
 Гончарова для  $w$  212 (2)  
 Дарси для  $k_n$  261 (2)  
 Дарси — Вейсбаха для  $h_{дл}$  147 (1)  
 Дмитриева для  $l_{пр}$  116 (2)  
 Дюпюи для  $v$  263 (2)  
 Жуковского для  $c$  300, 317 (1)  
 Замарина для  $\rho_t$  38 (2)  
 — для  $\epsilon$  157 (2)  
 Иванова для  $Q$  140 (2)  
 Избаша для  $k_{турб}$  262 (2)  
 Колбрука для  $\lambda_{гп}$  172 (1)  
 Колбрука — Уайта для  $\lambda$  175 (1)  
 Кременецкого для  $г$  струи 261 (1)  
 Лагранжа для  $C_0$  87, 115 (2)  
 Лебедева для  $L$  струи 266 (1)  
 Маннинга для  $C$  182 (1)  
 Мариотта для  $\sigma$  48 (1)  
 Миловича для  $u_{max}$  259 (1)  
 Мирцхулавы для  $h_{н.р}$  212 (2)  
 — для  $v$  31, 33 (2)  
 Михалева для  $h_x$  211 (2)  
 Образовского для  $a'$  250 (2)  
 Павловского для  $C$  183 (1)  
 — для  $l_{пр}$  110 (2)  
 — для  $q$  276 (2)  
 Паршиной для  $\mu_{вк}$  235 (1)  
 Пикалова для  $L$  струи 266 (1)  
 — для  $l_{пр}$  110 (2)  
 Прандтля для  $l$  пути перемешивания 159 (1)  
 Прандтля — Никурадзе для  $\lambda$  175 (1)  
 Пуазейля для  $\mu$  17 (1)  
 Ребока для  $m_0$  136 (2)  
 Розанова для  $\sigma_n$  152 (2)  
 Россинского для  $h_{я.р}$  231 (2)  
 Саткевича для  $l$  пути перемешивания 159 (1)  
 Скобельцына для  $\mu_{кв.р}$  220 (1)  
 Слисского для  $\beta$  248 (2)  
 Смылова для  $h_{гп}$  115 (2)  
 — для  $m$  143, 145 (2)  
 Степанова для  $a_{min}$  205 (2)  
 Стокса для  $P$  90 (2)  
 Сурина для  $\mu_{вт}$  236 (1)  
 Турсунова для  $h_{гп}$  115 (2)  
 Федорова для  $\lambda$  179 (1)  
 Химшикого для  $\epsilon$  183 (2)  
 Чертоусова для  $l_{пр}$  110 (2)  
 — для  $l_{пад}$  222 (2)  
 — для  $l_{п.п}$  113 (2)  
 Шевелева для  $\lambda$  178 (1)  
 Шези для  $C$  148 (1)  
 — для  $Q$  148 (1)  
 Шифринсона для  $\lambda$  178 (1)  
 Штеренлихта для  $a$  и  $a'$  148 (1)  
 — для  $C$  30 (2)  
 Штеренлихта — Полад-заде для  $C$  29 (2)  
 Эгли для  $m_0$  137 (2)  
 Фронт волны 78 (2)  
 Функции сопряженные 285 (2)  
 Функция гармоническая 282 (2)  
 — тока 285 (2)  
 Характеристика:  
 живого сечения русла 42 (2)  
 расходная 274, 280 (1); 23 (2)  
 Центр водонзещения 49 (1)  
 — давления 42, 49 (1)  
 Число:  
 Вебера 145 (1)  
 Галилея 146 (1)  
 Кармана 145 (1)  
 Коши 145 (1)  
 Ньютона (критерий) 302 (2)  
 Рейнольдса (критерий) 121 (1)  
 Струхала 145 (1)  
 Фруда 145 (1); 304 (2)  
 Эйлера 144 (1)  
 Шероховатость 144, 164, 165, 176, 178 (1), 28, 113 (2)  
 Ширина:  
 водослива 127 (2), 157 (2)  
 русла по дну 12 (2), 24 (2)  
 ЭГДА 8 (1)  
 Энергия:  
 кинетическая 92, 105 (1)  
 потенциальная 92, 104 (1)  
 удельная потока 7, 259 (2)  
 Эпюра:  
 давления 33 (1), 300 (1)  
 скорости 138 (1)  
 Ядро:  
 потока турбулентное 127 (1)  
 струи 257 (1)

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Глава 15. Установившееся движение жидкости в открытых руслах	3
15.1. Дифференциальное уравнение установившегося плавно изменяющегося движения жидкости	3
15.2. Основные виды установившегося движения жидкости в призматическом открытом русле	6
15.3. Удельная энергия потока и удельная энергия сечения	7
15.4. Спокойные и бурные потоки. Критическая глубина	8
15.5. Критический уклон	15
15.6. Контрольные вопросы и примеры	18
Глава 16. Равномерное движение жидкости в открытых руслах (каналах)	22
16.1. Общие сведения. Гидравлически наивыгоднейший профиль	22
16.2. Распределение осредненных и пульсационных скоростей в безнапорных (открытых) потоках	26
16.3. Коэффициенты Шези	28
16.4. Допускаемые скорости движения воды в каналах	30
16.5. Основные типы задач при расчете каналов	40
16.6. Основы гидравлического расчета каналов в безразмерных параметрах	42
16.7. Характеристики живых сечений с различной формой. Взаимосвязи элементов живого сечения	45
16.8. Рекомендации по выполнению расчетов каналов при равномерном движении	47
16.9. Расчет каналов замкнутого сечения	49
16.10. Контрольные вопросы и примеры	50
Глава 17. Установившееся неравномерное плавно изменяющееся движение жидкости в открытых призматических и непризматических руслах	53
17.1. Формы свободной поверхности потока в открытых призматических руслах с прямым уклоном дна ( $i > 0$ )	53
17.2. Формы свободной поверхности потока в открытых призматических руслах с нулевым ( $i = 0$ ) и обратным ( $i < 0$ ) уклоном дна	58
17.3. Интегрирование дифференциальных уравнений установившегося неравномерного движения в открытых призматических руслах	59
17.4. Расчет кривых свободной поверхности в открытых призматических руслах	62
17.5. Установившееся неравномерное плавно изменяющееся движение жидкости в открытых непризматических руслах	68
17.6. Контрольные вопросы	70
Глава 18. Кривые свободной поверхности при установившемся движении в естественных руслах	70
18.1. Общая характеристика движения в реках	70
18.2. Общие способы расчета кривых свободной поверхности	71
18.3. Специальные способы расчета кривых свободной поверхности	74
18.4. Контрольные вопросы	75

<b>Глава 19. Неустановившееся движение в открытых руслах</b>	76
19.1. Основные понятия и определения	76
19.2. Дифференциальные уравнения одномерного медленно изменяющегося неустановившегося движения в открытых руслах	79
19.3. Основные сведения о методе характеристик	82
19.4. Скорость распространения волны	85
19.5. Контрольные вопросы	88
<b>Глава 20. Движение наносов в открытых потоках</b>	88
20.1. Гидравлическая крупность наносов	88
20.2. Движение наносов	92
20.3. Контрольные вопросы	94
<b>Глава 21. Гидравлический прыжок</b>	95
21.1. Общие сведения	95
21.2. Виды гидравлического прыжка	96
21.3. Структура совершенного гидравлического прыжка	100
21.4. Совершенный гидравлический прыжок и гидравлический прыжок при наличии гасителей	101
21.5. Прыжковая функция и расчет сопряженных глубин	103
21.6. Сопряженные глубины совершенного гидравлического прыжка в призматических руслах	105
21.7. Потери энергии в гидравлическом прыжке	108
21.8. Длина совершенного гидравлического прыжка и послепрыжкового участка	110
21.9. Влияние ряда факторов на длину гидравлического прыжка	113
21.10. Волнистый гидравлический прыжок	114
21.11. Гидравлический прыжок в руслах переменного по длине сечения (в непризматических руслах)	116
21.12. Сопряжение потоков в призматических каналах при изменении уклона дна с $i > i_{кр}$ на $i < i_{кр}$	121
21.13. Контрольные вопросы и примеры	122
<b>Глава 22. Водосливы</b>	127
22.1. Классификация водосливов	127
22.2. Формулы расхода водослива	132
22.3. Водосливы с тонкой стенкой (с острым ребром)	135
22.4. Боковое сжатие и подтопление водосливов с тонкой стенкой	137
22.5. Водосливы-водомеры	139
22.6. Истечение через водосливы с широким порогом	140
22.7. Неподтопленный водослив с широким порогом без бокового сжатия	141
22.8. Неподтопленный водослив с широким порогом с боковым сжатием	144
22.9. Подтопленный водослив с широким порогом	145
22.10. Водосливы практических профилей криволинейного очертания	150
22.11. Боковые, косые, полигональные и криволинейные (в плане) водосливы	162
22.12. Расчет сжатой глубины	167
22.13. Условия подтопления водослива	169
22.14. Контрольные вопросы и примеры	170
<b>Глава 23. Истечение из-под затворов</b>	177
23.1. Виды истечения. Сжатая глубина	177
23.2. Свободное истечение из-под плоских и криволинейных затворов	180
23.3. Несвободное истечение из-под затворов	186

23.4.	Истечение из-под затворов на гребне водосливов практического профиля . . . . .	190
23.5.	Контрольные вопросы и примеры . . . . .	192
<b>Глава 24.</b>	<b>Расчеты сопряжения бьефов . . . . .</b>	<b>195</b>
24.1.	Возможные схемы и режимы сопряжения бьефов . . . . .	195
24.2.	Донный режим сопряжения . . . . .	198
24.3.	Поверхностный режим сопряжения с потоком в нижнем бьефе за водосливами с вертикальным уступом . . . . .	200
24.4.	Сопряжение бьефов при отбросе свободной (неподтопленной) струи . . . . .	206
24.5.	Местный размыв при отбросе свободной струи . . . . .	210
24.6.	Контрольные вопросы . . . . .	214
<b>Глава 25.</b>	<b>Расчет устройств для гашения энергии . . . . .</b>	<b>214</b>
25.1.	Виды гасителей энергии . . . . .	214
25.2.	Гидравлический расчет водобойного колодца . . . . .	217
25.3.	Гидравлический расчет водобойной стенки . . . . .	223
25.4.	Гидравлический расчет комбинированного водобойного колодца . . . . .	225
25.5.	Расчетный расход . . . . .	226
25.6.	Применение гасителей при донном режиме сопряжения . . . . .	227
25.7.	Местный размыв в нижнем бьефе при донном режиме сопряжения . . . . .	230
25.8.	Контрольные вопросы и примеры . . . . .	232
<b>Глава 26.</b>	<b>Гидравлический расчет сопрягающих сооружений . . . . .</b>	<b>234</b>
26.1.	Гидравлический расчет одноступенчатого и многоступенчатого перепадов . . . . .	234
26.2.	Гидравлический расчет быстротока . . . . .	243
26.3.	Гидравлический расчет консольного перепада (сброса) . . . . .	254
26.4.	Контрольные вопросы . . . . .	255
<b>Глава 27.</b>	<b>Основы движения грунтовых вод . . . . .</b>	<b>256</b>
27.1.	Виды движения грунтовых вод . . . . .	256
27.2.	Фильтрационные свойства грунтов . . . . .	257
27.3.	Скорость фильтрации. Линейный закон фильтрации . . . . .	259
27.4.	Коэффициент фильтрации . . . . .	260
27.5.	Особенности плавного и резко изменяющегося движения грунтовых вод . . . . .	262
27.6.	Дифференциальное уравнение установившегося неравномерного плавного изменяющегося движения грунтовых вод при линейном законе фильтрации . . . . .	264
27.7.	Расчет кривых подпора и спада при ламинарной фильтрации . . . . .	267
27.8.	Приток к вертикальным скважинам (колодцам) . . . . .	268
27.9.	Приток к горизонтальным водоприемным устройствам . . . . .	273
27.10.	Приток к горизонтальному дренажу . . . . .	274
27.11.	Фильтрация из каналов . . . . .	276
27.12.	Контрольные вопросы . . . . .	278
<b>Глава 28.</b>	<b>Потенциальное движение жидкости . . . . .</b>	<b>279</b>
28.1.	Понятие о потенциальном движении жидкости. Потенциал скорости . . . . .	279
28.2.	Функция тока при плоском движении жидкости . . . . .	284
28.3.	Граничные условия . . . . .	286
28.4.	Примеры потенциального движения воды в гидротехнических сооружениях . . . . .	289
28.5.	Простейшие случаи плоских потенциальных потоков . . . . .	291
28.6.	Неплавно изменяющееся напорное движение грунтовых вод . . . . .	293
28.7.	Контрольные вопросы . . . . .	298

Глава 29. Основы моделирования гидравлических явлений . . . . .	299
29.1. Моделирование гидравлических явлений. Законы подобия . . . . .	299
29.2. Критерии гидродинамического подобия . . . . .	302
29.3. Гидравлика и охрана внешней среды . . . . .	306
29.4. Контрольные вопросы . . . . .	309
Приложения . . . . .	310
Список литературы . . . . .	354
Предметный указатель . . . . .	355

Учебник

Штеренлихт Давид Вениаминович

## ГИДРАВЛИКА

Редактор издательства Э. Н. Полякова  
 Художественные редакторы Г. И. Панфилова, Б. Н. Тумин  
 Технический редактор Г. В. Преображенская  
 Корректор З. Б. Драновская

ИБ № 3141

---

Сдано в набор 28.08.90. Подписано в печать 20.05.91. Формат 60×88<sup>1</sup>/<sub>16</sub>.  
 Бумага офсетная № 2 Гарнитура литературная. Печать офсетная.  
 Усл. печ. л. 22,54. Усл. кр.-отт. 22,54. Уч.-изд. л. 25,37. Тираж 8000 экз.  
 Заказ № 1482. Цена 3 р.

---

Энергоатомиздат, 113114, Москва, М-114, Шлюзовая наб., 10

---

Ленинградская типография № 4 Государственного комитета СССР  
 по печати. 191126, Ленинград, Социалистическая ул., 14.

## УВАЖАЕМЫЕ ЧИТАТЕЛИ!

Энергоатомиздат предлагает следующие книги:

**Васильев И. М.** Прочность и устойчивость подпорных грунтовых гидротехнических сооружений. — М., 1988. — 40 к.

**Розанов Н. С., Царев А. И., Михайлов Л. П., Соколов И. Б.** Аварии и повреждения больших плотин. — М., 1986. — 55 к.

**Гидроэлектрические станции:** Учебник для вузов. — М., 1987. — 2 р. 40 к.

**Корчевский В. Ф., Петров Г. Н.** Проектирование и исследование взрывонабросных плотин. — М., 1989. — 60 к.

**Гидроэнергетическое** и вспомогательное оборудование гидроэлектростанций. Том 1. Основное оборудование гидроэлектростанций: Справочное пособие. — М., 1989. — 2 р. 60 к.

**Справочник** монтажника механического оборудования гидротехнических сооружений. — М., 1984. — 80 к.

**Гидравлические** расчеты водосбросных гидротехнических сооружений: Справочное пособие/Т. С. Артюхина, А. Б. Векслер, А. П. Войнович и др. — М., 1988. — 3 р. 40 к.

**Гидроэнергетика:** Учебник для вузов/Под ред. В. И. Обрезкова. — 2-е изд., перераб. и доп. — М., 1988. — 1 р. 60 к.

Приобрести эти книги можно в опорном пункте Энергоатомиздата — книжном магазине № 170 «Энергия» Москниги по адресу: 121096, Москва, ул. Василисы Кожиной, 10. Тел.: 145-52-00. В магазине имеется отдел Книга — почтой».