

Г. Г. Богданов

ИССЛЕДОВАНИЕ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПОТОКА В БЕСПОРОГОВЫХ ВОДОСЛИВАХ НА ОСНОВАНИИ АНАЛИЗА ГЛУБИННЫХ ОБТЕКАНИЙ СТЕНОК СООРУЖЕНИЯ

Беспороговый водослив — гидротехническое сооружение с боковым стеснением потока без порога на дне укрепленного русла. В пространственном водосливе, например в водосливе с широким порогом и боковым стеснением потока, в углу между дном и порогом возникают восходящие токи, приводящие к восходящему течению. Чем выше порог, тем более мощно это течение. При обтекании береговых опор с лобовой стороны в потоке создается зона с повышенным давлением, вследствие чего появляются нисходящие токи, причем в нижнем слое потока у стенки образуется обратное течение [1].

Взаимодействие нисходящего и восходящего течений в пространственном водосливе порождает ту сложную картину, на которую обращает внимание ряд авторов [1, 2]. Отсутствие порога приводит к новому качественному состоянию, так как устраняется восходящее течение, бьефы взаимодействуют более непосредственно, а плановое стеснение превращается в определяющий фактор [3]. Все это и заставляет выделять беспороговые водосливы, имеющие обычно самые различные уклоны и длины вдоль течения, в особый тип водосливов (малые мосты и безнапорные водопропускные трубы в насыпях железных и автомобильных дорог).

При встрече потока с такого рода препятствием придонный слой затормаживается, что ведет к образованию вторичных локальных неоднородностей течения — фрагментов течения в пространстве в результате отрыва пространственных пограничных слоев перед опорами и возникновения вторичных течений.

В случае малых удельных расходов в опытах хорошо заметно донное или глубинное вторичное обтекание опоры. При увеличении удельного расхода выявляются неоднородности течения по вертикали из-за существования приближающейся к опоре снизу вверх поверхности отрыва: над зонами глубинных обтеканий располагаются поверхностные обтекания, а также местные (при неплавном очертании входа в сооружение), имеющие вид конуса с опрокинутой вниз вершиной и распространяющиеся обычно не на всю глубину потока (рис. 1).

Исследования [1, 3, 4] показали, что контуры глубинных и поверхностных обтеканий близки к окружностям. На основании анализа взаимодействия контуров глубинных обтеканий при различных относительных стеснениях потока

$\frac{B-b}{B}$ или коэффициентах стеснения $\frac{b}{B}$ (b —

сливное отверстие; B — ширина русла) можно составить классификацию стеснений потока в русле.

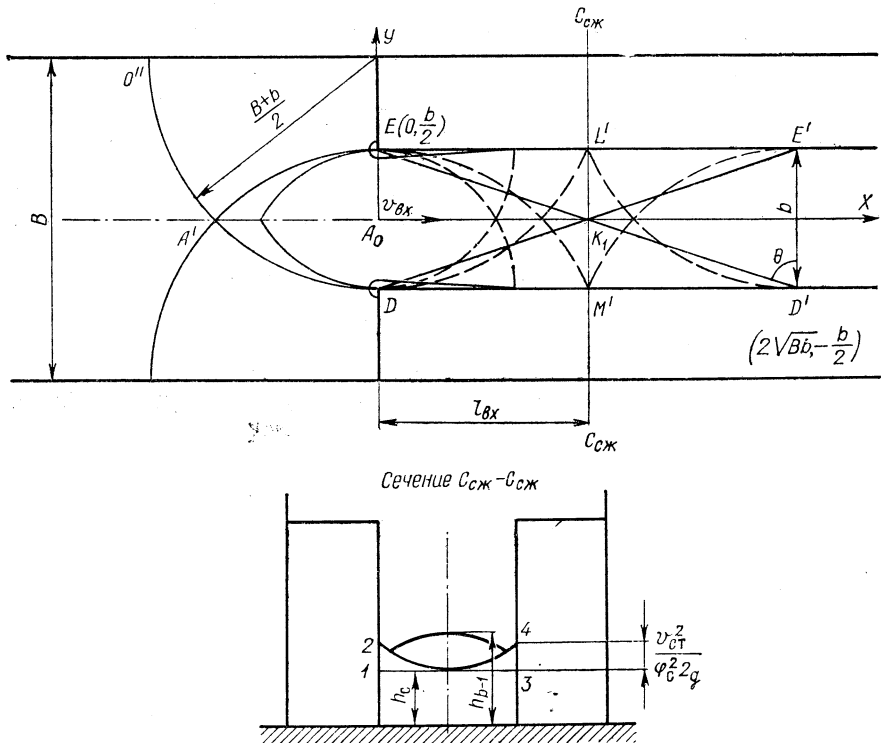


Рис. 1. Взаимодействие глубинных волновых обтеканий при малых удельных расходах.

При граничном стеснении, т. е. при $\frac{b}{B} = 0,50$ и менее, происходит поперечное столкновение глубинных обтеканий: совершается качественный скачок. Обтекания приобретают волновой характер, становятся волновыми течениями.

Когда контуры глубинных волновых обтеканий достигнут противоположных стенок опор, будет наблюдаться большое стеснение, при котором $\frac{b}{B} = 0,33$, а $\frac{B-b}{B} = 0,67$, причем $\frac{b}{B}$ изменяется в пределах 0,33—0,20. Случай максимальных размеров соприкасающихся контуров глубинных обтеканий опор соответствует среднему стеснению ($\frac{b}{B} = 0,67$).

При $\frac{b}{B} > 0,67$ контуры глубинных обтеканий опор значительно расходятся, и становятся заметными сверху главным образом поверхностные обтекания.

Наши исследования охватывают в основном беспороговые водосливы, у которых $\frac{b}{B} = 0,2-0,67$. Особенно часто встречаются случаи, когда $\frac{b}{B} = 0,5-0,2$.

Если $\frac{b}{B} = 0,33$, то взаимодействие глубинных волновых обтеканий приводит к образованию ярко выраженных косых волн, которые, возникнув на входе в сооружение, не только пересекаются между собой, но и отражаются от стенок сооружения.

В беспороговом водосливе из-за стеснения русла в плане возникает искривление струй в горизонтальной плоскости, являющееся причиной искривления струй в вертикальной плоскости. Вследствие этого дополнительный напор 1—2 (или 3—4) в сжатом живом сечении $C_{сж} - C_{сж}$ на входе (рис. 1) с кривизной вдоль течения, обращенной выпуклостью вниз из-за действия центробежной силы [2] $k \frac{v_c^2}{g} h_c$, равен скоростному напору от скорости $v_{сг}$ глубинного обтекания опор в плане (по $O''DL'$) при взаимодействии воды со стенкой с учетом бокового сжатия и потерь энергии на входе (φ_c):

$$k \frac{v_c^2}{g} h_c = \left(\frac{v_{сг}}{\varphi_c} \right)^2 \frac{1}{2g} = \frac{v_{сг}^2}{2g\varphi_c^2}, \quad (1)$$

откуда кривизна

$$k = \left(\frac{v_{сг}}{v_c} \right)^2 \frac{1}{2h_c\varphi_c^2}. \quad (1')$$

По закону площадей при динамическом вращении жидкости $v_i r_i = \text{const}$. Применительно к глубинному волновому обтеканию опоры (см. рис. 1)

$$\frac{B+b}{2} v_{сг} \cong \frac{B}{2} v_{вх}$$

и

$$v_{сг} = \frac{B}{B+b} v_{вх} = \frac{v_{вх}}{1 + \frac{b}{B}};$$

по (1')

$$k = \left(\frac{v_{вх}}{v_c} \right)^2 \frac{1}{\left(1 + \frac{b}{B} \right)^2 2h_c\varphi_c^2}. \quad (1'')$$

В. В. Смыслов ввел [2] коэффициент $\chi = \frac{k_n}{k}$; это отношение кривизны поверхностной струйки k_n к кривизне потока k .

Кривизну поверхностной струйки можно выразить через производные

$$k_n = \frac{\frac{d^2h}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dh}{dx} \right)^2 \right]^{3/2}}.$$

В сжатом сечении $C_{сж} - C_{сж} \frac{dh}{dx} = 0$,

поэтому $k_{п} = \frac{d^2h}{dx^2}$, а

$$k = \frac{1}{\chi} \cdot \frac{d^2h}{dx^2}. \quad (2)$$

Приравняв правые части (1'') и (2), получим

$$\left[\frac{v_{вх}}{v_c \varphi_c \left(1 + \frac{b}{B}\right)} \right]^2 \frac{\chi}{2h_c} = \frac{d^2h}{dx^2},$$

но

$$\frac{v_{вх}}{v_c} = \frac{Qh_c b}{h_{вх} b Q} = \frac{h_c}{h_{вх}},$$

$$\text{тогда } \frac{d^2h}{dx^2} = \frac{\chi h_c}{2h_{вх}^2 \varphi_c^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2}. \quad (3)$$

Для решения дифференциального уравнения (3) применим подстановку $\frac{dh}{dx} = t$, которая дает

$$\frac{d^2h}{dx^2} = \frac{dt}{dh} \cdot \frac{dh}{dx} = t \frac{dt}{dh}$$

и

$$\frac{t dt}{dh} = \frac{\chi h_c}{2h_{вх}^2 \varphi_c^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2}.$$

Разделив переменные и проинтегрировав, получим

$$\frac{t^2}{2} = \frac{\chi h_c h}{2h_{вх}^2 \varphi_c^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2} + C_1.$$

При $h = h_c$ производная $\frac{dh}{dx} = 0$, т. е. и $t = \frac{dh}{dx} = 0$, поэтому $C_1 = -\frac{\chi h_c^2}{2h_{вх}^2 \varphi_c^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2}$, а

$$\frac{dh}{dx} = \pm \frac{\sqrt{\chi h_c}}{h_{вх} \varphi_c \left(1 + \frac{b}{B}\right)} \sqrt{h - h_c}. \quad (4)$$

Снова разделив переменные и проинтегрировав, получим выражение

$$\pm 2\varphi_c h_{\text{вх}} \left(1 + \frac{b}{B}\right) \frac{1}{\sqrt{\chi}} \sqrt{\frac{h}{h_c} - 1} = x + C_2.$$

Если $x=0$ и $h=h_{\text{вх}}$ (см. рис. 1), то

$$C_2 = \pm 2\varphi_c h_{\text{вх}} \left(1 + \frac{b}{B}\right) \sqrt{\frac{1}{\chi} \left(\frac{h_{\text{вх}}}{h_c} - 1\right)}.$$

При этих условиях получим следующее уравнение осевой линии на свободной поверхности потока:

$$x = 2\varphi_c h_{\text{вх}} \left(1 + \frac{b}{B}\right) \frac{1}{\sqrt{\chi}} \left(\mp \sqrt{\frac{h_{\text{вх}}}{h_c} - 1} \pm \sqrt{\frac{h}{h_c} - 1} \right).$$

Чтобы выбрать вид решения относительно знака, рассмотрим частный случай (см. рис. 1): $x=l_{\text{вх}}$, а $h=h_c$. Так как $h_{\text{вх}} > h_c$, то принимаем второе решение

$$x = 2\varphi_c h_{\text{вх}} \left(1 + \frac{b}{B}\right) \frac{1}{\sqrt{\chi}} \left(\sqrt{\frac{h_{\text{вх}}}{h_c} - 1} - \sqrt{\frac{h}{h_c} - 1} \right), \quad (5)$$

при котором длина входного перепада получается положительной

$$l_{\text{вх}} = 2\varphi_c h_{\text{вх}} \left(1 + \frac{b}{B}\right) \sqrt{\frac{1}{\chi} \left(\frac{h_{\text{вх}}}{h_c} - 1\right)}. \quad (6)$$

Первое решение дает отрицательный входной перепад, что не имеет физического смысла.

Определяя из (5) отношение $\frac{h}{h_c}$, можно уравнение осевой линии свободной поверхности с учетом (6) переписать так:

$$\frac{h}{h_c} = 1 + \frac{\chi (l_{\text{вх}} - x)^2}{4\varphi_c^2 h_{\text{вх}}^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2}. \quad (7)$$

Для участков с отрицательной кривизной и убывающей глубиной

$$\frac{h}{h_c} = 1 - \frac{\chi (l_{\text{вх}} - x)^2}{4\varphi_c^2 h_{\text{вх}}^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2}$$

или

$$\frac{h}{h_c} = 1 - \frac{\chi (x - l_{\text{вх}})^2}{4\varphi_c^2 h_{\text{вх}}^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2}. \quad (8)$$

Например, в случае определения глубины на выходе из одноперепадного неподтопленного беспорогового водослива [3] по (8)

$$h_{\text{вых}} = h_c \left[-1 - \frac{\chi (L' - l_{\text{вх}})^2}{4\varphi_c^2 h_{\text{вх}}^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2} \right]. \quad (9)$$

Для участков с возрастающей (по длине водослива) глубиной (первая полуволна за сечением $C_{\text{сж}} - C_{\text{сж}}$) по формуле (7)

$$\frac{h}{h_c} = 1 + \frac{\chi (x - l_{\text{вх}})^2}{4\varphi_c^2 h_{\text{вх}}^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2} = 1 + \frac{\chi l_1^2}{4\varphi_c^2 h_{\text{вх}}^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2}. \quad (10)$$

Глубину на выходе из двухперепадного беспорогового водослива по формуле (9) определять нельзя, так как на водобойной части неподтопленного водослива образуются волны [3], распространяющиеся на сливную часть водослива. Образование волн объясняется в конечном итоге действием гидравлических сопротивлений из-за относительно большой длины водослива и наличия водобойной части в нем: движущиеся граничные волновые глубинные контуры наталкиваются на боковые стенки сооружения (см. рис. 1) и примерно под таким же углом отражаются. Отраженное течение движется к противоположной стенке и вновь отражается и т. д.

В результате взаимодействия глубинных волновых обтеканий от обеих опор граничные контуры периодически то пересекаются, то вновь расходятся, а на поверхности потока наблюдаются прямые в плане линии — косые волны, которые возникают вследствие взаимодействия граничных глубинных волновых контуров и также то сходятся, то расходятся (см. рис. 1). Сходятся они в сечении $C_{\text{сж}} - C_{\text{сж}}$ т. е. там, где граничные волновые контуры натекают на стенки, и расходятся, вновь доходя до стенок в сечении, в котором отраженные граничные движущиеся контуры касаются стенок сооружения.

При $\frac{b}{B} = 0,67 - 0,2$ (среднее, граничное, большое стеснение) косые волны хорошо видны на потоке в экспериментах [3, 5]. Если сравнивать глубины на неподтопленном двухперепадном беспороговом водосливе с критической глубиной плавно изменяющегося потока $h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$, то можно сказать, что поток околокритический: на входном перепаде по осевому профилю он в основном спокойный, а на водобойной части бурный, поэтому за сечением $C_{\text{сж}} - C_{\text{сж}}$ бурный поток, которому предстоит преодолевать волнообразно изменяющиеся существенные гидравлические сопротивления на водобойной части, сначала увеличивает глубину с h_c до h_{b-1} (см. рис. 1) в передней полуволне с тем, чтобы приблизительно такое же количество удельной энергии ($h_{b-1} - h_c$) и также волнообразно преобразовать на выходе из водослива снова в удельную кинетическую [3].

Следовательно, в первом приближении глубина на выходе из двухперепадного беспорогового водослива

$$h_{\text{вых}} \cong h_c - (h_{b-1} - h_c) = 2h_c - h_{b-1}. \quad (11)$$

Например, в опыте ЦАГИ-57 [6] $h_c = 2,40$ м, $h_{b-1} = 2,84$ м, тогда по (11) $h_{\text{вых}} = 1,96$ м при опытной $h_{\text{вых}} = 2,03$ м (табл. 1). В одноперепадных беспороговых водосливах водобойной части нет, поэтому $h_{\text{вых}}$ определяется по формуле (9).

Глубина потока возле стенок сооружения в сечении $C_{\text{сж}} - C_{\text{сж}}$ рассчитывается с учетом (1) и выражения для $v_{\text{ст}} = \frac{v_{\text{вх}}}{1 + \frac{b}{B}}$:

$$h_{\text{ст}} = \frac{v_{\text{ст}}^2}{2g\varphi_c^2} + h_c = \frac{Q^2}{2g\varphi_c^2 \left(1 + \frac{b}{B}\right)^2 b^2 h_{\text{вх}}^2} + h_c. \quad (12)$$

Так, в нашем опыте ЧИМЭСХ-82 $Q = 4,4$ л/сек; $\varphi_c = 0,852$; $h_{\text{вх}} = 13,87$ см; $\frac{b}{B} = 0,285$; $h_c = 7,45$ см; $b = 5,7$ см.

По (12) $h_{\text{ст}} = 8,77$ см при опытной $h_{\text{ст}} = 8,14$ см.

Глубины около стенки в других сечениях могут быть также определены при известных глубинах по осевому профилю [3, 7]. Здесь же дан метод расчета промежуточных волн для различных случаев, т. е. в итоге можно построить пространственный поток на беспороговом водосливе с глубинами, в общем близкими к h_k . На беспороговом водосливе мы наблюдаем ярко выраженное пространственное резко изменяющееся течение, существенным признаком которого является криволинейность потока. Это важное обстоятельство следует учитывать и при «эталонной» глубине состояния потока — критической глубине резко изменяющегося течения, которая обозначена В. Г. Веземским через h_* [8].

В. Г. Веземский уточнял также и понятие h_* , правильно поставив вопрос о направлении изменения критической глубины и числа Фруда в пространственном потоке. Он связал критическую глубину резко изменяющегося течения с кривизной свободной поверхности [8], как это сделал В. В. Смыслов [2], давший формулу для критической скорости в криволинейном потоке

$$v_N = \sqrt{gh_N \frac{1}{1 \pm k_N h_N}},$$

из которой можно получить критическую глубину

$$h_N = \frac{v_N^2}{g \mp v_N^2 k_N} = h_*. \quad (13)$$

В приведенных зависимостях перед кривизной поставлены два знака $\pm k_N$. Это отсутствует в формуле В. В. Смылова, но является следствием его вывода о том, что наряду с абсолютной величиной здесь играет роль направление (знак) кривизны, а также величина ее изменения при переходе от одного сечения к другому.

Характерно, что на основании приведенного соображения В. В. Смыслов приходит к заключению о некоторой условности терминов «спокойный» и «бурный» потоки при исследовании криволинейного течения. Такой же вывод делает и А. А. Турсунов [9], обративший внимание на существование обширной зоны околочитических потоков.

Обобщая рассмотренные соображения о критической глубине криволинейного пространственного потока применительно к беспороговым водосливам, можно сказать, что косые волны на потоке в пределах этих водосливов — прямые линии критических глубин криволинейного пространственного потока h_* . Например, прямая ED' (рис. 1) — прямая критических глубин с учетом искривления струй. Она начинается у входа (при больших удельных расходах весьма заметны местные обтекания у неплавных входных кромок), где кривизна отрицательна (выпуклостью обращена вверх), поэтому в соответствии с формулой (13) $h_* = h_N > h_k$. Далее эта прямая в точке K_1 пересекается с другой прямой критических глубин DE^1 .

В точке K_1 кривизна наибольшая и положительная, поэтому здесь в соответствии с (13) $h_* = h_N < h_k$, что совпадает с выводом В. Г. Веземского [8] о том, что глубина потока равна критической в сечении, где наблюдается наибольшая положительная кривизна свободной поверхности.

Подобная картина наблюдается при $\frac{b}{B} = 0,33$ и небольших удельных расходах, поэтому длина входного перепада в соответствии с формулой (6) относительно небольшая, так как $h_{вх}$ незначительно больше h_c . Как видно из рис. 1, $l_{вх} = \sqrt{Bb}$. При повышении удельного расхода соотношение $\frac{h_{вх}}{h_c}$ в формуле (6) резко возрастает, поэтому увеличивается и $l_{вх}$, а местоположение сечения $C_{сж} - C_{сж}$ изменяется за счет поступления дополнительных количеств воды над глубинными затопленными волновыми зонами обхода опор сооружения при прежнем водосливном отверстии b .

Правда, изменяется кривизна, но из-за изменения глубин потока изменяется и скорость v_N в формуле (13), коэффициент же стеснения $\frac{b}{B}$ остается постоянным. Все это приводит к тому, что угол косины волн Θ (см. рис. 1) не изменяется [3], хотя сечение $C_{сж} - C_{сж}$ и передвигается вдоль течения, а величина $l_{вх}$ возрастает. Длина входного перепада увеличивается также при возрастании уклона дна i за счет увеличения приведенной глубины на входе в водослив относительно горизонтальной плоскости, проходящей через наинизшую точку сечения $C_{сж} - C_{сж}$, $h_{вх_i} = h_{вх} + il_{вх_i}$, причем по (6)

$$l_{вх_i} = 2\varphi_c(h_{вх} + il_{вх_i}) \left(1 + \frac{b}{B}\right) \sqrt{\frac{1}{\chi} \left(\frac{h_{вх} + il_{вх_i}}{h_c} - 1\right)}.$$

Отбрасывая члены, содержащие i^2 , и решая полученное уравнение относительно $l_{вх_i}$, приходим к такой зависимости:

$$l_{вх_i} = l_{вх} \left[\frac{i}{\chi} \varphi_c \left(1 + \frac{b}{B}\right) \left(3 \frac{h_{вх}}{h_c} - 2\right) + 1 \right]. \quad (14)$$

В формуле (14) фигурирует коэффициент кривизны χ . Этот коэффициент входит и во многие полученные формулы, поэтому следует остановиться на выборе его величины в различных расчетных случаях.

По В. В. Смыслову [2] для течения вдоль водослива $\chi \approx \tau + 2$, причем τ характеризует закон изменения струек по сечению и не является

постоянной по течению. На участке вблизи начала водослива искривляется большинство струек по сечению потока и $\tau \approx 0$. Для течения вдоль водослива $\tau = [(+1,0) - (-0,50)]$.

На входных участках в зависимости от планового очертания боковых стенок струйки заметно искривляются лишь у свободной поверхности или у дна. При этих условиях показатель τ может быть больше 1 с положительным или отрицательным знаком. Это относится к водосливам с широким порогом. В. В. Смыслов рекомендует в первом приближении принимать значение τ постоянным, например $\tau = 0$ или $\tau = 1$, что соответствует $\chi = 2$ или $\chi = 3$.

В случае беспороговых водосливов искривление струй в вертикальной плоскости — следствие искривления струй в горизонтальной плоскости, причем искривление это носит весьма сложный пространственный характер, поэтому применять закон $k_i = k_n \left(\frac{z}{h} \right)^c$, предложенный В. В. Смысловым, можно лишь весьма приближенно. Уменьшение порога до $p = 0$ приводит к исчезновению восходящего течения в углу между дном русла и порогом. Такое течение способствует непосредственному искривлению струй в вертикальной плоскости, а его отсутствие уменьшает искривление, особенно на входе в беспороговый водослив, т. е. и в сжатом сечении $C_{сж} - C_{сж}$. Следовательно, для $C_{сж} - C_{сж}$ логично предположить $\tau = 0$, а $\chi = 2$ и в соответствии с (6)

$$l_{вх} = 2\varphi_c h_{вх} \left(1 + \frac{b}{B} \right) \sqrt{\frac{1}{2} \left(\frac{h_{вх}}{h_c} - 1 \right)}. \quad (6')$$

Формулу (6') можно применять при $\frac{b}{B} = 0,33 - 0,67$. При малом стеснении, т. е. при $\frac{b}{B} = 0,67 - 0,95$, разница между k_n и k должна быть еще больше, поэтому $\chi \approx 3$. Наоборот, при граничном и большом стеснении $\frac{b}{B} < 0,33$. При таком же расходе избыток воды размещается над глубинными волновыми обтеканиями, что уменьшает разницу между k_n и k , поэтому можно принять $\chi = 1,5$.

Оголовки в сооружениях эту разницу еще более сглаживают, поэтому $\chi \approx 1,15$.

Наличие относительно тонкой разделительной стенки (двухочковая труба) также способствует сближению k_n и k (табл. 1). Как показывают экспериментальные данные, (см. табл. 1), в общих случаях величина $\left(1 + \frac{b}{B} \right)$ больше 1, а $\sqrt{\frac{1}{\chi} \left(\frac{h_{вх}}{h_c} - 1 \right)}$ меньше 1, поэтому для расчетов в первом приближении можно предполагать

$$l_{вх} \approx 2\varphi_c h_{вх}, \quad (6'')$$

что совпало с формулой для $l_{вх}$, полученной автором из совершенно иных предположений.

Как видно из табл. 1, формулы (6) и (14) хорошо подтверждаются экспериментальными данными. В табл. 1 приведены также результаты расчета глубины на выходе из беспорогового водослива по формулам (9), (10) и (11), причем для случаев $i > 0$ к значению глубины по (11)

Таблица 1

Наименование моделей в опытах	Расход Q , л/сек	Отверстие b , см	$\frac{b}{B}$	i	$h_{вх}$, см	$h_{сг}$, см	χ	φ	φ_c	Длина входного перепада, см		$h_{вых}$ в одноперепадных водосливах, см		Глубина h_{b-1} , см		$h_{вых}$ в двухперепадных водосливах, см	
										по формуле (11)	по опыту	по формуле (9)	по опыту	по формуле (10)	по опыту	по формуле (11)	по опыту
ЧИМЭСХ-68 без оголовков ($\varepsilon=0,80$)	3,5	11,4	0,570	0	6,92	4,01	2,00	0,950	0,926	12,1	12,0	—	—	—	—	3,30	3,33
ЧИМЭСХ-82 без оголовков ($\varepsilon=0,80$)	4,4	5,7	0,285	0	13,87	7,45	1,50	0,898	0,852	23,1	26,0	—	—	8,31	8,41	6,49	6,75
ЧИМЭСХ-71 без оголовков ($\varepsilon=0,80$, $m=0,313$)	общий 3,5	5,7+	0,570	0	7,57	5,39	1,60	0,813	0,747	9,0	9,0	—	—	—	—	4,24	4,03
ЦАГИ-57 с расходными оголовками ($\varepsilon=0,90$ [6])	$60 \cdot 10^3$	400,0	0,133	0	392,0 (огол)	240,00	1,15	0,987	0,984	645,0	645,0	—	—	—	—	196,00	203,00
ЧИМЭСХ-69 без оголовков, $l_b=46,7$ см	3,5	11,4	0,570	0,01963	6,81	3,49	2,00	0,962	0,943	14,7	14,0	—	—	4,63	4,27	3,89	3,91
ЦАГИ-34 с расходными оголовками [8], $\varepsilon=0,90$, $l_b=27,47$ м	$60 \cdot 10^3$	400,0	0,133	0,01000	396,0 (огол)	242,00	1,15	0,963	0,955	657,0	675,0	—	—	—	—	237,00	233,00
ЧИМЭСХ-83 без оголовков, $l_b=24,8$ см	4,4	5,7	0,285	0,01963	13,75	6,93	1,50	0,901	0,865	26,2	27,0	—	—	7,57	7,53	7,35	7,00
ЧИМЭСХ-96, $L' = 30,2$ см, $b < l_{вх}$	4,0	5,7	0,285	0	14,34	7,21	1,50	0,850	0,791	23,7	23,5	$\chi=3$ 6,09	6,13	—	—	—	—
ЦАГИ-74 [6], $L' = 4,50$ м, $b > l_{вх}$	$4 \cdot 10^3$	600,0	0,200	0	222,0	140,00	1,00	0,850	0,791	322,0	352,0	$\chi=2$ 114,00	116,0	—	—	—	—
ИГИ-7 [10], $L' = 3$ м (длина водослива), $b > l_{вх}$	23,4	30,0	0,300	0	12,5	6,56	1,00	0,961	0,949	29,3	26,5	$\chi=2$ 6,4	6,4	—	—	—	—

надо прибавлять величину $i(l_{b_i} + l_{cl_i})$, где $l_{b_i} + l_{cl_i}$ — длина водобойной части и слива двухперепадного беспорогового водослива [3], которая равна $L_i'' - l_{вх_i}$, и полная глубина

$$h_{\text{вых}} = 2h_c - h_{b-1} + i(L_i'' - l_{вх_i}). \quad (11')$$

Следует заметить, что на поверхности явно пространственного криволинейного потока в беспороговом водосливе из-за стеснения русла сооружением возникают косые волны — прямые различных критических глубин этого криволинейного потока. Опыты показали, что это прямые в плане.

Аналитически можно доказать, что это отрезки прямых линий. Составим определитель третьего порядка для нашей расчетной схемы, имея в виду, что три точки с координатами (x_1, y_1) , (x_2, y_2) , (x_3, y_3) лежат на одной прямой, если

$$\begin{vmatrix} x_1 & y_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & 1 \\ x_3 & y_3 & 1 \end{vmatrix} = 0.$$

Применительно к нашему случаю (см. рис. 1) необходимо проверить, что три точки $E \left(0, \frac{b}{2}\right)$, $K_1(\sqrt{Bb}, 0)$ и $D' \left(2\sqrt{Bb}, -\frac{b}{2}\right)$ лежат на одной прямой. Действительно, определитель третьего порядка

$$\begin{vmatrix} 0 & \frac{b}{2} & 1 \\ \sqrt{Bb} & 0 & 1 \\ 2\sqrt{Bb} & -\frac{b}{2} & 1 \end{vmatrix} = 0,$$

т. е. линии косых волн — прямые в плане, но не являются прямыми в профиле, так как соединяют точки с различными критическими глубинами в разных направлениях в пространственном криволинейном потоке.

В заключение следует подчеркнуть, что в табл. 1 помещены наиболее характерные опыты на установках с различными данными, полученными не только на основании экспериментов автора в Челябинском институте механизации и электрификации сельского хозяйства (ЧИМЭСХ), но и экспериментов в ЦАГИ [6], а также в Институте гидрологии и гидротехники (ИГГИ) в Киеве [10]. Расчет свободной поверхности воды в беспороговых водосливах для частного случая $\frac{b}{B} = 0,50$

можно было бы сделать в соответствии с работой [5], однако при этом необходимо предварительно знать величину амплитуды a и уточнять длинный ряд других данных, не говоря уже о трудностях построения пространственной картины потока в этом методе, основанном на многочисленных недостаточно обоснованных допущениях.

Результаты рассмотренных исследований с учетом [3, 7] дают возможность более успешно и полно решать ряд теоретических и практических задач, так как они учитывают не только изменение стеснения потока, но и изменение длины сооружений.

Литература

1. Н. Ф. Дanelия. Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами. М., 1964.
2. В. В. Смыслов. Теория водослива с широким порогом. Киев, 1956.
3. Г. Г. Богданов. Гидравлический расчет беспороговых водосливов в укрепляемых руслах. Минск, 1968.
4. А. И. Богомолов, К. А. Михайлов. Гидравлика. М., 1965.
5. F. Engelund, J. Munch—Petersen. Steady flow in contracted and expanded rectangular channels. La Houille Blanche, n. 4. Grenoble, 1953.
6. М. М. Протодьяконов. Протекание воды в малых мостах и трубах. М., 1973.
7. Г. Г. Богданов. Расчет пространственных волн на поверхности потока в водобойной части беспорогового водослива. Сб. «Вопросы прикладной гидравлики и теплотехники». Вып. 87. Гомель, 1970.
8. В. Г. Веземский. Косой прыжок и критическая глубина открытого потока. Сб. «Труды координационных совещаний по гидротехнике. Гидравлика высоконапорных водосборных сооружений». Вып. 52. Л., 1969.
9. А. А. Турсунов. Управление гесметрическими формами бурных потоков при помощи конечных возмущений. Сб. «Труды координационных совещаний по гидротехнике. Гидравлика высоконапорных водосборных сооружений». Вып. 52. Л., 1969.
10. В. В. Смыслов. Исследование формы свободной поверхности при протекании воды через отверстия малых мостов. Изв. ин-та гидрологии и гидротехники АН УССР, т. 9 (XVI), 1952.