$$Q = 0{,}82\,\frac{3{,}14 \cdot 2{,}0^2}{4}\sqrt{2 \cdot 9{,}80 \cdot 9{,}0} = 34{,}2\ м^3/с.$$

№ 2. Вода по трубе T подается в резервуар A (рис. 10-29), откуда из сделанного в стенке отверстия диаметром D_1 перетекает в резервуар B. Далее через отверстие диаметром D_2 вода попадает в резервуар C и, наконец, вытекает в атмосферу через короткую трубу диаметром D_3 и длиной l.

Дано: $H = 1{,}0$ м; $D_1 = 30$ мм; $D_2 = 15$ мм; $D_3 = 20$ мм; $l = 9{,}0$ см.

Требуется найти: расход Q и перепады уровней Z_1 и Z_2.

Ответ: $Q = 1140$ см^3/с; $Z_1 = 34{,}5$ см; $Z_2 = 55{,}2$ см.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

10-1. **Абрамович Г. Н.** Теория турбулентных струй. — М.: Физматгиз, 1960.

10-2. **Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И.** Гидравлика. — М.: Госэнергоиздат, 1964.

10-3. **Качановский Б. Д.** Гидравлика судоходных шлюзов. — М. — Л.: Речиздат, 1951.

10-4. **Позднеев М. В.** Противопожарное водоснабжение. — Л. — М.: Изд. Наркомхоза РСФСР, 1940.

10-5. **Тер-Степанов Г. А.** Гидромониторные работы. — М.: Стройвоенмориздат, 1948.

10-6. **Френкель Н. З.** Гидравлика. — М. — Л.: Госэнергоиздат, 1956.

ГЛАВА ОДИННАДЦАТАЯ

ВОДОСЛИВЫ

§ 11-1. ТЕРМИНОЛОГИЯ И КЛАССИФИКАЦИЯ ВОДОСЛИВОВ

Представим на рис. 11-1, например, некоторый канал, прегражденный поперек стенкой. Вода, скопившись перед такой стенкой, переливается через нее или через порог выреза, сделанного в этой стенке.

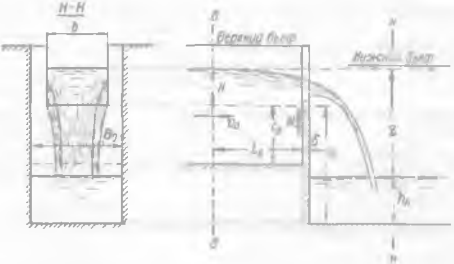


Рис. 11-1. Истечение через водослив с тонкой стенкой (неподтопленный водослив)

Водосливом называется безнапорное отверстие (*водосливное отверстие*) — вырез, сделанный в гребне стенки, через который протекает вода. Часть стенки в пределах водосливного отверстия, через которую переливается вода, называется *водосливной стенкой*.

В дальнейшем будем пользоваться следующими дополнительными терминами и обозначениями.

1. Область потока перед водосливной стенкой будем называть верхним бьефом (ВБ); область потока за водосливной стенкой — нижним бьефом (НБ).

2. Наметим на расстоянии l_B от верховой грани водосливной стенки сечение $в - в$, в котором начинается заметный спад свободной поверхности, обусловленный наличием водослива. Как показывают опыты, длина

$$l_в = (3 \div 5) H, \tag{11-1}$$

где величина H (см. чертеж), измеряемая в сечении $в-в$, называется *геометрическим напором на водосливе.*

Надо твердо запомнить, что *геометрический напор H на водосливе представляет собой превышение над гребнем водосливной стенки горизонта воды в сечении $в - в$, где еще нет заметного спада свободной поверхности, обусловленного истечением воды через водослив.*

3. Введем еще такие обозначения:

b — *ширина водослива*, или иначе, ширина водосливного отверстия;

δ — толщина водосливной стенки;

c_B и c_H — высоты водосливной стенки соответственно в верхнем и нижнем бьефах; в случае $c_B = c_H$ эту высоту обозначаем через c;

B_0 — ширина русла, в котором устроен водослив;

Z — геометрический перепад на водосливе (разность горизонтов воды в верхнем и нижнем бьефах);

v_0 — *скорость подхода*, т. е. средняя скорость, измеряемая в указанном выше сечении $в - в$;

H_0 — так называемый *полный напор на водосливе*, или, иначе, напор с учетом скорости подхода:

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}; \tag{11-2}$$

Z_0 — так называемый *полный перепад на водосливе*, или, иначе, перепад на водосливе с учетом скорости подхода:

$$Z_0 = Z + \frac{\alpha v_0^2}{2g}. \tag{11-3}$$

Водосливы принято классифицировать по следующим признакам.

Классификация № 1 — в зависимости от геометрической формы водосливного отверстия. Здесь различают водосливы (рис. 11-2): *а*) прямоугольные; *б*) треугольные; *в*) трапецеидальные; *г*) круговые; *д*) параболические; *е*) с наклонным гребнем.

Классификация № 2 — в зависимости от формы и размеров поперечного сечения водосливной стенки. Эта классификация является наиболее важной. Здесь различают:

а) *водосливы с тонкой стенкой* (рис. 11-1); в случае этих водосливов струя воды, переливающейся через водосливную стенку, формируется под действием только верховой ее грани: остальные поверхности водосливной стенки не влияют на картину истечения; при наличии вертикальной стенки (рис. 11-1) водослив с тонкой стенкой имеет место, когда

$$\delta \leqslant (0{,}1 \div 0{,}5) H; \tag{11-4}$$

б) *водосливы с широким порогом*, имеющие водосливную стенку любой высоты, гребень которой обычно (в случае прямоугольного отверстия) представляет собой горизонтальную плоскость (рис. 11-3): в общем случае этот гребень является цилиндрической поверхностью с г о р и з о н т а л ь н о й образующей в виде прямой линии, направленной вдоль течения; толщина (ширина) δ в случае водосливов с широким порогом должна удовлетворять двум условиям:

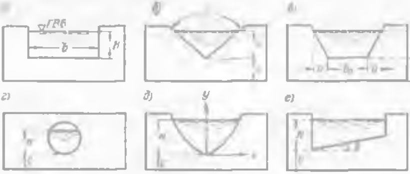


Рис. 11-2. Различные формы водосливного отверстия

1) на расстоянии δ потеря напора по длине h_l должна быть пренебрежимо мала;[1]

2) в пределах расстояния δ должен быть хотя бы небольшой участок потока, характеризуемый наличием плавно изменяющегося движения.

В случае прямоугольных водосливов с широким порогом толщина δ стенки, удовлетворяющая указанным условиям, лежит в пределах

$$2H \leqslant \delta \leqslant 8H; \qquad (11\text{-}5)$$

при $\delta > 8H$ уже получается не водослив, а к а н а л с горизонтальным дном, при расчете которого необходимо, помимо местных потерь, учитывать еще и потери напора по длине; при $\delta < 2H$ на длине δ мы не получаем плавно изменяющегося движения,

Рис. 11-3. Водослив с широким порогом

в) *водосливы со стенкой практического профиля*: к таким водосливам относится любой водослив, отличный от водослива с тонкой стенкой и водослива с широким порогом (см., например, рис. 11-4).

Рис. 11-4. Водослив со стенкой практического профиля

Рис. 11-5. Водосливы с прямолинейным гребнем (в плане)

К л а с с и ф и к а ц и я № 3 — в зависимости от очертания гребня водосливной стенки в плане. Здесь различают:

[1] Как и в случае насадков (см. § 10-6).

1) водосливы с прямолинейным в плане гребнем (рис. 11-5): *а*) прямые, или, иначе, лобовые; *б*) косые; *в*) боковые;

2) водосливы с непрямолинейным в плане гребнем (рис 11-6): *а*) полигональные (ломаные); *б*) криволинейные; *в*) замкнутые. в частности кольцевые.

Классификация № 4 — в зависимости от влияния нижнего бьефа на истечение. Эта классификация, так же как и классификация № 2, является весьма важной. Здесь различают: а) неподтопленные водосливы, когда Q и H не зависят от глубины воды $h_н$ в нижнем бьефе: б) подтопленные водосливы когда Q и (или) H зависят от глубины воды $h_н$ в нижнем бьефе.

Рис. 11-6. Водосливы с непрямолинейным гребнем (в плане)

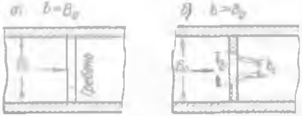


Рис. 11-7. Водослив без бокового сжатия (*а*) и с боковым сжатием (*б*)

Классификация № 5 (относящаяся только к случаю прямоугольных водосливов) — в зависимости от соотношения b и B_0:

а) водосливы без бокового сжатия, когда $b = B_0$ (рис. 11-7, *а*);

б) водосливы с боковым сжатием, когда $b < B_0$ (рис. 11-7, *б*).

Ширина струи b_c (см. чертеж) иногда называется эффективной шириной водослива

Дополнительно к сказанному выше необходимо учитывать следующее обстоятельство.

Рассматривая какой-либо водослив (см., например, водослив, показанный далее на рис. 11-24) можно различать три участка русла, прегражденного водосливной стенкой: а) подводящий участок, расположенный перед водосливной стенкой, б) собственно водосливной, расположенный в районе самого водосливного отверстия, в) отводящий, расположенный за водосливной стенкой

Обычно водосливом называют такое водосливное отверстие, при котором потерями напора в пределах подводящего и отводящего участков можно пренебречь. Случаи весьма низкой водосливной стенки и так называемого «водослива без порога» (см. далее § 11-11) характеризуются существенными потерями напора в пределах подводящего и (или) отводящего участков. Такого рода случаи, именуемые иногда «стеснением потока» (например, строительными перемычками или устоями моста и т. п.), только условно могут рассчитываться по формулам, относящимся к водосливам в обычном понимании этого термина. Строго говоря, здесь дополнительно необходимо еще учитывать потери напора на упомянутых участках русла — подводящем и отводящем (см. конец § 11-11, стр. 429—431).

§ 11-2. ОСНОВНАЯ РАСЧЕТНАЯ ФОРМУЛА ДЛЯ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ВОДОСЛИВА

Для прямоугольного водослива можем написать ряд следующих соотношений, в которых через ω обозначено живое сечение струи жидкости, переливающейся через водосливную стенку, и через v — скорость в том месте, где измеряется ω (рис. 11-8):[1]

[1] Знак $::$, например, в соотношении $\omega :: bH$, указывает, что величина ω прямо пропорциональна произведению bH.

$$\left.\begin{aligned}
&1)\ Q = \omega v; \\
&2)\ \omega :: bH; \\
&3)\ v :: \sqrt{2gH}\ \text{(см. гл. 10)}; \\
&4)\ Q :: (bH)(\sqrt{2gH}); \\
&5)\ Q = mbH\sqrt{2gH},
\end{aligned}\right\} \qquad (11\text{-}6)$$

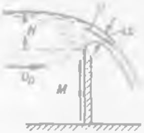


Рис. 11-8. К выводу основной «водосливной» формулы (11-8)

где m — коэффициент пропорциональности.

Формулу (11-6) можно переписать в виде:

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H^{3/2} \qquad (11\text{-}7)$$

или, наконец, в виде:

$$\boxed{Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}} \qquad (11\text{-}8)$$

Как видно, заменяя в (11-7) геометрический напор H полным напором H_0, мы тем самым учитываем влияние скорости подхода v_0 на величину расхода Q.

Безразмерный коэффициент m в формуле (11-8) называется **коэффициентом расхода водослива**[1].

А. ПРЯМЫЕ (ЛОБОВЫЕ) ВОДОСЛИВЫ С ТОНКОЙ СТЕНКОЙ

§ 11-3. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ КЛАССИФИКАЦИИ ВОДОСЛИВОВ С ТОНКОЙ СТЕНКОЙ

В данном случае приходится различать еще следующие классификации водосливов (дополнительно к приведенным в § 11-1).

Классификация № 6 — в зависимости от наклона водосливной стенки:

Рис. 11-9. Водосливы с наклонной тонкой стенкой

а) водосливы с вертикальной стенкой (рис. 11-8);

б) водосливы с наклонной стенкой (по течению или против течения; рис. 11-9, *а*, *б*).

Классификация № 7 — в зависимости от степени свободы доступа воздуха (или воды нижнего бьефа) под струю жидкости, переливающейся через водосливную стенку;

а) водосливы **со свободным** истечением, когда в пространство под струю с боков обеспечен свободный доступ воздуха (или воды нижнего бьефа в случае, если уровень воды нижнего бьефа стоит выше гребня водослива),

[1] Коэффициент m не следует смешивать с коэффициентом расхода μ, относящимся к случаю истечения через трубы ($\mu_т$), отверстия (μ_0) и насадки ($\mu_н$).

причем под струей имеем атмосферное давление (или давление, отвечающее горизонту воды нижнего бьефа);

б) водослив с несвободным истечением, когда в подструйное пространство доступ воздуха (или воды нижнего бьефа) затруднен.

§ 11-4. СВОБОДНОЕ ИСТЕЧЕНИЕ ЧЕРЕЗ НЕПОДТОПЛЕННЫЙ ПРЯМОУГОЛЬНЫЙ ВОДОСЛИВ С ВЕРТИКАЛЬНОЙ ТОНКОЙ СТЕНКОЙ

Неподтопленный прямоугольный водослив с вертикальной стенкой при наличии свободного истечения и при отсутствии бокового сжатия называется нормальным водосливом. Картина истечения жидкости в случае нормального водослива показана на рис. 11-8. [1]

Величину расхода Q в случае нормального водослива обычно определяют по формуле (см. § 11-2):

$$\boxed{Q = m_{0н} b \sqrt{2g}\, H^{3/2},} \qquad (11\text{-}9)$$

где H – геометрический (а не полный) напор на водосливе; здесь скорость подхода v_0 учитывается коэффициентом расхода $m_{0н}$, а не путем замены величины H величиной H_0.

Существует несколько различных эмпирических формул для определения коэффициента расхода $m_{0н}$ нормального водослива (Базена, Ребока, швейцарских инженеров и т. д.). Наиболее рациональной является формула, предложенная Р. Р. Чугаевым для технических условий и норм [11-7; 11-13]

$$m_{0н} = 0{,}40 + 0{,}05 \frac{H}{c_в}; \qquad (11\text{-}10)$$

ее можно применять, когда $c_в \geqslant 0{,}5H$ и $H \geqslant 0{,}1$ м.

Точность расчетных формул, относящихся к нормальному водосливу, является относительно высокой. Отчасти благодаря этому нормальные водосливы применяются в качестве измерительных водосливов на каналах. Измерив в натуре величину H на водосливе, специально устроенном в канале, легко по формулам (11-9) и (11-10) найти расход воды в нем.

В случае неподтопленного водослива с боковым сжатием в формулу (11-9) вместо коэффициента $m_{0н}$ следует ввести коэффициент m'_0, определяемый по формуле

$$m'_0 = A_1 A_2, \qquad (11\text{-}11)$$

где

$$\left.\begin{aligned} A_1 &= 0{,}40 - 0{,}03\,\frac{B_0 - b}{B_0};\\ A_2 &= 1 + 0{,}55\left(\frac{b}{B_0}\,\frac{H}{H + c_в}\right)^2. \end{aligned}\right\} \qquad (11\text{-}12)$$

---

[1] При рассмотрении рис. 11-8 следует обратить внимание на траекторию жидкой частицы M, движущейся непосредственно у верховой грани водосливной стенки. Как видно, траектория этой частицы, ограничивающая струю снизу, поднимается выше гребня водослива.

§ 11-5. СВОБОДНОЕ ИСТЕЧЕНИЕ ЧЕРЕЗ ПОДТОПЛЕННЫЙ ПРЯМОУГОЛЬНЫЙ ВОДОСЛИВ С ВЕРТИКАЛЬНОЙ ТОНКОЙ СТЕНКОЙ

Картина истечения в этом случае имеет вид, показанный на рис. 11-10.

При свободном истечении подтопленный водослив с тонкой стенкой получается, если одновременно оказываются соблюденными следующие два условия:

1) *горизонт воды нижнего бьефа располагается выше гребня водослива:*

$$\boxed{h_п > 0,} \qquad (11\text{-}13)$$

где $h_п$ – высота подтопления водослива, т. е. превышение горизонта воды нижнего бьефа над гребнем водослива;

2) *в нижнем бьефе имеет место спокойный режим движения воды.*

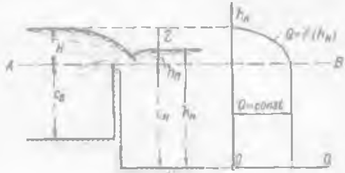


Рис. 11-10. Подтопленный водослив с тонкой стенкой

При несоблюдении второго условия, т. е. при наличии в нижнем бьефе бурного режима непосредственно за водосливной стенкой, в нижнем бьефе появляется отогнанный гидравлический прыжок (рис. 11-11) и водослив оказывается неподтопленным даже при соблюдении условия (11-13).

Наличие в нижнем бьефе спокойного или бурного режима устанавливается в результате расчета сопряжения бьефов (см. гл. 12). В частном случае, когда русло нижнего бьефа прямоугольное, причем $b = B_0$, считают, что спокойный

Рис. 11-11. Неподтопленный водослив с отогнанным прыжком

режим в нижнем бьефе будет при условии если так называемый относительный перепад $(Z : c_н)$ менее его критического значения $(Z : c_н)_{кр}$:

$$\frac{Z}{c_н} < \left(\frac{Z}{c_н}\right)_{кр} \qquad (11\text{-}14)$$

где $(Z : c_н)_{кр}$ может быть найдено по особому экспериментальному графику (рис. 11-12) в зависимости от величины $(H : c_н)$. Как видно из этого графика часто величина $(Z : c_н)_{кр} = 0{,}70 \div 0{,}75$

В случае подтопленного водослива со свободным истечением без бокового сжатия расход Q определяется по формуле

$$\boxed{Q = m_0 b \sqrt{2g}\, H^{3/2},} \tag{11-15}$$

где

$$m_0 = \sigma_п m_{0н}, \tag{11-16}$$

причем здесь $m_{0н}$ определяется, как указано в § 11-4; величина же $\sigma_п$, согласно Базену, находится (для $h_п/c$ от 0.0 до 1.5) по эмпирической формуле

$$\sigma_п = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\ \frac{h_п}{c}\right) \sqrt[3]{\frac{Z}{H}}; \tag{11-17}$$

см. табл. П-6 (с. 647), составленную по этой формуле.

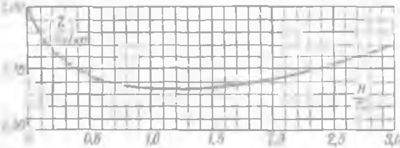


Рис. 11-12. Кривая $\left(\dfrac{Z}{c_н}\right)_{кр} = f\left(\dfrac{H}{c_н}\right)$

На рис. 11-10 представлен график, показывающий, как (при $H \approx H_0 = \text{const}$) изменяется величина расхода Q с изменением глубины $h_н$ воды в нижнем бьефе.

Данный график построен в предположении, что при глубинах $h_н > c_н$ в нижнем бьефе всегда имеет место спокойный режим, отогнанный прыжок отсутствует. Как видно из этого графика, до тех пор, пока горизонт воды нижнего бьефа находится ниже линии AB, проведенной на уровне гребня водослива, имеем неподтопленный водослив (величина Q не зависит от $h_н$). Как только горизонт воды нижнего бьефа поднимается выше линии AB, величина Q оказывается уже зависящей от $h_н$; здесь получаем подтопленный водослив, причем с увеличением $h_н$ расход Q должен уменьшаться до нуля; расход Q будет равным нулю в момент, когда горизонт нижнего бьефа сравняется с горизонтом верхнего бьефа.

Необходимо подчеркнуть, что **снижение расхода, получающееся при подтоплении любого водослива, обусловливается тем, что под струей, нисходящей с водосливной стенки, при поднятии горизонта воды нижнего бьефа повышается давление.** До тех пор, пока давление под струей не зависит от горизонта воды нижнего бьефа, водослив будет неподтоплен.

§ 11-6. НЕСВОБОДНОЕ ИСТЕЧЕНИЕ ЧЕРЕЗ ВОДОСЛИВ С ВЕРТИКАЛЬНОЙ ТОНКОЙ СТЕНКОЙ

При затрудненном подводе воздуха (или воды) под струю, т. е. при наличии несвободного истечения различают два случая:

1) когда горизонт воды нижнего бьефа (ГНБ) непосредственно у водосливной стенки стоит ниже гребня водосливной стенки;

2) когда ГНБ непосредственно у водосливной стенки стоит выше гребня водосливной стенки.

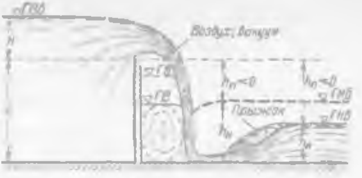


Рис. 11-13. Струя поджатая, не подтопленная снизу

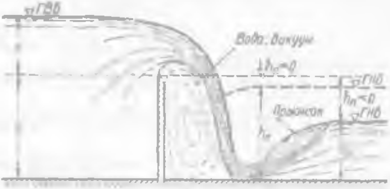


Рис. 11-14. Струя поджатая подтопленная снизу

Рис. 11-15. Струя прилипшая

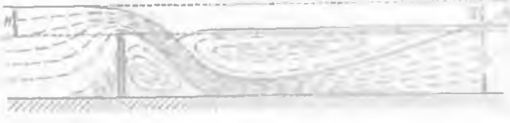


Рис 11-16. Донный режим истечения

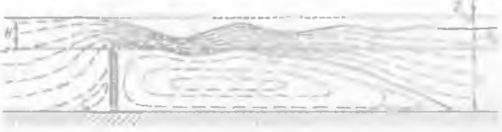


Рис. 11-17. Поверхностный режим истечения

1°. ГНБ стоит ниже гребня водосливной стенки. Как показывают опыты, проведенные Базеном, здесь получаем следующие формы струй:

1) струя поджатая, не подтопленная снизу (рис. 11-13); в этом случае под струей имеется воздух, причем давление под струей меньше атмосферного. Благодаря наличию под струей вакуума она несколько прижимается к водосливной стенке. Вакуум оказывает «подсасывающее» действие и увеличивает коэффициент расхода m;

2) струя поджатая, подтопленная снизу (рис 11-14), здесь все подструйное пространство заполнено водой; вакуум под струей в этом случае больше, чем в предыдущем (при прочих равных условиях);

3) струя прилипшая (рис. 11-15), здесь вакуум весьма велик, благодаря чему коэффициент расхода m получается особенно большим.

Если через m_1, m_2, m_3 обозначим коэффициенты расхода соответственно для случаев, показанных на рис. 11-13, 11-14 и 11-15, то можем написать:

$$m_1 < m_2 < m_3. \tag{11-18}$$

В каждом отмеченном выше случае можно различать.

а) непокрытую струю, когда в нижнем бьефе имеется отогнанный гидравлический прыжок;

б) покрытую струю, когда в нижнем бьефе отогнанного гидравлического прыжка нет (см. на рис. 11-13. 11-14 и 11-15 свободную поверхность, показанную жирной штриховой линией).

Если доступ воздуха под струю вовсе невозможен и водослив не имеет бокового сжатия, то, согласно опытам Базена:

а) при $H > 0{,}4c$ всегда будем иметь поджатую, подтопленную снизу струю;

б) при $H < 0{,}4c$ и при $h_н > (c - H)$ также будем иметь поджатую, подтопленную снизу струю.

Истечение воды через водослив в случае поджатой, подтопленной снизу струи (рис. 11-14), в отличие от других случаев (рис 11-13 и 11-15), носит достаточно условный характер. В литературе приводятся эмпирические формулы для коэффициента расхода m_0 при таком виде истечения.

2°. ГНБ непосредственно у водосливной стенки выше ее гребня. Здесь может иметь место:

а) или так называемый донный режим (рис. 11-16)

б) или так называемый поверхностный режим (рис. 11-17)

При донном режиме струя достигает дна нижнего бьефа; при поверхностном режиме струя находится на поверхности воды нижнего бьефа.

Можно считать (на основании опытов), что

1) при $\dfrac{Z}{c} \leqslant 0{,}15$ всегда будет поверхностный режим;

2) при $\dfrac{Z}{c} \geqslant 0{,}30$ всегда будет донный режим.

Что касается расхода Q, то его здесь определяют, пользуясь зависимостью, приведенной в § 11-5.

§ 11-7. ВОДОСЛИВЫ С ТОНКОЙ СТЕНКОЙ, ОТЛИЧНЫЕ ОТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ

Будем иметь в виду только неподтопленные водосливы.

1°. Треугольный водослив с вертикальной тонкой стенкой при свободном доступе воздуха под струю (рис. 11-18). Здесь имеются следующие эмпирические формулы для определения расхода Q (Q в м³/с и H в м).

1. Случай, когда угол θ (см. чертеж) равен 90°:

а) по Кингу

$$Q = 1{,}343 H^{2.47}; \tag{11-19}$$

б) по Томсону

$$Q = 1{,}4 H^{5/2}. \qquad (11\text{-}20)$$

2. Случай, когда $22° \leqslant \theta \leqslant 118°$, — по Граве

$$Q = 1{,}331\left(\operatorname{tg}\frac{\theta}{2}\right)^{0{,}996} H^{2{,}47}. \qquad (11\text{-}21)$$

2°. **Трапецеидальный водослив с вертикальной тонкой стенкой при свободном доступе воздуха под струю (рис. 11-19).** Здесь обычно пользуются приближенной формулой:

$$Q = m b_{ср}\sqrt{2g}\, H_0^{3/2} = m\varepsilon(b_0 + 0{,}8\, nH)\sqrt{2g}\, H_0^{3/2}, \qquad (11\text{-}22)$$

Рис. 11-18. Треугольный водослив

Рис. 11-19. Трапецеидальный водослив

где $b_{ср}$ — с р е д н я я   ш и р и н а водослива; b_0 — ширина трапецеидального выреза понизу; n — коэффициент откоса: $n = \operatorname{ctg}\varphi$; ε — так называемый коэффициент бокового сжатия (см. далее водосливы с широким порогом).

Коэффициент расхода m, входящий в формулу (11-22), в случае $\operatorname{ctg}\varphi = \frac{1}{4}$ может быть принят: $m = 0{,}42$.

3°. **Заключительное замечание.** Существуют эмпирические формулы и для водосливов параболических, круговых и т. п.

Некоторые из упомянутых водосливов применяются в качестве измерительных водосливов (для измерения расхода Q).

Б. ПРЯМЫЕ ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ ВОДОСЛИВЫ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

§ 11-8. НЕПОДТОПЛЕННЫЙ ВОДОСЛИВ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

1°. **Общие положения.** Неподтопленный водослив с широким порогом обычно характеризуется наличием двух перепадов свободной поверхности: $Z_в$ и $Z_н$ (рис. 11-20).

Поясним причины возникновения первого перепада $Z_в$ с физической точки зрения. Представим себе безнапорное с п о к о й н о е движение воды, например в верхнем бьефе перед водосливной стенкой (рис. 11-20). Ясно, что при наличии местного сжатия такого потока (или выступами с боков — со стороны боковых стенок русла, или выступами в виде порога водослива снизу, как то показано на рис. 11-20) мы получим в данном месте уменьшение живого сечения потока. Следствием этого будет: а) увеличение скорости v в месте сжатия, б) увеличение кинетической, а следовательно, уменьшение потенциальной энергии, в) снижение свободной поверхности потока в месте его сжатия, обусловленное уменьшением потенциальной энергии.

Надо учитывать, что в *месте сжатия (с боков или снизу) безнапорного потока (при спокойном движении жидкости) всегда получается резкое снижение его свободной поверхности.*

В данном случае возникновение перепада $Z_в$ и обусловливается стеснением потока снизу порогом водослива.

Несмотря на то, что ГНБ (горизонт воды нижнего бьефа) на рис. 11-20 показан выше линии AB, проходящей по гребню водослива, здесь все же имеем неподтопленный водослив; условия подтопления в случае водослива с широким порогом отличаются от условий подтопления в случае водослива с тонкой стенкой.

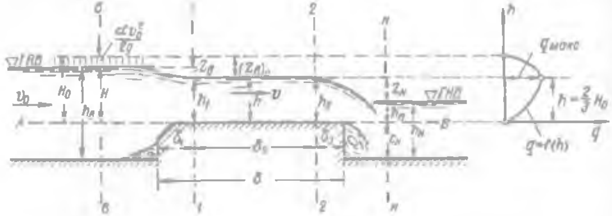


Рис. 11-20. Неподтопленный водослив с широким порогом

Так как потерей напора по длине вдоль порога водослива пренебрегают, то свободную поверхность потока в пределах гребня водослива считают горизонтальной и полагают, что

$$h_1 = h_2 = h = \text{const}; \quad (11\text{-}23)$$

здесь h – глубина воды на пороге водослива между сечениями $1-1$ и $2-2$ (где измеряются глубины h_1 и h_2), выделяющими участок потока, характеризующийся плавно изменяющимся движением (см. чертеж).

Длины δ_1 и δ_2, определяющие положение сечений $1-1$ и $2-2$, т. е. начало и конец горизонтального участка свободной поверхности потока, как показывает опыт, равны:[1]

$$\delta_1 \approx 2H; \ \delta_3 = 0 \div H. \quad (11\text{-}24)$$

Соединяя уравнением Бернулли сечения $в-в$ и $1-1$ и принимая, что потери напора (местные) между этими сечениями

$$h_f = \zeta \frac{v^2}{2g}, \quad (11\text{-}25)$$

можем написать (при плоскости сравнения AB)

$$H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = h + \frac{v^2}{2g} + \zeta \frac{v^2}{2g}, \quad (11\text{-}26)$$

откуда получаем

$$v = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h)} = \varphi \sqrt{2g(Z_в)_0}, \quad (11\text{-}27)$$

где v – средняя скорость на пороге (в любом вертикальном сечении, намеченном между вертикалями $1-1$ и $2-2$); $(Z_в)_0$ – полный верховой перепад, учитывающий скорость подхода,

[1] Рисунок 11-20 выполнен в отдельных его частях не в масштабе.

$$(Z_*)_0 = Z_* + \frac{\alpha v_0^2}{2g}, \tag{11-28}$$

φ — коэффициент скорости,

$$\varphi = \sqrt{\frac{1}{1+\zeta}}, \tag{11-29}$$

причем здесь коэффициент сопротивления ζ учитывает местную потерю напора, получающуюся на входе при обтекании потоком входного горизонтального ребра водослива.

Для прямоугольного водослива, пользуясь формулой (11-27), величину расхода Q можно записать в виде

$$Q = bhv = bh\varphi\sqrt{2g(H_0 - h)}. \tag{11-30}$$

При этом, переходя к удельному (единичному) расходу, получаем

$$q = \frac{Q}{b} = \varphi h\sqrt{2g(H_0 - h)} = \varphi h\sqrt{2g(Z_*)_0}. \tag{11-31}$$

Как видно, для того, чтобы по уравнению (11-30) или (11-31) найти расход, необходимо знать глубину h, которая при заданном H сама собой устанавливается на пороге водослива. Для определения h и Q в случае водослива с широким порогом было предложено много различных способов. Рассмотрим некоторые из них.

2°. Старые способы определения глубины потока на пороге водослива. Рассмотрим два способа: Беланже и Бахметева.

Способ Беланже (принцип максимума расхода). Перепишем уравнение (11-31) в виде

$$q = \varphi h\sqrt{2g(H_0 - h)} = f(h). \tag{11-32}$$

Из чертежа на рис. 11-20 видно, что искомая глубина на пороге при всех условиях не может быть более H_0. Можем утверждать, что глубина h лежит в пределах

$$0 < h < H_0 \tag{11-33}$$

Считая, что H_0 нам задано ($H_0 = \text{const}$), обратимся к формальному анализу уравнения (11-32).

Назначив в этом уравнении

$$h = H_0, \tag{11-34}$$

получим

$$q = 0; \tag{11-35}$$

назначив же в указанном уравнении

$$h = 0, \tag{11-36}$$

величину q, формально вычисленную по (11-32), получаем также

$$q = 0. \tag{11-37}$$

Как видно, положительная функция $f(h)$, согласно (11-32), при возможных граничных значениях h получает величины, равные нулю; отсюда заключаем, что при некотором промежуточном значении h непрерывная функция $q = f(h)$ должна иметь максимум, причем кривая $q = f(h)$ получает вид, изображенный на графике рис. 11-20.

Учитывая указанное обстоятельство, Беланже предложил пользоваться для определения глубины h следующим постулатом (положением, принимаемым без доказательства): *при заданном напоре H_0 глубина h на пороге водослива сама собой устанавливается такой, при которой уравнение (11-32) дает $q = q_{макс}$, другими словами, явление истечения через рассматриваемый водослив само собой устанавливается в такой форме, при которой расход из всех возможных расходов получается наибольшим.* Этот постулат называют иногда **принципом наибольшего расхода**.

Согласно данному постулату, искомая глубина h должна удовлетворять уравнению

$$q'_h = 0, \tag{11-38}$$

т. е.

$$\frac{dq}{dh} = \frac{d[\varphi h\sqrt{2g(H_0 - h)}]}{dh} = 0. \tag{11-39}$$

Считая $\varphi = \text{const}$, из (11-39) получаем:

$$\frac{d(h\sqrt{H_0 - h})}{dh} = \sqrt{H_0 - h} - \frac{1}{2}\,\frac{h}{\sqrt{H_0 - h}} = 0, \tag{11-40}$$

что дает

$$\boxed{h = \frac{2}{3}H_0.} \tag{11-41}$$

Именно такая глубина h, согласно Беланже, должна устанавливаться на пороге рассматриваемого водослива.

Как видно, по Беланже отношение $h : H_0 = k$ (обозначение) будет

$$k = \frac{h}{H_0} = \frac{2}{3}. \tag{11-42}$$

Уравнение (11-30) можно переписать в виде

$$Q = \varphi b\,\frac{h}{H_0}H_0\sqrt{2gH_0\left(1 - \frac{h}{H_0}\right)} \tag{11-43}$$

или в виде

$$Q = \varphi k\sqrt{1 - k}\,b\sqrt{2g}\,H_0^{3/2} \tag{11-44}$$

или, наконец, в виде

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}, \tag{11-45}$$

где

$$m = \varphi k\sqrt{1 - k}. \tag{11-46}$$

Как видно, (11-45) ничем не отличается от основной расчетной зависимости (11-8), приведенной в § 11-2.

Подставляя в (11-46) величину k по Беланже, получаем

$$m = \varphi\frac{2}{3}\sqrt{1 - \frac{2}{3}} = 0{,}385\varphi. \tag{11-47}$$

Некоторые авторы рекомендовали принимать величину φ для широкого порога, не имеющего скругления входного ребра (рис. 11-21,*а*), равной $\varphi \approx 0{,}85$; имеющего скругленное ребро (рис. 11-21,*б*) – равной $\varphi \approx 0{,}92$.

Исходя из этих значений φ, получаем в соответствии с (11-47) величину коэффициента расхода m: а) $m \approx 0{,}32$ – для порога на рис. 11-21, *а*, б) $m \approx 0{,}35$ – для порога на рис. 11-21, *б*.

Способ Бахметева. Б. А. Бахметев вместо принципа максимума расхода для определения глубины h воспользовался другим постулатом. Согласно Бахметеву, *на пороге рассматриваемого водослива сама собой должна устанавливаться такая глубина h, которой отвечает минимум удельной энергии сечения* $\left(\text{минимум величины } Э = h + \dfrac{\alpha v^2}{2g}\right)$; другими словами, согласно Бахметеву, на пороге рассматриваемого водослива должна устанавливаться критическая глубина:

$$\boxed{h = h_к,} \tag{11-48}$$

т. е. по Бахметеву,

$$k = \frac{h_к}{H_0}, \tag{11-49}$$

или, подставляя сюда (7-49):[1]

$$k = \frac{1}{H_0}\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{H_0^3 g b^2}}, \tag{11-50}$$

что, учитывая (11-44), дает:

$$k = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2}. \tag{11-51}$$

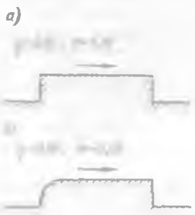


Рис. 11-21. Водосливные стенки: *а* – не скругленное входное горизонтальное ребро порога, *б* – скругленное входное горизонтальное ребро порога

Расчетная формула для Q здесь остается та же [см. формулу (11-45)]; величина же коэффициента расхода m получается из (11-46), если в эту зависимость подставить φ, найденное из (11-51):[2]

$$m = \sqrt{\frac{k^3}{2}}, \tag{11-52}$$

откуда

$$k = \sqrt[3]{2m^2}. \tag{11-53}$$

Принимая указанные выше численные значения φ, получаем по Бахметеву примерно те же значения m, что и по Беланже (см. выше).[3] Величины же k согласно Бахметеву [см. (11-51)], оказываются равными:

а) $k = 0{,}59$ – для порога на рис. 11-21, *а*;

б) $k = 0{,}63$ – для порога на рис. 11-21, *б*.

Только при $\varphi = 1{,}0$, по Бахметеву, так же как и по Беланже, получаем $k = 2/3$.

3°. **Новые способы расчета водослива.** Рядом исследователей при помощи соответствующих опытов было показано, что постулат Беланже и постулат Бахметева не вполне отвечают действительности. Оказывается, что

$$h < h_к < 2H_0/3, \tag{11-54}$$

---

[1] Величину α принимаем: $\alpha \approx 1{,}0$.

[2] Здесь всюду считаем $\varphi = \text{const}$.

[3] Сам Беланже, собственно, в зависимости (11-46) полагал $\varphi = 1{,}0$ и получал $m = 0{,}385$. Величину $\varphi < 1$ ввели в зависимость (11-46) в последующем другие исследователи

т. е. действительная глубина на пороге h меньше критической глубины, а также меньше глубины, получаемой по Беланже; только при весьма плавном скруглении входного ребра водослива величина h приближается к критической глубине.

Кроме того, эксперименты показали, что величина коэффициента расхода m существенно зависит от отношения $c_в : H$, а также от отношения $b : B_0$, т. е. от степени сжатия потока, поступающего на водослив с боков.

Весьма подробные теоретические и экспериментальные исследования указанных вопросов были проведены рядом авторов.

Ниже изложим в несколько измененном виде метод расчета водосливов с широким порогом, нашедший отражение в Технических условиях и нормах б. Министерства электростанций (ТУ 12–51).[1] Согласно этому методу, в значительной мере основанному на работах Д. И. Кумина, расчет неподтопленного водослива с широким порогом выполняем следующим образом.

1. Расход воды, переливающейся через водослив, определяем по формуле

$$\boxed{Q = \varepsilon m b \sqrt{2g}\, H_0^{3/2},} \qquad (11\text{-}55)$$

где ε – так называемый коэффициент бокового сжатия струи, поступающей в водосливное отверстие (см. рис. 11-7, *б*); величина ε учитывает пространственную работу водослива; с некоторым приближением она определяется по формуле:

$$\varepsilon = b_c/b; \qquad (11\text{-}56)$$

для условий плоской задачи (рис. 11-7, *а*), когда $b = B_0$, величина $\varepsilon = 1,0$. Отсюда видно, что коэффициент расхода m, входящий в формулу (11-55), отвечает упомянутым условиям плоской задачи (когда рассматриваемый водослив работает без бокового сжатия струи; $\varepsilon = 1,0$).

2. В случае, если

$$\Omega_в > 4\,(bH), \qquad (11\text{-}57)$$

где $\Omega_в$ – площадь живого сечения по линии *в–в* (рис. 11-20), скоростью подхода v_0 пренебрегаем, причем расчетную зависимость (11-55) переписываем:

$$Q = \varepsilon m b \sqrt{2g}\, H^{3/2}. \qquad (11\text{-}58)$$

Заметим, что расчет по формуле (11-58) значительно проще, чем по формуле (11-55): уравнение (11-55) обычно приходится решать методом последовательного приближения.

3. При отсутствии бокового сжатия ($\varepsilon = 1,0$) коэффициент расхода m в формулах (11-55) и (11-58) берется из табл. 11-1 и 11-2 (составленных на основании опытов Д. И. Кумина) в зависимости от величины

$$\eta = c_в / H, \qquad (11\text{-}59)$$

а также в зависимости от очертания входного горизонтального ребра водослива. В первом приближении величину m в данном случае можно принимать равной: $m = 0,32$ – для порога на рис. 11-21, *а*; $m = 0,35$ – для порога на рис. 11-21, *б*.

4. При наличии бокового сжатия ($\varepsilon < 1,0$) коэффициент расхода m в формулах (11-55) и (11-58) определяется, как указано выше в п. 3. Величина же ε назначается в зависимости от очертания (в плане) входных вертикальных ребер A устоев, ограничивающих данное водосливное

[1] Руководствуясь этими ТУ (составленными нами в 1951 г., см. [11-10]), а также учитывая некоторые новые предложения, включенные во второе издание указанного нормативного документа [11-5; 11-6], мы и излагаем различные расчеты водосливов, освещаемые в этой главе.

отверстие (рис. 11-22). В первом приближении (при $H_0 : b \leqslant 1{,}0$) величину ε можно назначать, например, в пределах

$$\varepsilon \approx 0{,}85 \div 0{,}95, \tag{11-60'}$$

учитывая, что большие значения ε должны относиться к схемам, когда входные вертикальные ребра устоев скруглены или притуплены. Для приближенной оценки величины ε рекомендуют также формулу следующего вида:

$$\varepsilon = 1 - 0{,}2\,\xi_у \frac{H_0}{b}, \tag{11-60''}$$

где $\xi_у$ — **коэффициент уменьшения**, учитывающий скругление или притупление вертикальных ребер устоев (величину $\xi_у$ — см. на рис. 11-22).[1]

Уточненное значение ε для случая, когда

$$\frac{H}{b} \leqslant 1{,}0; \quad \frac{a}{H} = 0{,}0 \div 0{,}5; \quad \frac{a}{b} = 0{,}0 \div 0{,}5, \tag{11-61}$$

может быть определено по формуле Г. К. Дерюгина (полученной на основании обобщения соответствующих экспериментальных данных):

$$\varepsilon = 1 - \frac{K_{b/B_0}}{1 + c_в/H}\left(K_{a/H}\frac{c_в}{b} + K_{a/b}\right), \tag{11-62}$$

где под величиной a следует понимать радиус r скругления входных вертикальных ребер или величину f «при-

Таблица 11-1

Коэффициенты расхода m для водослива с широким порогом без бокового сжатия
(плоская задача; $b = B_0$; $\varepsilon = 1{,}0$)
Случай водосливной стенки (порога) с вертикальной или наклонной верховой гранью

$\eta = \frac{c_в}{H}$	Вертикальная грань ctg θ = 0	ctg θ			
		0.5	1.0	1.5	≥2,5
0.0	0.385	0,385	0,385	0,385	0,385
0,2	0.366	0,372	0.377	0.380	0,382
0.4	0.356	0.365	0,373	0.377	0,381
0.6	0.350	0.361	0,370	0,376	0.380
0.8	0,345	0,357	0.368	0.375	0,379
1.0	0,342	0.355	0.367	0,374	0.378
2,0	0.333	0.349	0.363	0.371	0.377
4.0	0.327	0,345	0.361	0.370	0.376
8,0	0,324	0,343	0,360	0,369	0,376
∞	0.320	0.340	0.358	0.368	0,375

Таблица 11-2

Коэффициент расхода m для водослива с широким порогом без бокового сжатия
(плоская задача; $b = B_0$, $\varepsilon = 1{,}0$)
Случай водосливной стенки (порога) с вертикальной верховой гранью и скругленным или притупленным входным ребром

$\eta = \frac{c_в}{H}$	$\frac{r}{H}$ или $\frac{f}{H}$			$\frac{r}{H}$	
	0.025	0.05	0.2	0.6	≥1,0
0,0	0,385	0.385	0,385	0,385	0,385
0,2	0.372	0,374	0,377	0.380	0,382
0,4	0,365	0,368	0.374	0,377	0,381
0,6	0,361	0.364	0,370	0,376	0,380
0,8	0,357	0,361	0,368	0,375	0,379
1,0	0,355	0,359	0.366	0,374	0.378
2,0	0,349	0,354	0,363	0,371	0.377
6,0	0,344	0,349	0,359	0,369	0.376
∞	0,340	0.346	0,357	0,368	0,375

Примечание. При $f/H > 0{,}2$ коэффициент расхода m следует принимать соответствующим этому крайнему значению отношения.

[1] Формула (11-60'') дает хорошие результаты в случае высоких водосливных стенок ($c_в > 3H$) и при наличии совершенного бокового сжатия (когда $B_0 > 3b$).

тупления» этих ребер (см. рис. 11-22, б и в, на котором представлен устой, ограничивающий сбоку данное водосливное отверстие): $a = r = f$.[1]

Входящие в формулу (11-62) коэффициенты K равны:

а) K_{b/B_0} — коэффициент, учитывающий влияние на величину ε отношения b/B_0:

$$K_{b/B_0} = 1{,}0 \text{ при } b/B_0 \leqslant 0{,}2; \quad (11\text{-}63)$$

$$K_{b/B_0} = 1{,}0 - 1{,}4\left(\frac{b}{B_0} - 0{,}2\right)^{3/2} \text{ при } \frac{b}{B_0} > 0{,}2, \quad (11\text{-}64)$$

при отсутствии бокового сжатия ($b = B_0$) величина $K_{b/B_0} = 0$, причем, согласно формуле (11-62), величина $\varepsilon = 1{,}0$;

б) $K_{a/H}$ — коэффициент, учитывающий влияние на величину ε отношения a/H:

$$K_{a/H} = 0{,}04 \text{ при } a/H \geqslant 0{,}5; \quad (11\text{-}65)$$

$$K_{a/H} = 0{,}17 - \sqrt{\frac{1}{30}\frac{a}{H}} \text{ при } a/H < 0{,}5; \quad (11\text{-}66)$$

в) $K_{a/b}$ — коэффициент, учитывающий влияние на величину ε отношения a/b:

$$K_{a/b} = 0{,}04 \text{ при } a/b \geqslant 0{,}5; \quad (11\text{-}67)$$

$$K_{a/b} = 0{,}17 - \sqrt{\frac{1}{30}\frac{a}{b}}$$

при $a/b < 0{,}5$. (11-68)

При отсутствии скругления или притупления входных ребер (рис. 11-22, а) получаем

$$K_{a/H} = K_{a/b} = 0{,}17. \quad (11\text{-}69)$$

В отдельных частных случаях формула (11-62) упрощается:

а) при наличии так называемого водослива без порога, т. е. когда $c_в = 0$ (см. далее рис. 11-28):

$$\varepsilon = 1 - K_{b/B_0} K_{a/b}; \quad (11\text{-}70)$$

в частном же случае водослива без порога, когда $b/B_0 \leqslant 0{,}2$, величина

$$\varepsilon = 1 - K_{a/b}; \quad (11\text{-}71)$$

б) при наличии весьма высокого порога ($c_в \geqslant 5H$):

$$\varepsilon = 1 - K_{b/B_0} K_{a/H} \frac{H}{b}; \quad (11\text{-}72)$$

Рис. 11-22. Устой (в плане), ограничивающий сбоку водосливное отверстие

A — входное вертикальное ребро устоя (или быка)

Рис. 11-23. Кривые: $\varphi = f_1(\varepsilon m)$; $\Phi = f_2(\varepsilon m)$; $k = f_3(\varepsilon m)$ для расчета водослива с широким порогом

[1] Зависимость (11-62) относится к случаям, характеризуемым любыми отношениями B_0/b и $c_в/H$.

в частном же случае весьма высокого порога, когда $b/B_0 \leqslant 0{,}2$, величина

$$\varepsilon = 1 - K_{a/H} \frac{H}{b} \tag{11-73}$$

5 Глубину h на пороге неподтопленного водослива определяем, зная величины Q, b и H_0, из уравнения:

$$Q = \varphi h b \sqrt{2g (H_0 - h)}, \tag{11-74}$$

причем здесь φ берется (согласно экспериментальным данным Д. И. Кумина) в зависимости от величины εm, где ε и m найдены выше:

εm	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38
φ	0,94	0,96	0,97	0,98	1,00

Глубину h на пороге можно найти также по формуле

$$h = kH_0, \tag{11-75}$$

где коэффициент k определяем по графику на рис. 11-23. Кривая $k = f_3(\varepsilon m)$ этого графика была построена по формуле (11-46), в которой величина m была предварительно заменена (для случая пространственной задачи — наличия бокового сжатия) произведением εm. При вычислении этой кривой величины φ определялись по экспериментальной кривой $\varphi = f_1(\varepsilon m)$, приведенной на том же рис. 11-23.

Из графика на рис 11-23 видно, что для случая $\varepsilon = 1$ (плоская задача) при $m = 0{,}32$ величина $k = 0{,}450$ и при $m = 0{,}35$ величина $k = 0{,}515$. Такие значения k мы получаем здесь вместо $k = 0{,}666$ (по Беланже) и $k \approx 0{,}60$ [по Бахметеву; см. формулы (11-51) и (11-53)].

4°. Заключительное замечание. Отметим, что выше мы рассматривали случай, когда имеется только одно водосливное отверстие. Расчет двух или нескольких рядом расположенных водосливов с широким порогом выполняется с учетом соответствующих соображений, приводимых далее (см., в частности, § 11-13 и 11-15).

§ 11-9. КРИТЕРИЙ ПОДТОПЛЕНИЯ ВОДОСЛИВА С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

Соответствующими опытами было показано, что в общем случае картина истечения воды через подтопленный водослив с широким порогом выглядит, как показано на рис. 11-24.

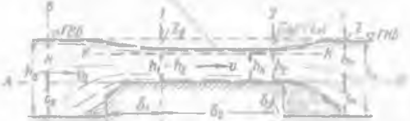


Рис. 11-24. Подтопленный водослив с широким порогом

$Z_{вс}$ — перепад восстановления

Из этого рисунка ясно, что поток в районе рассматриваемого водослива может быть разбит на три отдельные части: а) подходную часть (между сечениями $в - в$ и $1 - 1$), в пределах которой имеют место потери напора на вход; здесь поток претерпевает сжатие; б) собственно водослив (между сечениями $1-1$ и $2-2$), где потерями напора пренебрегают; в) выходную часть (между сечениями $2-2$ и $н-н$), в пределах которой имеет место потеря напора на выход; здесь поток получает резкое расширение.

Как видно, подтопленный водослив характеризуется в общем случае наличием одного положительного перепада $Z_в$ и одного **о т р и ц а т е л ь н о г о** перепада $Z_{вс}$. Свободная поверхность за сечением $2-2$ может подниматься вверх на величину $Z_{вс}$, благодаря тому, что часть кинетической энергии потока в этом месте переходит в потенциальную энергию. В связи с этим перепад

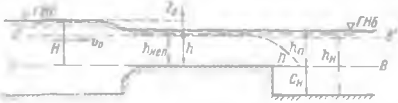


Рис. 11-25. Подтопленный водослив с широким порогом при отсутствии перепада восстановления

$Z_{вс}$ называется **п е р е п а д о м в о с с т а н о в л е н и я** (см. § 5-6). Заметим, однако, что при наличии больших потерь напора в пределах выходного участка водослива перепад $Z_{вс}$ может и не иметь места.

В «старых способах» расчета перепадом восстановления $Z_{вс}$ пренебрегали и представляли себе картину истечения в случае подтопленного водослива в виде, показанном на рис. 11-25, т. е. считали, что подтопленный водослив характеризуется наличием только одного перепада свободной поверхности $Z_в$.

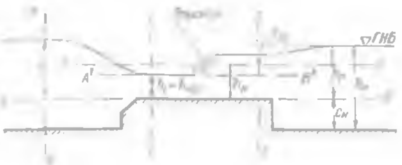


Рис. 11-26. Подтопление водослива с широким порогом (с надвигающимся гидравлическим прыжком)

Представим на рис. 11-25 штриховой линией поверхность струн, которая получается, когда при заданном H водослив является неподтопленным ($h_{неп}$ — глубина, которая сама собой устанавливается на пороге в этом случае; $A'B'$ — уровень, возвышающийся на величину $h_{неп}$ над порогом водослива).

Следуя упомянутым «старым способам», надо считать, что как только горизонт воды нижнего бьефа поднимется выше линии $A'B'$, т. е. как только **в ы с о т а п о д т о п л е н и я** $h_п$ (см. чертеж) сделается больше глубины $h_{неп}$:

$$h_п > h_{неп}, \tag{11-76}$$

указанный горизонт воды начнет надвигаться на порог и покрывать струю неподтопленного водослива; при этом глубина воды на пороге будет расти, и расход Q (при $H = \text{const}$) начнет уменьшаться или напор H (при $Q = \text{const}$) начнет увеличиваться, т. е. мы получим подтопленный водослив.

Как видно, в том случае, когда пренебрегаем перепадом восстановления, можно сказать, что *водослив с широким порогом получается подтопленным, если уровень воды нижнего бьефа поднимается выше того горизонта воды, который сам собой устанавливается на пороге неподтопленного водослива*

Имея это в виду, получаем следующие критерии подтопления водослива:

1) согласно Беланже, водослив с широким порогом следует считать подтопленным, если [1]

$$\boxed{h_п > \frac{2}{3} H_0}, \text{ или } h_н > c_н + \frac{2}{3} H_0, \tag{11-77}$$

поскольку, по Беланже, $h_{неп} = \frac{2}{3} H_0$;

2) согласно Бахметеву, водослив следует считать подтопленным, если

$$\boxed{h_п > h_к} \text{ или } h_н > c_н + h_к, \tag{11-78}$$

поскольку, по Бахметеву, $h_{неп} = h_к$.

Что касается «новых способов» расчета водослива с широким порогом, то согласно им, когда водослив не подтоплен, в сечении $1-1$ устанавливается глубина (рис. 11-26) $h_1 = h_{неп} < h_к$.

Поэтому, когда горизонт воды нижнего бьефа, поднявшись выше линии $K-K$, определяемой критической глубиной, будет надвигаться на порог водослива, на последнем возникнет гидравлический прыжок и сечение $1-1$ при соотношении (11-76) может оказаться не покрытым горизонтом воды нижнего бьефа. В этом случае (рис. 11-26) водослив будет еще неподтопленным (хотя картина истечения здесь будет иная, чем это показано на рис. 11-20). Подтопление такого водослива (обусловливающее уменьшение Q при заданном H или увеличение H при заданном Q) наступит только после того, как упомянутый прыжок при дальнейшем поднятии горизонта воды нижнего бьефа переместится выше сечения $1-1$.

Исследования Р. Р. Чугаева, проведенные с учетом явления гидравлического прыжка на водосливе и с учетом поясненного выше перепада восстановления $Z_{вс}$, показали, что *водослив с широким порогом следует считать подтопленным, если высота подтопления*

$$\boxed{h_п > nH_0} \text{ или } h_п > \frac{n}{\sqrt[3]{2m^2}} h_к, \tag{11-79}$$

где

$$n = 0{,}85 \div 0{,}75. \tag{11-80}$$

Уточненное значение n, лежащее в пределах от 0,85 до 0,75, может быть найдено по графику, приводимому в [11-13, фиг. 17] или в [11-7, рис. 14], однако к этому графику часто нет надобности обращаться, так как во многих случаях отношение $h_п : H_0$ заведомо или меньше 0,75 или больше 0,85.

§ 11-10. ПОДТОПЛЕННЫЙ ВОДОСЛИВ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

Поясним здесь три способа расчета, которые мы рассматривали выше: Беланже, Бахметева и способ, приводимый в [11-13; 11-7] (основанный на данных Д. И. Кумина).

1°. Способ Беланже. Согласно Беланже, принимаем $Z_{вс} = 0$, причем глубину на пороге подтопленного водослива получаем (рис. 11-25)

---

[1] Здесь через $h_н$ обозначена глубина воды в нижнем бьефе.

$$\boxed{h = h_п} \text{ или } \boxed{h = h_н - c_н}, \tag{11-81}$$

где $h_п$ — высота подтопления.

Зная глубину на пороге водослива и величины H и b, расход Q находим по формуле (11-30), которую переписываем в виде

$$\boxed{Q = \varphi b h_п \sqrt{2g(H_0 - h_п)} = \varphi b h_п \sqrt{2g(Z_в)_0};} \tag{11-82}$$

численные значения φ см. в § 11-8, п. 2°. По этой формуле можно найти также H, если известно Q, $h_п$ и b.

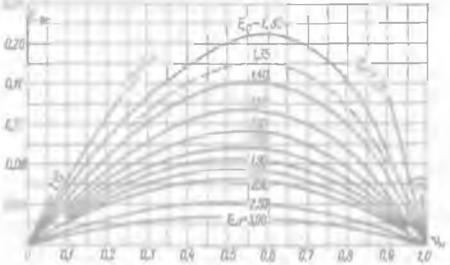


Рис 11-27 График Чутаева для определения перепада восстановления

2°. Способ Бахметева. Способ Бахметева отличается от способа Беланже только критериями подтопления (см § 11-9). Расчетные же формулы, относящиеся к подтопленному водосливу, здесь остаются теми же, что и в способе Беланже [см. формулы (11-81) и (11-82)].

3°. Способ, приводимый в ТУ 12-51. Согласно этому способу, расчет подтопленного водослива ведем по формуле (рис. 11-24)

$$\boxed{Q = \varphi_п b h_1 \sqrt{2g(H_0 - h_1)};} \tag{11-83}$$

$\varphi_п$ здесь берется, в соответствии с экспериментальными данными Д. И. Кумина, из особой таблички в зависимости от величины εm, которая должна быть предварительно установлена, как указано в § 11-8:

εm	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38
$\varphi_п$	0,77	0,84	0,90	0,96	0,99

Глубина h_1 в сечении $1 - 1$ (рис. 11-24), входящая в формулу (11-83), принимается равной:

$$h_1 = h_2 = h_п - Z_{вс}, \tag{11-84}$$

где

$$Z_{вс} = \zeta_{вс} h_к, \tag{11-85}$$

причем здесь $h_к$ находится по формуле (7-49); $\zeta_{вс}$ — относительный перепад восстановления, определяемый по графику Р. Р. Чугаева (рис 11-27) в зависимости от величин [1]

$$\xi_{зп} = h_{п}/h_{к} \text{ и } \nu_{н} = h_{п}b/(h_{н}B_0). \tag{11-86}$$

В первом приближении перепадом восстановления следует пренебрегать. При этом, как видно, формула (11-83) отличается от формулы (11-82) только уточненным значением коэффициента скорости $\varphi_п$.

В случае учета перепада восстановления формула (11-83) решается в отношении Q (при заданных H и b) или в отношении b (при заданных Q и H) путем подбора; в отношении же H данная формула решается без подбора (если будем пренебрегать скоростью подхода v_0).

Что касается размеров δ_1 и δ_3 (рис. 11-24), то они определяются по формуле (11-24), т. е. так же, как и в случае неподтопленного водослива.

В заключение подчеркнем, что в случае подтопленного водослива с широким порогом расчетная формула (11-82) или (11-83) **имеет вид, отличный от расчетной формулы, используемой во всех других случаях водослива.**

§ 11-11 РАСЧЕТ ВОДОСЛИВА БЕЗ ПОРОГА ПО ЗАДАННОЙ СКОРОСТИ В ВОДОСЛИВНОМ ОТВЕРСТИИ СТЕСНЕНИЕ РУСЛА ПЕРЕМЫЧКАМИ

В практике, например, железнодорожного строительства устраивают небольшие мостики и безнапорные трубы, работающие по схеме, представленной на рис. 11-28. В этом случае высота водосливной стенки $c = 0$ (водосливного порога здесь нет).

Водослив без порога с некоторым приближением можно рассматривать как частный случай водослива с широким порогом (§ 11-8, 11-9, 11-10), [2] при этом его можно рассчитывать, пользуясь всеми теми способами, которые были изложены ранее.

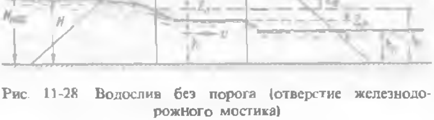


Рис. 11-28 Водослив без порога (отверстие железнодорожного мостика)

Задача расчета здесь ставится несколько иначе, чем для обыкновенных водосливов Обычно для расчета железнодорожного мостика задают (рис 11-28):

1) скорость v в водосливном отверстии (в пролете мостика); в качестве такой скорости, как правило, принимают максимальную допускаемую скорость $v_{макс}$ для крепления русла в пределах водосливного отверстия; [3]

2) высоту насыпи $H_{нас}$; при пропуске через водослив расчетного расхода Q напор на водосливе H должен получаться меньше $H_{нас}$:

$$H < H_{нас}, \tag{11-87}$$

иначе железнодорожное полотно будет затоплено; [4]

---

[1] Перепад восстановления $Z_{вс}$ здесь был найден по общему методу (см § 5-6).

[2] См. петит в конце § 11-1 (стр. 408).

[3] Иногда, имея в виду боковое сжатие потока под мостом, скорость v принимают равной $\varepsilon v_{макс}$. Величину $v_{макс}$ назначают обычно по данным гл. 6, относящейся к равномерному движению воды. Строго говоря, это не вполне правильно, так как условия движения воды под мостом (эпюры осредненных скоростей и интенсивность пульсации скорости) отличны от условий равномерного движения.

[4] Иногда в формуле (11-87) под величиной $H_{нас}$ понимают превышение низа пролетного строения мостика над дном водотока.

3) расход Q: величину расхода Q обычно устанавливают на основании особых гидрологических расчетов (сообразуясь с площадью бассейна водотока, через который устраивают мостик, и т. п.);

4) глубину воды в нижнем бьефе $h_н$, получающуюся при пропуске расхода Q; эта глубина, как правило, принимается равной естественной глубине, получающейся в русле при пропуске расхода Q.

Исходя из указанных величин, при помощи гидравлического расчета устанавливают ширину водослива b, т. е. отверстие проектируемого мостика.

Такая задача решается следующим образом.

Предполагаем, что рассматриваемый водослив является **неподтопленным**. При этом, имея величину скорости v, определяем напор на водосливе H_0, пользуясь зависимостью

$$H_0 = \Phi \frac{v^2}{2g}, \tag{11-88}$$

где величина Φ, как это нетрудно показать,[1]

$$\Phi = \frac{1}{\varphi^2(1-k)}. \tag{11-89}$$

Величину Φ можно определить, установив предварительно коэффициент расхода m, а затем ε, φ и k (как пояснялось в § 11-8). Эту величину также можно найти по графику на рис. 11-23, где дается кривая $\Phi = f_2(\varepsilon m)$; пользуясь этой кривой, по известной величине εm находим Φ.

Следует подчеркнуть, что в рассматриваемом случае почти всегда допустимо пренебрегать скоростью подхода v_0. Поэтому можно считать, что

$$H_0 \approx H. \tag{11-90}$$

Зная, таким образом, геометрический напор на водосливе, сопоставляем его с высотой насыпи $H_{нас}$. Если условие (11-87) оказывается невыдержанным, то приходится уменьшать скорость в пролете мостика, добиваясь соблюдения неравенства (11-87). Заметим, что уменьшая скорость v, мы при этом будем увеличивать пролет мостика (см. ниже), т. е. получать более дорогой мостик.

Установив величину $H_0 \approx H$, проверяем, действительно ли наш водослив является неподтопленным. Для этого (см. § 11-9) сопоставляем заданную глубину нижнего бьефа $h_н$ с величиной, равной $0{,}75H$.

Если оказывается, что

$$h_н < 0{,}75H, \tag{11-91}$$

то водослив неподтоплен, при этом обращаемся к определению ширины водослива b. Размер b находим по формуле

$$b = \frac{Q}{vh}, \tag{11-92}$$

где

$$h = kH_0. \tag{11-93}$$

Здесь коэффициент k определяем, как указано выше (в зависимости от величины εm), величину k легко также найти по графику на рис. 11-23.

Если неравенство (11-91) оказывается невыдержанным, то заключаем, что наш водослив будет подтоплен. При этом проделанные выше вычисления H отбрасываем и рассчитываем водослив как **подтопленный**. Здесь можно придерживаться следующей схемы расчета.

---

[1] Действительно, согласно (11-27), имеем $v = \varphi\sqrt{2g(H_0 - h)} = \varphi\sqrt{2gH_0(1-k)}$, а следовательно, $H_0 = \frac{1}{\varphi^2(1-k)}\frac{v^2}{2g}$, откуда и получаем (11-89).

1. Пренебрегая перепадом восстановления $Z_{вс}$, считаем, что глубина воды в пролете мостика

$$h = h_н. \tag{11-94}$$

2. Имея скорость v, вычисляем пролет мостика:

$$b = \frac{Q}{v h_н}. \tag{11-95}$$

3. Для скорости v имеем формулу (11-27):

$$v = \varphi \sqrt{2g (Z_в)_0}. \tag{11-96}$$

Решая это уравнение в отношении $(Z_в)_0$, получаем:

$$(Z_в)_0 = \frac{1}{\varphi^2} \frac{v^2}{2g}. \tag{11-97}$$

Рис. 11-29. Стеснение русла перемычкой

По этой зависимости, подставив вместо φ величину $\varphi_п$ (см. § 11-10) и считая $(Z_в)_0 \approx Z_в$, находим верховой входной перепад свободной поверхности $Z_в$:

$$Z_в = \frac{1}{\varphi_п^2} \frac{v^2}{2g}. \tag{11-98}$$

4. Зная $Z_в$, определяем H:

$$H = h_н + Z_в. \tag{11-99}$$

5. Найденное по (11-99) значение H сопоставляем с величиной $H_{нас}$. Если оказывается, что неравенство (11-87) не выдержано, то приходится уменьшать скорость v в пролете мостика и идти на увеличение ширины водосливного отверстия. При этом будем получать снижение перепада $Z_в$, а следовательно, уменьшение напора H.

Заметим в заключение, что, следуя описанному выше методу, в некоторых случаях можно рассчитывать (с известным приближением[1]) стеснение рек, вызванное постройкой перемычек, сооружаемых при возведении плотин. Более точное решение этого вопроса излагается ниже.

Расчет стеснения русла перемычками [11-4]. При возведении основных сооружений, входящих в гидротехнический узел, создаваемый на реке, приходится строить временные

[1] Не в сторону запаса. См. петит в конце § 11-1 (стр. 408).

сооружения (перемычки, дамбы и т. п.). Под защитой таких временных сооружений и осуществляется постройка основных сооружений (плотины и т. п.).

Временные сооружения (перемычки) стесняют естественное (бытовое) русло реки и вызывают деформацию потока, причем эта деформация распространяется на участок реки значительной протяженности (*участок деформации*). В зависимости от характера возникающих здесь гидравлических явлений часть реки, в пределах которой возникла деформация потока, в свою очередь, может быть подразделена (в случае спокойного движения воды в русле) на следующие участки (рис. 11-29).

1. **Участок подпора**, ограниченный сечением $в - в$ (выше которого река находится в естественном состоянии) и сечением $н - н$ (проведенным так, как было указано в § 11-1). По длине участка подпора происходит увеличение глубин потока, сопровождающееся уменьшением скоростей, а следовательно, и уменьшением потерь напора. В результате получаем накопление потенциальной энергии, необходимой потоку для преодоления сопротивлений, обусловленных перемычкой $П$. Превышение подпертого уровня воды в сечении $в - в$ над естественным уровнем обозначим через Z', причем величину Z' будем именовать **максимальным подпором**

2. **Участок сжатия**, ограниченный сечением $в - в$ и сечением $н - н$, намеченным в месте выхода потока из отверстия, образованного перемычкой.[1] Этот участок характеризуется интенсивным преобразованием потенциальной энергии в кинетическую. Потери напора на этом участке сравнительно малы. Как видно из чертежа, на данном участке возникает максимальный перепад Z'', обусловленный в основном переходом потенциальной энергии в кинетическую.

3 **Участок растекания**, ограниченный сечением $н - н$ и сечением $к - к$, намеченным в месте, где заканчивается водоворотная область, образующаяся в нижнем бьефе. Переход кинетической энергии в потенциальную здесь сопровождается **значительной потерей напора**.

4. **Участок перехода**, ограниченный сечением $к - к$ и сечением $б - б$, намеченным в месте где эпюра осредненных скоростей приобретает нормальный вид, причем повышенные пульсации скоростей и давлений, возникающих на участке растекания, снижаются до величин, свойственных естественному потоку

Рассматривая стесненное русло как подтопленный водослив с широким порогом, под величиной **геометрического перепада** Z на водосливе условимся понимать превышение подпертого уровня воды в сечении $в - в$ над уровнем воды в сечении $к - к$ (уровень воды в сечении $к - к$ мало отличается от уровня воды в сечении $б - б$).

Не следует смешивать «подпор» Z' и «перепад» Z. Если пренебречь малой разницей в кинетических энергиях, подсчитанных для сечений $в - в$ и $б - б$, то можно сказать, что, **во-первых**, Z (перепад) представляет собой потерю напора в пределах участков сильной деформации потока (участков сжатия и растекания), и **во-вторых**, Z' (подпор) — **разность** потерь напора на этих же участках потока в стесненном и естественном руслах.

Гидравлический расчет естественного и неразмываемого русла[2] выполняется в предположении, что нам заданы: а) само неразмываемое русло; б) расчетный расход; в) размеры и очертание перемычки в плане; г) кривая связи бытовых (естественных) глубин и расходов реки.

В результате гидравлического расчета необходимо найти перепад Z и подпор Z' с тем, чтобы, зная эти величины, установить отметку гребня перемычки. Такую задачу для русла прямоугольного поперечного сечения приближенно можно решить, пользуясь следующими расчетными формулами [11-4]:

$$Z' = (\bar{i}_f - i_б)(L_{вх} + L_в) + (i_п - i_б) L_п + \Theta^2 \frac{v_c^2}{2g};$$

$$Z = \bar{i}_f (L_{вх} + L_в) + i_п L_п + \Theta^2 \frac{v_c^2}{2g}.$$

[1] Здесь ограничиваемся рассмотрением случая безотрывного обтекания потоком входного вертикального ребра перемычки (считаем, что бокового сжатия потока в пределах водосливного отверстия нет).

[2] Учет размываемости русла в значительной мере усложняет задачу. Этого вопроса здесь не будем касаться

Здесь Θ — степень стеснения русла

$$\Theta = b_п/B_р,$$

где $B_р$ — ширина естественного русла, $b_п$ — длина перемычки, заданная для расчета (рис. 11-29),

$i_б$ — уклон трения для естественного русла

$$i_б = \frac{v_б^2}{C_б^2 R_б},$$

причем здесь $v_б$, $C_б$ и $R_б$ подсчитываются для сечения $б-б$;

$i_п$ — уклон трения для «протоки»

$$i_п = \frac{v_c^2}{C_c^2 R_c},$$

причем здесь v_c, C_c и R_c подсчитываются для сечения $н-н$, уровень воды в котором принимается (в первом приближении) тот же, что и в сечении $б-б$; i_f — средний уклон трения для входного участка (длиной $L_{вх}$, см. ниже) и участка растекания, равный, например,

$$i_f = \sqrt{i_б i_п};$$

$L_{вх}$ — длина входного участка. Ее рекомендуют принимать равной ширине B стесненной части русла («протоки»);

$L_п$ — длина «водосливного канала» (задана для расчета);

$L_в$ — длина водоворотной области:

$$L_в = \frac{b_п}{\operatorname{tg}\psi},$$

причем здесь угол ψ указан на чертеже.

Для вычисления $\operatorname{tg}\psi$ И. В. Лебедев рекомендует следующую формулу:

$$\operatorname{tg}\psi = a\frac{\lambda\beta\Theta}{\lg\frac{1}{1-\Theta}} = a\frac{\lambda B_р \Theta}{R_р \lg\frac{1}{1-\Theta}},$$

где λ — коэффициент гидравлического трения:

$$\lambda = \frac{8g}{C_р^2};$$

величины $B_р$, $R_р$ и $C_р$, входящие в указанные формулы, вычисляются для сечения $б-б$ при уровне воды в нем, совпадающем с естественным уровнем.

Как показывают опыты, коэффициент a, входящий в формулу для $\operatorname{tg}\psi$, будет

$$a = 0{,}01 + 0{,}056\,\Theta;$$

эта формула справедлива для случая, когда

$$0{,}2 \leqslant \Theta \leqslant 0{,}8 \text{ и } \lambda\frac{B_р}{R_р} \geqslant 3 \div 4.$$

В. ПРЯМЫЕ ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ ВОДОСЛИВЫ СО СТЕНКОЙ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

§ 11-12. ДОПОЛНИТЕЛЬНАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ ВОДОСЛИВОВ СО СТЕНКОЙ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

В случае водосливов со стенкой практического профиля приходится дополнительно различать:

1) **вакуумные** водосливы, характеризуемые тем, что на поверхности гребня водосливной стенки под струей образуется вакуум;

2) безвакуумные водосливы нормального очертания, когда положительное давление под струей близко к атмосферному;

3) безвакуумные водосливы с уширенным гребнем, когда положительное давление на гребне под струей значительно отличается от атмосферного.

Одна и та же водосливная стенка в зависимости от величины напора H может работать и как безвакуумная, и как вакуумная. Поясним это положение, пользуясь рис. 11-30.

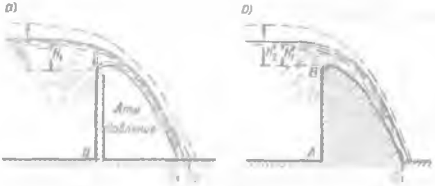


Рис 11-30. Построение очертания поперечного профиля безвакуумной водосливной плотины

Положим, что на рис. 11-30, *а* имеется нормальный водослив с тонкой стенкой, причем напору H_1 отвечает струя, ограниченная снизу кривой bc_1. Под струей, ниспадающей с водосливной стенки, имеется атмосферное давление. Если выполнить водосливную стенку практического профиля ABC_1 (рис. 11-30, *б*) так, чтобы сливная поверхность BC_1 этой стенки была в точности очерчена по кривой bc_1, то при этом получим безвакуумный профиль нормального очертания. Если теперь увеличить напор на водосливе до величины H_2, то при этом нижняя граница струи на рис. 11-30, *а* примет положение bc_2; что касается водосливной стенки практического профиля (рис. 11-30, *б*), то здесь струя будет стремиться оторваться от сливной поверхности BC_1, причем под струей возникнет вакуум, и мы получим при увеличенном напоре H_2' уже вакуумный водослив.

§ 11-13. ОСНОВНАЯ РАСЧЕТНАЯ ФОРМУЛА ДЛЯ ВОДОСЛИВОВ СО СТЕНКОЙ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

С водосливными стенками практического профиля часто приходится сталкиваться при проектировании плотин (см. рис. 11-31, на котором изображена плотина). Как видно, в гребне плотины может быть устроено несколько водосливных отверстий, разделенных быками. Крайние отверстия (левое и правое) ограничены со стороны берегов так называемыми устоями. В общем случае отметки гребня водосливных стенок (∇ Гр. в. с.) в пределах отдельных отверстий могут быть разными. Однако далее мы будем рассматривать наиболее простой случай, когда указанные отметки одинаковы.

Для расчета водосливов со стенкой практического профиля (рис. 11-31) удобно пользоваться водосливной формулой, записанной в виде:

$$\boxed{Q = \sigma_n \varepsilon m B \sqrt{2g}\, H_0^{3/2},} \qquad (11\text{-}100)$$

где B – ширина водосливного фронта:

$$B = \sum b, \qquad (11\text{-}101)$$

здесь b — ширина отдельных водосливных отверстий; $\sigma_п$ — **коэффициент подтопления**, учитывающий уменьшение Q благодаря подтоплению водослива нижним бьефом; для неподтопленного водослива $\sigma_п = 1$; ε — **коэффициент бокового сжатия**:

$$\varepsilon = B_c/B, \tag{11-102}$$

здесь B_c — **действительная**, или, иначе, **эффективная** ширина водосливного фронта:

$$B_c = \sum b_c,$$

где b_c — так называемая **сжатая ширина** отдельных струй (см. рис. 11-7); m — **коэффициент расхода** водослива.

В том случае, когда

$$\Omega_в > 4(BH), \tag{11-103}$$

где $\Omega_в$ — площадь живого сечения верхнего бьефа по линии $в - в$ (рис. 11-1), скоростью подхода следует пренебрегать и считать [1]

$$H_0 = H. \tag{11-103'}$$

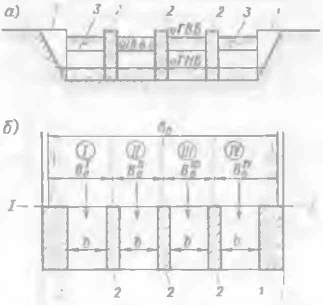


Рис. 11-31. Плотина: $а$ — вид с нижнего бьефа, $б$ — план плотины
1 — устои, 2 — быки, 3 — гребень водосливной плотины (Гр. в. с.)

Основным вопросом расчета водослива со стенкой практического профиля является вопрос о величине коэффициентов $\sigma_п$, ε и m. Зная для данного водослива величины этих коэффициентов, можем по формуле (11-100) легко решать следующие три основные задачи. [2]

1) дано B и H; требуется найти Q;
2) дано H и Q; требуется найти B;
3) дано B и Q; требуется найти H.

Имея это в виду, ниже остановимся на пояснении вопроса о том, каким образом следует устанавливать численные значения коэффициентов $\sigma_п$, ε и m для того или другого конкретного случая водослива.

§ 11-14. КОЭФФИЦИЕНТ ПОДТОПЛЕНИЯ ВОДОСЛИВА СО СТЕНКОЙ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

Величину $\sigma_п$ надлежит устанавливать на основании экспериментальных данных, представленных в виде кривых, показанных на рис. 11-32.

Как видно, величина $\sigma_п$ зависит от отношения $h_п : H_0$, где $h_п$ — **высота подтопления**, т. е. превышение горизонта воды нижнего бьефа над гребнем водослива.

На рис. 11-32 нами даются три кривые:

---

[1] Погрешность в расчете величины Q, получающаяся из-за пренебрежения скоростью подхода, в случае (11-103) не превышает $\sim 2\%$.

[2] В случае учета скорости подхода v_0 некоторые из этих задач приходится решать по формуле (11-100) методом последовательного приближения.

а) кривая *I* относится к вакуумным водосливам (см. § 11-12);

б) кривая *II* – к безвакуумным водосливам нормального очертания;

в) кривая *III* – к безвакуумным водосливам с уширенным гребнем (приближающимся к водосливу с широким порогом).

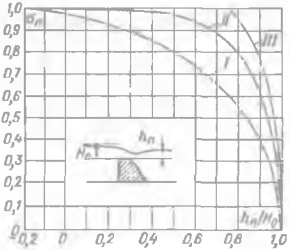


Рис. 11-32. График для определения коэффициента подтопления $\sigma_п$ водослива вакуумного (*I*), безвакуумного нормального очертания (*II*), безвакуумного с уширенным гребнем (*III*)

Сообразуясь с этими кривыми, и следует решать вопрос о величине $\sigma_п$.[1]

Для определения $\sigma_п$ может быть использована [при положительных значениях $h_п/H_0$ и при условии $h_п < (1 - 1.7m)^{2.5} H_0$] также формула Г. К. Дерюгина, дающая значение $\sigma_п$ в зависимости не только от $h_п/H_0$, но и от коэффициента расхода рассматриваемого водослива m:

$$\sigma_п = \sqrt{1 - \left[1 - \left(1 - \frac{h_п}{H_0}\right)\frac{1}{1 - \left(1 - \frac{m}{0.59}\right)^{2.9}}\right]^2} \tag{11-104}$$

Если в нижнем бьефе имеется незатопленный гидравлический прыжок, то величина $\sigma_п$ должна быть принята равной 1,0, так как в этом случае водослив будет не подтоплен.

§ 11-15. КОЭФФИЦИЕНТ БОКОВОГО СЖАТИЯ ДЛЯ ВОДОСЛИВА СО СТЕНКОЙ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

При наличии о д н о г о в о д о с л и в н о г о отверстия величина коэффициента бокового сжатия ε для водослива со стенкой практического профиля определяется так, как то было описано в § 11-8, п. 3 применительно к водосливу с широким порогом [см., в частности, приближенные рекомендации (11-60') и (11-60''), а также расчетную зависимость (11-62)].

В случае р я д а о т в е р с т и й (см. плотину на рис. 11-31) при $(H_0 : b) \leqslant 1{,}0$ приближенное значение ε, входящее в зависимость (11-100), иногда рекомендуют определять по формуле

$$\varepsilon = 1 - 0{,}2\,\frac{\xi_у + (n-1)\,\xi_б}{n}\,\frac{H_0}{b}, \tag{11-105}$$

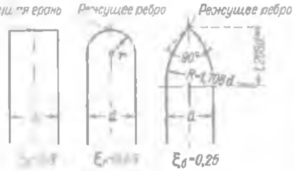


Рис. 11-33. Различные очертания (в плане) верховой части быков

где n – число отдельных водосливных отверстий (одинакового размера); $\xi_у$ – к о э ф ф и ц и е н т у м е н ь ш е н и я, учитывающий скругление вертикальных ребер устоев (см. рис. 11-22); $\xi_б$ – к о э ф ф и ц и е н т у м е н ь ш е н и я, учитывающий форму быков в плане (см. рис. 11-33).[2]

[1] В литературе приводится только одна кривая *II*, что является недостаточным.

[2] Формула (11-105) справедлива для условий, указанных в сноске на стр. 421.

Уточненный расчет плотины (рис. 11-31), имеющей ряд отверстий, приходится выполнять, рассматривая каждое ее отверстие в отдельности. При этом план верхнего бьефа плотины расчленяем (согласно Н. П. Розанову) на отдельные фрагменты: *I*, *II*, *III*... (рис. 11-31, *б*), причем устанавливаем для каждого отдельного отверстия свою «ширину верхнего бьефа» (см. на рисунке B_0, B_0 ...) и свою величину ε. Разумеется, прилагая формулу (11-100) к отдельному отверстию под величиной B в этой формуле должны понимать ширину данного отверстия b.

При желании оперировать все же полной шириной водосливного фронта $B = \Sigma b$ в формулу (11-100) следует вводить некоторое среднее значение ε из найденных для отдельных отверстий. Такое среднее значение ε в первом приближении можно найти в некоторых случаях и не прибегая к фрагментированию верхнего бьефа, описанному выше. При этом, используя формулу (11-100), поступаем следующим образом: а) отношение b/B_0, входящее в формулу (11-62), заменяем отношением B/B_0, где B_0 – полная ширина русла в верхнем бьефе, б) отношение же a/b, входящее в указанную формулу, заменяем отношением $a:\frac{1}{n}B$, где n – намечаемое число отдельных отверстий.

В заключение отметим, что в некоторых случаях верховую («режущую») грань быков выдвигают в верхний бьеф (по отношению к верховой грани $I-I$ самой плотины; рис. 11-31, *б*). При этом величина ε может ощутимо изменяться. Однако этого случая мы здесь рассматривать не будем. Укажем только, что при выдвижении быков в верхний бьеф на расстояние большее $3H$ величину ε для отверстий, ограниченных такими быками, всегда следует принимать (при $c_в > 3H$ и любом очертании быков) равной единице.

§ 11-16. КОЭФФИЦИЕНТ РАСХОДА ВОДОСЛИВА СО СТЕНКОЙ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

Водосливы со стенкой практического профиля разделяются на отдельные группы. Для каждой группы даются на основании опытов, проведенных в лаборатории, численные данные, необходимые для определения коэффициентов расхода m. Различают, в частности, следующие группы водосливов:

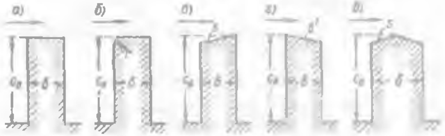


Рис. 11-34. Прямоугольные водосливные стенки

1) со стенкой прямоугольного поперечного сечения (рис. 11-34);

2) со стенкой трапецеидального очертания (рис. 11-35);

3) со стенкой треугольного сечения (рис. 11-36);[1]

4) со стенкой трапецеидального очертания со скругленными углами (рис. 11-37);

5) с водосливной стенкой нормального очертания (Кригера – Офицерова), применяемой часто при сооружении водосливных плотин (рис. 11-38).

Н. Н. Павловский предложил выражать коэффициент расхода для той или другой группы водосливов при помощи следующей обобщенной формулы:

$$m = m_r \sigma_н \sigma_ф, \qquad (11\text{-}106)$$

[1] Эти стенки часто могут работать как водослив с тонкой стенкой.

где m_r — приведенный коэффициент расхода, найденный опытами: а) для определенного напора H, называемого **профилирующим** и обозначаемого через $H_{прф}$, и б) для одного из профилей, относящегося к данной группе (для так сказать представителя данной группы); $\sigma_н$ — корректив, учитывающий изменение m при отклонении напора H от величины $H_{прф}$; этот корректив

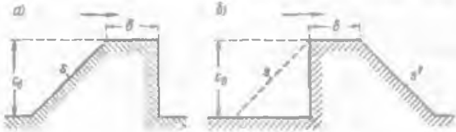


Рис. 11-35. Трапецеидальные водосливные стенки

называется **коэффициентом полноты напора**; $\sigma_ф$ — корректив, учитывающий изменение m при переходе от исследованного в лаборатории представителя данной группы к другому, интересующему нас профилю, относящемуся к той же группе водосливов; этот корректив называется **коэффициентом формы**.

Рис. 11-36. Треугольные водосливные стенки

Как видно, каждая группа водосливов характеризуется своим значением m. Дополнительно в литературе приводятся различные эмпирические формулы для поправок $\sigma_н$ и $\sigma_ф$. Например, для группы прямоугольных водосливных стенок (см. выше п. 1) даются следующие зависимости для $\sigma_н$ и $\sigma_ф$ (обозначения см. на рис. 11-34):

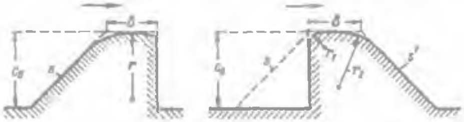


Рис. 11-37. Водосливные стенки трапецеидального очертания со скругленными углами

$$\sigma_н = 0{,}700 + 0{,}185\frac{H}{б}; \qquad (11\text{-}107)$$

$$\sigma_ф = 1 + \frac{r}{H} \qquad (11\text{-}108)$$

(для стенки типа рис. 11-34, *б*).

Очертание безвакуумных водосливных стенок нормального очертания (Кригера — Офицерова) проектируют, как показано на рис. 11-30, *б*; водосливная поверхность стенки BC_1 очерчивается по нижней границе bc_1 струи, получающейся в случае перелива воды через тонкую водосливную стенку (рис. 11-30, *а*). Напор H, которому отвечает принятая линия bc_1, считается

Рис. 11-38. Водосливная стенка нормального очертания (Кригера — Офицерова)

равным профилирующему (именно для этого напора в данном случае экспериментальным путем были установлены величины m_r).

Соответствующие данные, необходимые для определения численных значений m, приводятся ниже.

КОЭФФИЦИЕНТЫ РАСХОДА m ДЛЯ ВОДОСЛИВА СО СТЕНКОЙ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ[1]

1°. **Водосливная стенка Кригера – Офицерова** (рис 11-38). Для этой стенки при использовании формулы (11-106) следует принимать:

а) в случае большой высоты стенки, когда

$$c_в \geqslant 3H_{прф},$$

величину m_r равной $m_r = 0{,}504$, при этом коэффициент формы $\sigma_ф$ берется из табл. 11-3 в зависимости от углов $\alpha_н$ и $\alpha_в$ и отношения $a/c_в$ (обозначения см. на рис 11-38), коэффициент полноты напора $\sigma_н$ — из табл 11-4 в зависимости от угла $\alpha_в$ и от величины отношения $H/H_{прф}$,

б) в случае

$$0{,}15H_{прф} < c_в < 3H_{прф},$$

когда $\alpha_в = 90$ (т. е. когда $a \approx c_в$, причем верховая грань стенки вертикальна), величину m_r равной

$$m_r = 0{,}504 - 0{,}012\frac{H_{прф}}{c_в}$$

Таблица 11-3

Коэффициенты формы $\sigma_ф$ для безвакуумной водосливной стенки Кригера-Офицерова

$\alpha_в$,	$\alpha_н$,	$a/c_в$		$\alpha_в$,	$\alpha_н$,	$a/c_в$	
		0	1,0			0	1,0
15	15	0,88	0,93	55	45	0,98	0,99
	30	0,91	0,97		60	0,99	1,00
	45	0,92	0,99	75	15	0,93	0,93
	60	0,93	1,00		30	0,97	0,97
35	15	0,91	0,93		45	0,99	0,99
	30	0,94	0,97		60	1,00	1,00
	45	0,96	0,99	90	15	0,93	0,93
	60	0,96	1,00		30	0,97	0,97
55	15	0,92	0,93		45	0,99	0,99
	30	0,96	0,97		60	1,00	1,00

Примечание При $\alpha_н > 60$ значения $\sigma_ф$ надлежит принимать отвечающими $\alpha_н = 60$

Таблица 11-4

Коэффициенты полноты напора $\sigma_н$ для безвакуумной водосливной стенки Кригера-Офицерова

$H/H_{прф}$	$\alpha_в$,							
	20	30	40	50	60	70	80	90
0,2	0,89	0,89	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84
0,4	0,93	0,93	0,92	0,92	0,91	0,91	0,91	0,90
0,6	0,96	0,96	0,95	0,95	0,95	0,95	0,94	0,94
0,8	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,97	0,97
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,2	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
1,4	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05
1,6	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,06	1,06
1,8	1,06	1,06	1,06	1,07	1,07	1,07	1,08	1,08
2,0	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,09	1,10

[1] По данным Н П Розанова и А С Офицерова

[2] Из предыдущего изложения ясно, что величины m, приводимые ниже, всегда должны относиться к плоской задаче, поскольку обстоятельства движения, отличающие плоское движение от пространственного, учитываются в формуле (11-100) коэффициентом сжатия ε

при этом коэффициент $\sigma_ф$ берется из табл. 11-3 в зависимости от угла $\alpha_в$ (для величин $\alpha_в = 90°$ и $a/c_в = 1,0$); коэффициент полноты напора $\sigma_н$ – из табл. 11-4 в зависимости от $H/H_{прф}$ (для $\alpha_в = 90°$).

Примечание. При наличии на гребне водосливной стенки плоской горизонтальной площадки, шириной до $2H$, значение m следует устанавливать, руководствуясь указаниями, приведенными ниже в п. 2°.

2°. Водосливные стенки трапецеидального поперечного профиля со скругленными углами (рис. 11-39):

1) Для высокого профиля ($c_в \geqslant 3H$), имеющего размер $\delta = (1 \div 1,5)\,H_{прф}$, величина

$$m = 0,48.$$

2) Для криволинейных профилей (см. рис. 11-37) средней высоты ($2H < c_в < 3H$) или низких ($0,5H \leqslant c_в \leqslant 2H$), имеющих вертикальную низовую или верховую грань, коэффициент расхода следует принимать:

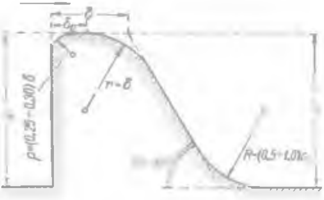


Рис. 11-39. Элементы очертания трапецеидальной водосливной стенки

а) в случае профиля с наклонной верховой гранью – на 3% больше, чем для того трапецеидального профиля (см. ниже), скруглением углов которого был получен данный криволинейный профиль;

б) в случае профиля с наклонной низовой гранью – на 5% больше, чем для трапецеидального профиля (см. ниже), скруглением углов которого был получен данный криволинейный профиль.

Примечание. Для высокого профиля ($c_в > 3H$; рис. 11-39) с вертикальной верховой гранью и низовой поверхностью, очерченной по Кригеру – Офицерову (или – при свободном истечении – низовой поверхностью, вписывающейся в профиль Кригера – Офицерова), величину m можно определять по более точным формулам Г. К. Дерюгина:

а) в случае, когда входное ребро скруглено радиусом $\rho = (0,20 \div 0,25)\,H$:

$$m = 0,40\left(\frac{H}{\delta_0}\right)^{1/6};$$

б) в случае нескругленного входного ребра:

$$m = 0,37\left(\frac{H}{\delta_0}\right)^{1/6}$$

3°. Водосливные стенки прямоугольного поперечного сечения при свободном доступе воздуха под струю:

1) Для чистого прямоугольного профиля (рис. 11-34, *а*) при

$$H \leqslant c_в \leqslant 4H \text{ и } 0,6H \leqslant \delta \leqslant 2H$$

коэффициент расхода

$$m = 0,42\sigma_н,$$

где $\sigma_н$ определяется по формуле (11-107).

Примечание. При $0,5H < \delta < 0,6H$ коэффициент $\sigma_н$ следует считать равным 1,0, т. е. полагать

$$m = 0,42.$$

При $c_в > 4H$ значение m можно принимать на 3% меньше найденного по указанной выше формуле.

2) Для прямоугольного профиля с закругленным входным ребром (рис. 11-34, *б*) при

$$H \leqslant c_в \leqslant 4H;\ 0,5\,H < \delta < 2H;\ r = (0,1 \div 0,2)\,\delta$$

коэффициент расхода

$$m = 0{,}44\,\sigma_{\text{н}},$$

где $\sigma_{\text{н}}$ определяется по формуле (11-107).

3) Для прямоугольной водосливной стенки с верхней гранью, наклоненной в сторону верхнего бьефа (рис. 11-34, в), при

$$H \leqslant c_{\text{в}} \leqslant 4H \text{ и } 0{,}5\,H < \delta < 2H$$

коэффициент расхода m надлежит принимать:

а) в случае, если котангенс угла наклона верхней грани к горизонту $s > 10$, согласно п. 1 (см. выше);

б) в случае, если котангенс $s = 10 - 5$, согласно формуле, приводимой в п. 2.

Таблица 11-5

Коэффициенты расхода m для высоких трапецеидальных профилей ($c_{\text{в}} \geqslant 3H$) при свободном доступе воздуха под струю (рис. 11-40)

s	H/δ			
	0,5	1,0	1,5	2,0
0	0,32	0,36	0,39	0,41
0,5	0,34	0,38	0,41	0,44

Примечания. 1. Значениями m в крайних вертикальных графах таблицы (отвечающих водосливу с широким порогом и водосливу с тонкой стенкой) можно пользоваться только для интерполяции по величине H/δ. 2. Значениями m в первой строке таблицы можно пользоваться только для интерполяции по величине s.

Рис. 11-40. Высокая трапецеидальная водосливная стенка

4) Для прямоугольной стенки с верхней гранью, наклоненной в сторону нижнего бьефа (рис. 11-34, г) при

$$H \leqslant c_{\text{в}} \leqslant 4H;\ 0{,}5H < \delta < 2H;\ s' > 20{,}0,$$

где s' — котангенс угла наклона верхней грани к горизонту, коэффициент расхода m можно принимать по данным п. 1 (см. выше).

5) Для прямоугольного симметричного профиля с двухскатным верхом (рис. 11-34, д) при

$$H \leqslant c_{\text{в}} \leqslant 4H \text{ и } 0{,}5H < \delta < 2H$$

коэффициент расхода m следует назначать, как указано в п. 3.

4°. Водосливные стенки трапецеидального и треугольного поперечного профиля:

1) Для высоких трапецеидальных профилей ($c_{\text{в}} \geqslant 3H$; рис. 11-40) при свободном доступе воздуха под струю в случае

$$s \leqslant 0{,}5 \text{ и } s' \leqslant 0{,}5,$$

где s и s' — котангенсы угла наклона боковых граней водосливной стенки (соответственно верховой и низовой) к горизонту, коэффициент расхода m принимается по табл. 11-5.

2) Для трапецеидальных профилей (см. рис. 11-35) средней высоты ($2H < c_{\text{в}} < 3H$) или низких ($0{,}5H \leqslant c_{\text{в}} \leqslant 2H$), имеющих вертикальную низовую или верховую грань, коэффициент расхода принимается согласно табл. 11-6, в которой через s и s' обозначены котангенсы углов наклона боковых граней к горизонту.

Таблица 11-6

Коэффициенты расхода m для трапецеидальных профилей средней высоты и низких (см. рис. 11-35)

Тип профиля	H/δ				Примечание
	0,5	1,0	1,5	2,0	
I Профили средней высоты ($2H < c_в < 3H$):					
а) с наклонной верховой гранью (рис 11-35, *а*)					
при $s = 1,0$	0,36	0,39	0,41	0,44	При свободном доступе воздуха под струю
» $s = 2,0$	0,37	0,40	0,41	0,44	
б) с наклонной низовой гранью (рис. 11-35, *б*):					
при $s' = 1,0$	0,33	0,37	0,41	0,42	
» $s' = 2,0$	0,33	0,36	0,40	0,42	
II Низкие профили ($0,5H < c_в < 2H$):					
а) с наклонной верховой гранью (рис 11-35, *а*):					
при $s = 3,0$	0,37	0,40	0,41	0,42	При свободном доступе воздуха под струю
» $s = 5,0$	0,37	0,39	0,40	0,41	
» $s = 10,0$	0,37	0,39	0,39	0,40	
б) с наклонной низовой гранью (рис. 11-35, *б*):					
при $s' = 3,0$	0,34	0,36	0,38	0,40	
» $s' = 5,0$	0,34	0,35	0,37	0,38	
» $s' = 10,0$	0,34	0,35	0,36	0,36	

3) Для треугольных профилей с вертикальной верховой гранью и наклонной низовой гранью (рис. 11-36) при $c_в \geqslant 3H$ коэффициент расхода m принимается согласно табл 11-7, где s' – котангенс угла наклона низовой грани к горизонту.

Таблица 11-7

Коэффициент расхода m для треугольных профилей с вертикальной верховой гранью при $c_в > 3H$ (см. рис. 11-36)

s'	1	2	5	10
m	0,47	0,43	0,38	0,36

5°. Для низких водосливных стенок ($c_в < 5H$) любого прямоугольного очертания в поперечном сечении:[1]

$$m = 0,385 + (m' - 0,385)\,k,$$

где m' – коэффициент расхода для данной стенки, но при высоте ее $c_в \geqslant 5H$; k – поправочный коэффициент, величина которого принимается в зависимости от отношения $c_в/H$:

$c_в/H$	5,0	3,0	1,0	0,5	0,3	0,2	0,0
k	1,00	0,90	0,84	0,67	0,46	0,23	0,00

[1] Приводимая формула (предложенная Г. К. Дерюгиным) относится также и к водосливам с тонкой стенкой и с широким порогом.

Г. ОСОБЫЕ СЛУЧАИ ВОДОСЛИВОВ. ЗАКЛЮЧИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

§ 11-17. КОСЫЕ ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ ВОДОСЛИВЫ

При свободном истечении через косой водослив с тонкой стенкой (см. рис. 11-41, где данный водослив показан в плане) его рассчитывают по формуле

$$Q = \sigma_к \sigma_п m_{0_н} b \sqrt{2g}\, H^{3/2}, \quad (11\text{-}109)$$

здесь все величины, кроме $\sigma_к$, известны из предыдущего (см. раздел А); размер b показан на чертеже. Величину $\sigma_к$ (поправку на косину водослива) при $H/c_н < 0{,}5$ следует определять по графику на

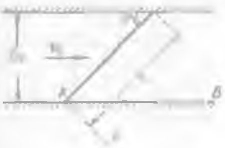


Рис. 11-41. Косой водослив (в плане)

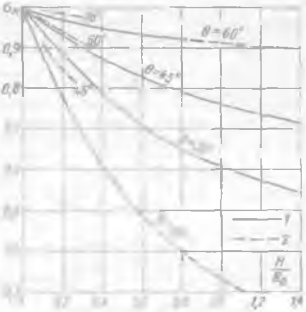


Рис. 11-42. График для расчета косых водосливов
1 – для тонкой стенки, 2 – для стенки нормального очертания (Кригера – Офицерова)

рис. 11-42 (составленному на основании опытов В. С. Истоминой, Айхеля и др. авторов) в зависимости от величины H/B_0 и угла θ, указанного на рис. 11-41.

В случае водослива со стенкой Кригера – Офицерова в формулу (11-109) вместо коэффициентов $m_{0н}$ следует подставлять коэффициент m и вместо геометрического напора H – полный напор H_0. Величину $\sigma_к$ в данном случае следует определять по кривым рис. 11-42 (относящимся к условиям $H/c_н < 0{,}5$). В том случае, если правая стенка русла в нижнем бьефе располагается по линии AC (а не по линии AB; см. рис. 11-41) величину поправочного коэффициента $\sigma_к$ следует принимать равной 1,0.

§ 11-18. БОКОВЫЕ ВОДОСЛИВЫ

На рис. 11-43 представлен боковой водослив шириной b. Как видно, от сечения канала AA_1 до сечения канала BB_1 расход Q по длине канала должен быть переменным. Поэтому и глубина воды в канале на этом его участке также должна быть переменной [1]. Отсюда заключаем, что истечение через порог водослива AB в данном случае будет происходить на разных участках гребня водосливной стенки при различных напорах.

[1] На рис. 11-43 представлен случай, когда глубины воды в канале по течению возрастают. Однако, как показывает опыт, эти глубины могут и уменьшаться по длине канала.

Чтобы решить задачу об истечении воды через рассматриваемый водослив, необходимо знать закон изменения напоров H вдоль гребня AB водослива. Существует ряд попыток решить этот вопрос. Однако до сего времени мы не имеем еще удовлетворительного решения. В ответственных случаях величину расхода Q для бокового водослива определяют на основании специальных опытов, поставленных в лаборатории (хотя и здесь встречаются некоторые затруднения при решении вопросов моделирования данного явления).

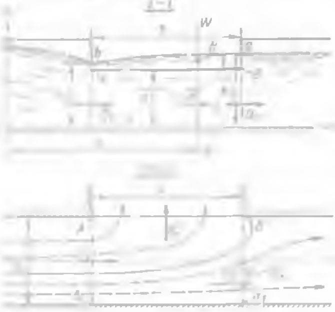


Рис. 11-43. Боковой водослив

Для приближенной оценки полной величины расхода $Q_в^0$ воды, переливающейся через неподтопленный боковой водослив, некоторые авторы рекомендуют следующую формулу:

$$Q_в^0 = 0.4b\sqrt{2g}\, H_{ср}^{3/2}, \tag{11-110}$$

где $H_{ср}$ – средний напор на водосливе.

В [11-8] рекомендуется более точный способ для определения расхода воды $Q_в^0$, а также для построения свободной поверхности потока на прилегающих к водосливу участках русла. Однако и этот способ для повышения точности расчета иногда предполагается корректировать на основании специально поставленных опытов.

§ 11-19. ПОЛИГОНАЛЬНЫЕ В ПЛАНЕ ВОДОСЛИВЫ

Для расчета таких водосливов (рис. 11-6, *а*) пользуются приближенной формулой

$$Q = m\left(\sum b_п + \sigma_к \sum b_к\right)\sqrt{2g}\, H_0^{3/2}, \tag{11-111}$$

где $\sum b_п$ – сумма длин всех «прямых» участков гребня водослива; $\sum b_к$ – сумма всех длин всех «косых» участков гребня водослива (о $\sigma_к$ см. § 11-17).

§ 11-20. ЗАКЛЮЧИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

Выше всюду рассматривалось установившееся истечение через водослив, т. е. истечение, происходящее при напоре H, не изменяющемся во времени.[1] Однако в практике встречаются случаи, когда с течением времени верхний бьеф наполняется или опорожняется, причем H изменяется во времени.

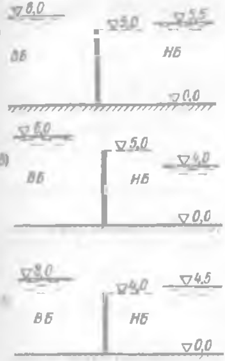
Такие водосливы рассчитываются аналогично отверстиям, работающим при переменном напоре (см. предыдущую главу). Более подробно этот вопрос рассматривается в курсе «Гидротехнические сооружения» в связи с расчетом наполнения и опорожнения водохранилищ.

[1] Имеется в виду неподтопленный водослив

Необходимо еще отметить, что пролеты больших мостов, устраиваемых через реки, с некоторым приближением (см. § 11-11) могут рассматриваться как подтопленные водосливы (без порога). Для расчета отверстий больших мостов существуют также специально разработанные методы, которых мы здесь касаться не будем.

МАТЕРИАЛЫ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ ПО РАСЧЕТУ ВОДОСЛИВОВ

№ 1. На рис. 11-44, *а*, *б*, *в* изображены три схемы водослива с тонкой стенкой (с указанием отметок горизонта воды в верхнем и нижнем бьефах). Необходимо установить, какой из этих водосливов является подтопленным и какой неподтопленным.



№ 2. На рис. 11-45, *а*, *б* изображены две схемы водослива с широким порогом (с указанием отметок горизонта воды в верхнем и нижнем бьефах). Требуется установить, исходя из критерия Беланже и критериев, приведенных в [7, 8, 13], какой из этих водосливов является подтопленным и какой неподтопленным (скоростью подхода v_0 можно пренебречь).

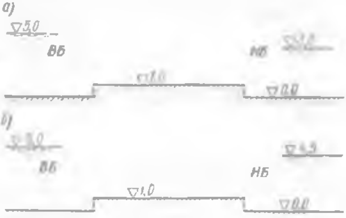


Рис. 11-44. К задаче № 1

Рис. 11-45. К задаче № 2

№ 3. На рис. 11-46 представлены две схемы водослива со стенкой практического профиля: безвакуумной (рис. 11-46, *а*) и вакуумной (рис. 11-46, *б*). Требуется установить, какой из этих водосливов является подтопленным и какой неподтопленным.

№ 4. На рис. 11-47 представлен водослив со стенкой практического профиля нормального очертания (Кригера-Офицерова). Имеется одно водосливное отверстие, шириной $b = B$.

Дано: геометрический напор на водосливе $H = 5{,}0$ м; высота водосливной стенки $c = 10{,}0$ м; высота подтопления $h_п = 1{,}0$ м, ширина русла в верхнем бьефе $B_0 = 60{,}0$ м (русло верхнего бьефа считается прямоугольным); ширина заданного водосливного отверстия $B = 50{,}0$ м.

Требуется найти расход воды Q.

Решение. Для расчета пользуемся основной зависимостью (11-100):

$$Q = \sigma_п \varepsilon m B \sqrt{2g}\, H_0^{3/2}. \tag{A}$$

В эту зависимость входит полный напор H_0, учитывающий скорость подхода v_0.

Прежде всего требуется выяснить вопрос о возможности пренебрежения скоростью подхода v_0. С целью решения такого вопроса пользуемся зависимостью (11-103):

$$\Omega_в = B(c + H) = 60\ (10 + 5) = 900\ \text{м}^2;$$

$$4BH = 4 \cdot 50 \cdot 5 = 1000\ \text{м}^2;$$

как видно, $\Omega_в < 4BH$,

следовательно, скоростью подхода пренебрегать нельзя. В связи с этим в формуле (А) не представляется возможным заменить величину H_0 геометрическим напором H и тем самым упростить нашу задачу

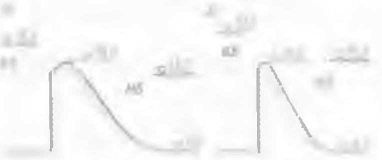


Рис. 11-46 К задаче № 3

Необходимость учета скорости подхода v_0 вынуждает решать данную задачу методом последовательного приближения. Согласно этому методу поступаем следующим образом.

1-е приближение. Считаем, что

$$v_0 = 0,$$

причем получаем

$$H_0 = H.$$

Далее определяем коэффициенты $\sigma_п$, ε и m

1 Коэффициент подтопления $\sigma_п$ устанавливаем по графику на рис 11-32 для величины

$$\frac{h_н}{H} = \frac{1.0}{5.0} = 0,2,$$

причем пользуемся кривой II этого графика Как видно, величина $\sigma_п$ оказывается равной:[1]

$$\sigma_п = 0,99$$

2 Коэффициент бокового сжатия определяем по формуле (11-60")

$$\varepsilon = 1 - 0{,}2\xi_1 \frac{H_0}{B} \qquad (Б)$$

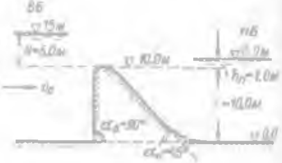


Рис 11-47 К задаче № 4

величину $\xi_у$, входящую в эту формулу, принимаем (см. рис. 11-22).

$$\xi_у = 0,7;$$

при этом получаем $\varepsilon = 1 - 0{,}20 \cdot 0{,}7 \frac{5}{50} = 0{,}986$

Вычислим еше значение ε по относительно точной формуле (11-62):

$$\varepsilon = 1 - \frac{K_{b/B_0}}{1 + c_a/H}\left(K_{a/H}\frac{c_a}{b} + K_{a/b}\right), \qquad (Б')$$

где в нашем случае

$$b/B = \frac{B}{B_0} = \frac{50}{60} = 0{,}833;$$

радиусы скругления входных вертикальных ребер устоев принимаем $r = a = 1{,}0$ м; при этом получаем

$$\frac{a}{H} = \frac{1{,}0}{5{,}0} = 0{,}2; \quad \frac{a}{b} = \frac{1{,}0}{50} = 0{,}02$$

[1] Применяя график на рис. 11-12 можно убедиться, что в данном случае за водосливом отогнанного прыжка не будет С большей точностью этот вопрос можно решить, применяя график рис. 12-13 (см следующую главу, стр 461). При наличии отогнанного гидравлического прыжка за водосливом следовало бы принять величину $\sigma_п = 1{,}0$

Вычислим коэффициенты K, входящие в формулу (Б″):

по зависимости (11-64):

$$K_{b/B_0} = 1{,}0 - 1{,}4\,(0{,}833 - 0{,}2)^{3/2} = 0{,}30.$$

по зависимости (11-66):

$$K_{a/H} = 0{,}17 - \sqrt{\frac{1}{30}\cdot 0{,}2} = 0{,}09;$$

по зависимости (11-68):

$$K_{a/b} = 0{,}17 - \sqrt{\frac{1}{30}\cdot 0{,}02} = 0{,}14.$$

Подставляя найденные величины в формулу (Б″), получаем

$$\varepsilon = 1 - \frac{0{,}3}{1 + \dfrac{10{,}0}{5{,}0}}\left(0{,}99\cdot\frac{10{,}0}{50{,}0} + 0{,}14\right) = 0{,}984.$$

Как видно, в данном частном случае приближенная формула (11-60″) дала достаточно хорошие результаты.

3. Коэффициенты расхода водослива m находим по формуле (11-106) (см. также п. 1°; стр. 437)

$$m = 0{,}504\,\sigma_н\sigma_ф,$$

где коэффициент полноты напора $\sigma_н$, принимая $H = H_{прф}$, считаем[1]

$$\sigma_н = 1{,}0;$$

коэффициент формы $\sigma_ф$, согласно табл. 11-3 (на стр. 438) (считая $\alpha_в = 90°$ и $\alpha_н = 45°$; см. чертеж), получаем

$$\sigma_ф = 0{,}993.$$

Таким образом,

$$m = 0{,}504\cdot 1{,}0\cdot 0{,}993 = 0{,}50.$$

Подставляя найденные величины в формулу (А), находим величину расхода в первом приближении:

$$Q = 0{,}99\cdot 0{,}984\cdot 0{,}5\cdot 50\cdot\sqrt{2\cdot 9{,}80}\cdot 5^{3/2} = 1210 \text{ м}^3/\text{с}.$$

2-е приближение. Скорость подхода во втором приближении считаем

$$v_0 = \frac{Q}{(H + c)\,B_0} = \frac{1210}{(5 + 10)\cdot 60} = 1{,}35 \text{ м/с}.$$

При этом полный напор H_0 оказывается

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = 5 + \frac{1{,}1\cdot 1{,}35^2}{2\cdot 9{,}80} = 5{,}1 \text{ м}.$$

Что касается величин $\sigma_п$, ε и m, то их в данном случае сохраняем прежними.[2]

Расход Q во втором приближении будет

$$Q = 0{,}99\cdot 0{,}986\cdot 0{,}5\cdot 50\sqrt{2\cdot 9{,}80}\cdot 5{,}1^{3/2} = 1250 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Как видно, величина Q в результате второго приближения увеличилась на 3%. Отсюда заключаем, что к третьему приближению, согласно которому

[1] Здесь мы предполагаем, что очертание профиля Кригера – Офицерова построено для профилирующего напора $H_{прф} = 5{,}0$ м. Если бы $H_{прф}$ был бы не равен 5,0 м, то для установления $\sigma_н$ пришлось бы пользоваться табл. 11-4.

[2] Как видно из графика на рис. 11-32, с изменением H_0 должен несколько измениться только коэффициент $\sigma_п$, однако этим изменением здесь пренебрегаем.

$$v_0 = \frac{1250}{(5 + 10)\ 60} = 1.39 \text{ м/с},$$

обращаться нет надобности; ясно, что уточненное значение Q, полученное в третьем приближении, будет отличаться на пренебрежимо малую величину от $Q = 1250$ м^3/с, которое мы и принимаем как окончательное значение расхода

№ 5. *Для водослива со стенкой практического профиля, указанного в задаче № 4, требуется найти напор H, если величина $Q = 900$ м^3/с.*

Решение. Для расчета пользуемся зависимостью (А), приведенной в задаче № 4:

$$Q = \sigma_{п} \varepsilon m B \sqrt{2g}\, H_0^{3/2}. \qquad (А)$$

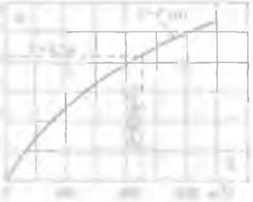


Рис. 11-48. К задаче № 5

В этой формуле величины $\sigma_{п}$, ε, m являются функциями от напора H, в связи с чем найти непосредственно величину H из уравнения (А) нельзя[1] Учитывая это обстоятельство, решаем уравнение (А) в отношении величины H путем подбора.

В большинстве практических случаев при расчете водосливов скоростью подхода можно пренебрегать Учитывая это обстоятельство, в начале расчета будем считать

$$H = H_0.$$

Задаваясь в 1-й строке приводимой таблицы (форма 1) различными значениями H, вычисляем по формуле (А) соответствующие величины расхода Q.

По данным 1-й и 7-й строк таблицы (форма 1) строим на рис 11-48 график

$$Q = f(H);$$

Рис 11-49. К задаче № 6

откладывая по горизонтальной оси этого графика заданную величину Q ($Q = 900$ м^3/с), находим величину $H = 4,2$ м.

Найдя это значение H, проверим теперь, пользуясь соотношением (11-103), приемлемость принятого выше допущения, согласно которому считали, что $H = H_0$,

[1] Величина *профилирующего напора была принята нами* $H_{прф} = 5.0$ м, поэтому с изменением H будет меняться отношение $H/H_{прф}$, а следовательно, будет изменяться и коэффициент полноты напора $\sigma_{н}$.

Форма 1

№ строки	Величина	Единица измерения	Задаваемые и находимые численные значения			Примечание
1	H	м	3,0	4,0	5,0	
2	$H^{3/2}$	$м^{3/2}$	5,2	8,0	11,2	
3	$h_п : H$	—	0,333	0,25	0,20	
4	$\sigma_п$	—	0,99	0,99	0,99	По графику на рис. 11-32
5	ε	—	0,992	0,989	0,986	По формуле (11-60") при $\xi_y = 0,7$
6	m	—	0,47	0,486	0,50	По формуле (11-106) и таблицам 11-3 и 11-4
7	Q	$м^3/с$	533	845	1210	По формуле (A)

$$\Omega_в = B_0(c + H) = 60 \cdot (10 + 4,2) = 852 \text{ м}^2;$$

$$4HB = 4 \cdot 4,2 \cdot 50 = 840 \text{ м}^2;$$

как видно,

$$\Omega_в > 4HB;$$

следовательно, скоростью подхода действительно можно пренебрегать.[1]

Таким образом, искомое значение $H = 4,2$ м.

№ 6. На рис 11-49 представлена водосливная стенка с горизонтальным гребнем.

Дано (обозначения см. на чертеже): $c = 2,0$ м; $\delta = 12,5$ м; $f = 0,5$ м; $b = 6,0$ м; $B_0 = 20,0$ м; $H = 5,0$ м; $h_п = 4,5$ м.

Требуется найти расход Q и глубину h_1 на гребне водослива

Решение:

1. Выясним тип водослива [см. зависимость (11-5)]:

$$2H = 2 \cdot 5,0 = 10,0 \text{ м};$$

$$8H = 8 \cdot 5,0 = 40,0 \text{ м};$$

так как

$$10,0 < \delta < 40,0,$$

то при наличии горизонтального гребня имеем водослив с широким порогом

2. Решаем вопрос о скорости подхода v_0 [см. критерий (11-57)]:

$$\Omega_в = B_0(c + H) = 20,0 \cdot (2,0 + 5,0) = 140 \text{ м}^2;$$

$$4bH = 4 \cdot 6,0 \cdot 5,0 = 120,0 \text{ м}^2;$$

как видно,

$$\Omega_в > 4bH;$$

следовательно, скоростью подхода v_0 можно пренебречь и считать, что

$$H_0 \approx H.$$

3. Выясняем вопрос о подтоплении водослива, причем пользуемся критерием (11-79):

$$nH = (0,75 \cdot 5,0) \div (0,85 \cdot 5,0) = 3,75 \div 4,25 \text{ м}.$$

Как видно,

$$nH < h_п.$$

---

[1] Расчет в приведенной выше таблице можно было бы выполнить и не пренебрегая скоростью подхода При этом данную таблицу пришлось бы дополнить несколькими строками, в которых вычисляется величина v_0 (зная H и Q, эту величину легко можно найти).

отсюда заключаем, что водослив будет подтоплен.

4. В первом приближении для определения расхода Q и глубины h_1 можем пренебречь перепадом восстановления $Z_{вс}$ и принять величину εm равной [как для водослива с широким порогом; см. рис. 11-21 в рекомендацию (11-60')]:

$$\varepsilon m = 0{,}35.$$

При таких условиях получаем [см. зависимость (11-84) и (11-83)]: $h_1 = h_п = 4{,}5$ м,

$$Q = \varphi_п b h_1 \sqrt{2g(H - h_1)} = 0{,}93 \cdot 6{,}0 \cdot 4{,}5 \sqrt{2 \cdot 9{,}8\,(5 - 4{,}5)} = 78{,}8 \text{ м}^3/\text{с},$$

где $\varphi_п = 0{,}93$ мы взяли по таблице (стр. 426) к формуле (11-83) в зависимости от принятой величины εm ($\varepsilon m = 0{,}35$).

5. Желая получить более точные результаты, уточняем величину εm:

а) величина m (отвечающая плоской задаче) для

$$\eta = \frac{c_в}{H} = \frac{2{,}0}{5{,}0} = 0{,}40 \text{ и } \frac{f}{H} = \frac{0{,}5}{5{,}0} = 0{,}1$$

по табл. 11-2 (стр. 421) будет

$$m = 0{,}37;$$

б) величина ε, согласно праближенной формуле (11-60''), равна (при $\xi_y = 0{,}7$, см. рис. 11-22):

$$\varepsilon = 1{,}0 - 0{,}2\xi_y \frac{H}{b} = 1{,}0 - 0{,}2 \cdot 0{,}7 \frac{5}{6} = 0{,}88;$$

в) величина $\varepsilon m = 0{,}88 \cdot 0{,}37 = 0{,}326$.

При $\varepsilon m = 0{,}326$ получаем по-прежнему (пренебрегая перепадом восстановления):

$h_1 = h_п = 4{,}5$ м;

$$Q = \varphi_п b h_1 \sqrt{2g(H - h_1)} = 0{,}88 \cdot 6{,}0 \cdot 4{,}5 \sqrt{2 \cdot 9{,}8\,(5 - 4{,}5)} = 74{,}5 \text{ м}^3/\text{с},$$

где $\varphi_п = 0{,}88$ взято по таблице к формуле (11-83) для $\varepsilon m = 0{,}326$.

Как видно, величина Q при уточнении ее по формуле (11-60'') изменилась в данном частном случае на 5%.

6. Дальнейшее уточнение величины Q можно выполнить, используя для определения ε формулу (11-62). Пользуясь этой формулой, предварительно определяем следующие величины:

$$\frac{b}{B_0} = \frac{6}{20} = 0{,}3; \quad \frac{a}{H} = \frac{f}{H} = \frac{0{,}5}{5{,}0} = 0{,}1; \quad \frac{a}{b} = \frac{f}{b} = \frac{0{,}5}{0{,}6} = 0{,}0835.$$

Далее по зависимостям (11-64), (11-66) и (11-68) определяем величины

$$K_{b/B_0} = 1{,}0 - 1{,}4\,(0{,}3 - 0{,}2)^{3/2} = 0{,}96,$$

$$K_{a/H} = 0{,}17 - \sqrt{\frac{1}{30}} \cdot 0{,}1 = 0{,}11;$$

$$K_{a/b} = 0{,}17 - \sqrt{\frac{1}{30}} \cdot 0{,}0835 = 0{,}12;$$

наконец, по формуле (11-62) находим

$$\varepsilon = 1 - \frac{K_{b/B_0}}{1 + c_в/H}\left(K_{a/H}\frac{c_в}{b} + K_{a/b}\right) = 1 - \frac{0{,}96}{1 + \frac{2}{5}}\left(0{,}11\frac{2}{6} + 0{,}12\right) = 0{,}89.$$

Зная ε и величину $\varepsilon m = 0{,}37 \cdot 0{,}89 = 0{,}330$, находим Q:

$$Q = 0{,}87 \cdot 6{,}0 \cdot 4{,}5 \sqrt{2 \cdot 9{,}8\,(5 - 4{,}5)} = 74{,}0 \text{ м}^3/\text{с},$$

где $\varphi_п = 0{,}87$ взято по таблице к формуле (11-83) для $\varepsilon m = 0{,}33$.

Как видно, в данном частном случае уточнение величины Q оказалось пренебрежимо малым

7. Учтем перепад восстановления $Z_{вс}$ (которым мы выше всюду пренебрегали):

1-е приближение.

а) Принимаем расход Q, найденный выше (без учета $Z_{вс}$):

$$Q = 74{,}0 \text{ м}^3/\text{с},$$

причем определяем удельный расход

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{74{,}0}{6{,}0} = 12{,}30 \text{ м}^2/\text{с}.$$

б) Исходя из этой величины q, по формуле (7-49) находим критическую глубину $h_к$ для прямоугольного русла, образующего отверстие водослива:

$$h_к = 2{,}50 \text{ м}.$$

в) Согласно формуле (11-86), устанавливаем величины $\xi_п$ и $\nu_н$

$$\xi_п = \frac{h_п}{h_к} = \frac{4{,}5}{2{,}50} = 1{,}80;$$

$$\nu_н = \frac{h_п b}{h_п B_0} = \frac{4{,}5 \cdot 6{,}0}{(4{,}5 + 2{,}0) \; 20{,}0} = 0{,}21$$

г) По графику на рис 11-27, исходя из найденных $\xi_п$ и $\nu_н$, определяем относительную величину перепада восстановления:

$$\zeta_{вс} = 0{,}05.$$

д) По формуле (11-85) вычисляем перепад восстановления:

$$Z_{вс} = \zeta_{вс} \cdot h_к = 0{,}05 \cdot 2{,}50 = 0{,}13 \text{ м}.$$

е) По формуле (11-84) определяем глубину воды на пороге водослива:

$$h_1 = h_п - Z_{вс} = 4{,}50 - 0{,}13 = 4{,}37 \text{ м}.$$

ж) Наконец, по зависимости (11-83) находим величину расхода (беря $\varphi_п$, равным найденному выше в п 6)

$$Q = 0{,}87 \cdot 6{,}0 \cdot 4{,}37 \sqrt{2 \cdot 9{,}8\,(5{,}00 - 4{,}37)} = 80{,}0 \text{ м}^3/\text{с}$$

Как видно, учет перепада восстановления в первом приближении обусловил увеличение расхода Q примерно на 8 % (от 74,0 до 80,0 м³/с). Имея это в виду, обращаемся ко второму приближению.

2-е приближение.

а) Принимаем расход

$$Q = 80{,}0 \text{ м}^3/\text{с};$$

величина удельного расхода

$$q = \frac{80{,}0}{6{,}0} = 13{,}3 \text{ м}^2/\text{с};$$

б) по формуле (7-49) находим $h_к$:

$$h_к = 2{,}70 \text{ м};$$

в) величины $\xi_п$ и $\nu_н$ будут

$$\xi_п = \frac{h_п}{h_к} = \frac{4{,}5}{2{,}70} = 1{,}63;$$

$$\nu_н = 0{,}21 \text{ (см. выше)};$$

г) по графику на рис. 11-27 имеем

$$\zeta_{вс} = 0{,}065;$$

д) согласно зависимости (11-85)

$$Z_{вс} = 0{,}065 \cdot 2{,}70 = 0{,}18 \text{ м};$$

е) глубина на пороге

$$h_1 = h_п - Z_{вс} = 4{,}5 - 0{,}18 = 4{,}32 \text{ м};$$

ж) расход Q по формуле (11-83)

$$Q = 0{,}87 \cdot 6{,}0 \cdot 4{,}32 \sqrt{2 \cdot 9{,}8(5{,}0 - 4{,}32)} = 82{,}0 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Как видно, второе приближение дало изменение величины расхода на 2%. Отсюда ясно, что к третьему приближению обращаться нет надобности. Найденные во втором приближении величины $h_1 = 4{,}3$ м и $Q = 82{,}0$ м^3/с можно считать окончательными.

Из приведенного примера видно, что учет перепада восстановления дал в данном частном случае существенное увеличение расхода (от 74,0 до 82,0 м^3/с, т. е. примерно на 11 %).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

11-1. **Агасиева С. И.** Боковые водосливы и траншейные водосбросы.— М.: Госстройиздат, 1956.

11-2. **Вопросы** мостовой гидравлики и гидрологии.— М.: Транспорт, 1967.

11-3. **Избаш С. В.** Основы гидравлики.— М.: Госстройиздат, 1952.

11-4. **Лебедев И. В.** Основные положения гидравлического расчета строительной компоновки гидроузлов.— Труды МЭИ, № 1,— М.: изд. МЭИ, 1960.

11-5. **Рекомендации** по гидравлическому расчету водосливов Ч. I. Прямые водосливы II — 18—74. — Л.: Энергия, 1974.

11-6. **Рекомендации** по гидравлическому расчету водосливов Ч. II. Косые, боковые, криволинейные и кольцевые водосливы. II—45—75.— Л.: Энергия, 1976.

11-7. **Руднев С. С.** Боковые водосливы.— М.— Л.: Госэнергоиздат, 1941.

11-8. **Примеры** *гидравлических расчетов./Под ред. А. И. Богомолова. Изд. 2-е, пер. и доп.*— М.: Транспорт, 1977.

11-9. **Справочник** по гидравлическим расчетам./Под ред. П. Г. Киселева. Изд. 4-е, пер. и доп.— М.: Энергия, 1972.

11-10. **Технические условия** и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Гидравлические расчеты водосливов. ТУ 12—51.— Л.— М.: Госэнергоиздат, 1952.

ГЛАВА ДВЕНАДЦАТАЯ

СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ПЛОТИН

§ 12-1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ

Необходимо различать следующие основные виды истечения воды при пропуске ее через плотину из верхнего бьефа в нижний:

1) истечение из-под затвора (щита) З (*Щ*), установленного на гребне *Гр*, плотины,— рис. 12-1;

2) перелив через плотину (затвор полностью открыт) — рис. 12-2;

3) истечение через донное отверстие, образованное, например, поднимающимся затвором,— рис. 12-3.

Схемы на рис. 12-2 и 12-3 являются частными случаями схемы на рис. 12-1.

На рис. 12-1 и 12-3 показано истечение воды через напорное отверстие; на рис. 12-2 — через безнапорное отверстие, т. е. через водослив.