

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 12-1. Беляшевский Н. Н. Сопряжение бьефов за водосливными плотинами с носком. — Киев: Изд-во АН УССР, 1953.  
 12-2. Кумини Д. И. Сопряжение бьефов при поверхностном режиме. — Л.-М: Госэнергоиздат, 1948.  
 12-3. Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. — Л.-М: ОНТИ НКТП, 1937.  
 12-4. Павловский Н. Н. Собрание сочинений, Т. 1. — М.-Л.: Изд-во АН СССР, 1955.  
 12-5. Чергоусов М. Д. Гидравлика/Специальный курс. — М.-Л.: Госэнергоиздат, 1962.  
 12-6. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения/Водосливные плотины. — М.: Высшая школа, 1978.

## ГЛАВА ТРИНАДЦАТАЯ

### ПЕРЕПАДЫ

#### § 13-1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

На каналах, трассируемых по местности с большим уклоном, в частности устраиваемых для сброса воды в обход так называемых глухих плотин, приходится делать перепады (см. гл. 6) или быстротоки, т. е. короткие каналы с весьма большим уклоном, русло которых образовано прочным материалом (бетоном и т. п.).

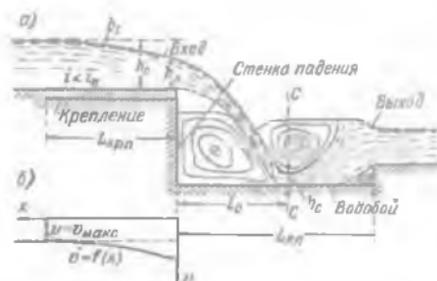


Рис. 13-1. Одноступенчатый перепад

$v_{\max}$  — максимальная допустимая скорость для канала без крепления



Рис. 13-2. Многоступенчатый перепад:

а — колесный, б — безколесный

Освещая в настоящей главе расчеты перепадов, а в следующей главе — расчеты быстротоков, будем иметь в виду, как и выше в гл. 12, в основном только плоскую задачу. Вместе с тем подчеркнем, что часто при проектировании подобных сооружений недопустимо пренебрегать пространственными условиями движения воды в них (например, когда цилиндрическое русло, в котором происходит бурное движение воды, имеет повороты в плане, или когда происходит сжатие бурного потока в плане и т. п.). Учитывая это, в гл. 15 специально рассмотрим основы так называемой плановой задачи движения воды, решение которой позволяет внести некоторые коррективы в расчеты, выполненные на основе рассмотрения плоской задачи, и тем самым несколько приблизить результаты этих расчетов к действительности (в тех случаях, когда указанные выше условия — повороты русла, его сужения и т. п. — существенно

вливают на формирование потока). Отметив это обстоятельство, обратимся непосредственно к рассмотрению только плоской задачи о расчете перепадов.

В практике встречаются:

- 1) одноступенчатый перепад без водобойного колодца или с колодцем, образованным водобойной стенкой или водобойным уступом (рис. 13-1);
- 2) многоступенчатый перепад колодезного типа (рис. 13-2, а) или бесколодезного типа (рис. 13-2, б).

Перепад отличается от плотины падения, рассмотренной выше, во-первых, тем, что он имеет вертикальную стенку падения, и, во-вторых, тем, что дно русла верхнего бьефа здесь находится на большой высоте. Различают четыре основные части перепада (рис. 13-1, а): вход, стенку падения, так называемый водобой (т.е. ту часть русла нижнего бьефа, которая принимает удар падающей струи), выход.

При уклоне дна верхнего бьефа  $i < i_k$  в конце канала верхнего бьефа получается кривая спада типа  $b_1$ , причем у сливного ребра перепада устанавливается глубина, достаточно близкая к критической глубине  $h_k$ .

В связи с наличием в конце канала верхнего бьефа кривой спада  $b_1$  скорость  $v$  в этом канале при подходе к перепаду увеличивается (см. график, рис. 13-1, б). Поэтому при подходе к перепаду устраивают крепление русла верхнего бьефа на некоторую длину, равную  $L_{крп}$ .

Стенка падения перепада не всегда делается вертикальной; иногда ей придают уклон; в некоторых же случаях ее делают криволинейного очертания.

В пределах водобойной части перепада всегда устраивают соответствующее крепление дна русла, иногда здесь устанавливают специальные гасители энергии.

Что касается выходной части перепада, представляющей собой часто водобойный уступ или водобойную стенку, то эта часть с гидравлической точки зрения должна рассматриваться как водослив.

### 13-2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДАЛЬНОСТИ ПОЛЕТА (ДАЛЬНОСТИ БОЯ) СТРУИ ПРИ ПЕРЕЛИВЕ ЧЕРЕЗ ВОДОСЛИВ

Этим вопросом приходится интересоваться, в частности, при расчете длины водобойного колодца, устраиваемого за перепадом.

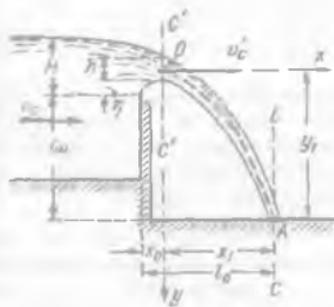


Рис. 13-3. Дальность полета струи в случае водослива с тонкой стенкой

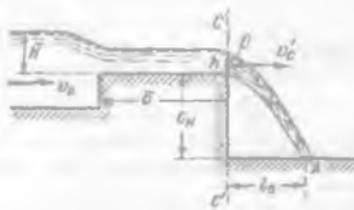


Рис. 13-4. Дальность полета струи в случае водослива с широким порогом

Представим на рис. 13-3 струю, получающуюся при переливе воды через водослив. На чертеже указано:

$C-C$  — верхнее сжатое сечение;  $C-C$  — нижнее сжатое сечение. <sup>1</sup>  $O$  — центр сечения струи по линии  $C-C$ ;  $OA$  — ось струи, т. е. траектория материальной точки, помещенной в центре  $O$  и имеющей начальную скорость  $v_c$ , которая принимается горизонтальной ( $v_c$  — средняя скорость в сечении  $C-C$ );  $l_0$  — дальность полета струи

$$l_0 = x_0 + x_1. \quad (13-1)$$

где  $x_0$  — расстояние от верховой грани водослива с тонкой стенкой до сечения  $C-C$ ;  $x_1$  — дальность полета упомянутой материальной точки.



Рис 13-5. Дальность полета струи в случае водослива со стенкой практического профиля

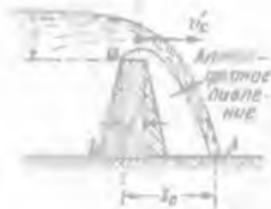


Рис 13-6. Дальность полета струи при соотношении (13-5) — как в случае водослива с тонкой стенкой  $ab$

В § 10-3 были приведены уравнения (10-26) траектории материальной точки, имеющей начальную скорость  $v_c$ . Решая эти уравнения в отношении  $x$ , находим величину  $x_1$ , входящую в формулу (13-1):

$$x_1 = v_c' \sqrt{\frac{2y_1}{g}}, \quad (13-2)$$

где

$$y_1 = c_n + \eta + \frac{h}{2}, \quad (13-3)$$

$$v_c' = \frac{g}{h} = \frac{m \sqrt{2g H_0^3}}{h}, \quad (13-4)$$

причем обозначения, входящие в эти зависимости, ясны из рис. 13-3.

Если  $c_n$  и  $H_0$  заданы, то для определения по формуле (13-1)  $l_0$  (см. рис. 13-3) необходимо знать  $x_0$ ,  $\eta$ ,  $h$ ,  $m$ . Опытным путем найдены следующие численные значения этих величин для водослива с тонкой стенкой (рис. 13-3):

$$x_0 \approx 0,3H_0; \quad \eta = 0,11H_0; \quad h = 0,67H_0; \quad m \approx 0,42.$$

Формула (13-1) может быть использована и для определения  $l_0$  в случае водослива с широким порогом (рис. 13-4), а также водослива со стенкой практического профиля (рис. 13-5). При этом только, руководствуясь обозначениями, указанными на упомянутых рисунках, в зависимости (13-1)–(13-4) необходимо подставлять следующие величины  $x_0$ ,  $\eta$ ,  $h$ ,  $m$  (часть из которых была установлена экспериментальным путем):

<sup>1</sup> Сечением  $C-C$  отмечено местоположение сжатого сечения (само сжатое сечение на рисунке не показано, равно как и не показан горизонт воды нижнего бьефа).

а) для водослива с широким порогом (рис 13-4):

$$x_0 = 0; \quad \eta = 0; \quad h \approx 0,5H_0; \quad m \approx 0,32 \div 0,35;$$

б) для водослива со стенкой практического профиля (рис. 13-5):

$$x_0 = 0; \quad \eta = 0; \quad h \approx 0,6H_0; \quad m \approx 0,40.$$

Если ширина водосливной стенки (рис. 13-6) невелика:

$$\delta < \sim (0,5 \div 0,7) H. \quad (13-5)$$

то получаем перетет струи через гребень водосливной стенки (рис. 13-6), причем в этом случае  $l_0$  следует определять как для водослива с тонкой стенкой  $ab$ .

### 13.3. ЗАМЕЧАНИЯ О РАСЧЕТЕ ОДНОСТУПЕНЧАТОГО ПЕРЕПАДА

При проектировании одноступенчатого перепада, так же как и при проектировании плотины, стремятся получить затопленный прыжок. В связи с этим за перепадом часто устраивают водобойный колодец или водобойную стенку. Расчетные зависимости и ход расчета здесь остаются теми же, что и в случае плотин. Изменяется только расчетная формула, служащая для определения длины  $L_{кт}$  водобойного колодца. Длина колодца  $L_{кт}$ , найденная, например, по формуле (12-80), в данном случае увеличивается на величину  $l_0$  (см. предыдущий параграф).

На рис. 13-7 представлен теоретический случай, когда глубина колодца равна  $d_c$ , причем на этом чертеже указаны длина  $l_0$  и длина  $L_{кт}$ .



Рис. 13-7 Расчетная схема для определения теоретической глубины водобойного колодца

Перепады конструируются всегда так, чтобы в зоне *A* (под струей) имелось атмосферное давление: конструкция перепадов должна обеспечивать свободный подвод воздуха под струю с боков.



Рис 13-8. К определению глубины волны  $h_{нс}$  под струей

Желая получить затопленный прыжок при возможно меньшей глубине водобойного колодца, всегда нужно стремиться к тому, чтобы напор  $H'$  на водобойном уступе или на водобойной стенке был возможно большим. Имея это в виду, водосливное ребро *B* в данном случае не скругляют так как при скруглении этого ребра напор  $H'$  будет уменьшаться и уровень воды в колодце понижаться.

Рисунок 13-7 дан в несколько искаженном масштабе: длина несвободного прыжка здесь преуменьшена. Одноступенчатый перепад, имеющий «доный слив» в верхнем бьефе и свободный прыжок в сжатом сечении, изображен примерно в масштабе на рис 13-8. Из этого чертежа видно, в частности, что глубина воды под струей  $h_{нс}$  (при наличии атмосферного давления в подструйном пространстве *A*) больше, чем глубина  $h_c$ :

$$h_{нс} > h_c \quad (13-6)$$

Величину  $h_{nc}$  можно найти, применяя к отсекку жидкости 1-2-3-4-5-6 уравнение количества движения, из которого получаем:

$$h_{nc} = \sqrt{2 \left[ \frac{q}{g} (v_c - v) - \frac{1}{2} (h_c^2 - h_2^2) \right]}, \quad (13-7)$$

где  $v_c$  — скорость в сжатом сечении;  $v$  — скорость в сечении 1-2, примерно равная:

$$v \approx q/h_c.$$

### § 13-4. РАСЧЕТ ШЕЛЕВОГО ВОДОСЛИВА

В случае цилиндрического канала, имеющего уклон  $i < i_n$  и заканчивающегося «донным сливом», в конце канала, как отмечалось в § 13-1, образуется кривая спада типа  $b_1$  (рис 13-9), причём скорость в канале при подходе к перепаду постепенно воз-

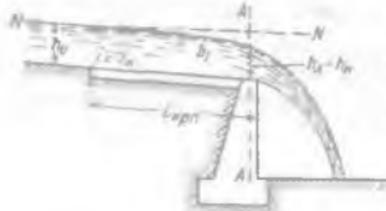


Рис. 13-9. Перепад без щелевого водослива (с кривой спада  $b_1$ )



Рис. 13-10. Перепад с прямоугольным щелевым водосливом (а); сечение по А-А (б)

растает. Если канал запроектирован так, что скорость движения воды в нем равна  $v_{\max}$  (максимально допускаемой), то в области кривой спада  $h_1$  скорости получаются больше, чем максимально допускаемые для данного грунта. В связи с этим обстоятельством у перепада приходится устраивать на длине  $L_{крп}$  крепление русла.

Это крепление иногда стоит дорого. Чтобы избавиться от необходимости сооружать его, следует тем или другим способом ликвидировать спад воды в канале и довести глубину  $h_A$  в конце канала (в сечении А-А) до величины, равной  $h_0$  (нормальной глубине воды в канале).

Добиться условия

$$h_A = h_0 \quad (13-8)$$

можно путем устройства в конце канала прямоугольного водослива без порога, шириной  $b_1$ , где

$$b_1 < b, \quad (13-9)$$

причем здесь  $b$  — ширина канала (для простоты пояснения будем считать, что канал имеет прямоугольное сечение). Условия работы такого канала представлены на рис. 13-10.

Водослив без порога, сделанный в конце канала, называется щелевым (поскольку  $b_1 < b$ ). Из рис. 13-10 видно, что для обеспечения соотношения (13-8) величину  $b_1$  следует назначать такой, чтобы напор на устроенном щелевом водосливе равнялся нормальной глубине в канале  $h_0$ :

$$H = h_0. \quad (13-10)$$

Тогда для щелевого водослива пишем водосливную формулу в виде:

$$Q = mb_1 \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (13-11)$$

откуда искомая ширина

$$b_1 = \frac{Q}{m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} \quad (13-12)$$

или, согласно (13-10),

$$b_1 = \frac{Q}{m\sqrt{2g h_0^3}} \quad (13-13)$$

При такой ширине щели равномерный режим в подводящем канале сохранится до самого сечения  $A-A$ .

В практике устройство щелевого водослива усложняется тем обстоятельством, что раскол воды  $Q$  в канале обычно является переменным, изменяющимся во времени в пределах

$$Q_{\min} \leq Q \leq Q_{\max} \quad (13-14)$$

В связи с этим, если рассчитать по формуле (13-13) ширину прямоугольной щели, исходя из одного расхода  $Q'$ , то при другом расходе  $Q''$  в нашем канале может появиться ссад (или подпор, что также нежелательно). С тем, чтобы иметь на всей длине канала равномерный режим при расходах, лежащих в пределах (13-14), при-

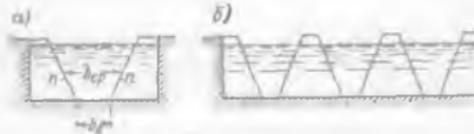


Рис. 13-11. Трапецидальные щелевые водосливы

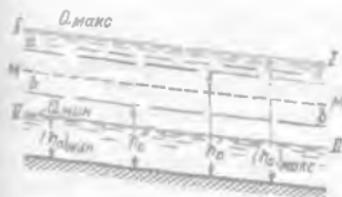


Рис. 13-12. К установлению расчетных расходов  $Q_{\min}$  и  $Q_{\max}$  для щелевого водослива

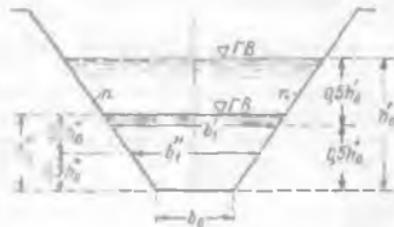


Рис. 13-13. Построение щелевого водослива

ходится идти на устройство не прямоугольного, а трапецидального щелевого водослива (рис. 13-11, а); в некоторых случаях устраивают не однощелевой водослив, а многощелевой (рис. 13-11, б).



Рис. 13-14. Криволинейный щелевой водослив. Сечение  $A-A$  (см. рис. 13-10, а)

М-М наметим свободные поверхности  $a-a$  и  $b-b$  в виде прямых линий, лежащих в середине между линиями  $I-I$  и  $M-M$ , а также между линиями  $M-M$  и  $II-II$

Нормальные глубины, отвечающие свободным поверхностям  $a-a$  и  $b-b$ , соответственно обозначим через  $h_0'$  и  $h_0''$ . Очевидно,

$$h_0' = (h_0)_{\max} - 0,25 [(h_0)_{\max} - (h_0)_{\min}] \quad (13-15)$$

$$h_0'' = (h_0)_{\min} + 0,25 [(h_0)_{\max} - (h_0)_{\min}] \quad (13-16)$$

где  $(h_0)_{\max}$  и  $(h_0)_{\min}$  — нормальные глубины, отвечающие свободным поверхностям I-I и II-II.

В качестве первого расчетного расхода  $Q_p$  принимаем расход, отвечающий нормальной глубине  $h_0'$ , в качестве второго расчетного расхода  $Q_p''$  принимаем расход, отвечающий глубине  $h_0''$ .

Установив таким образом расчетные расходы  $Q_p$  и  $Q_p''$  в соответствии с формулой (13-13) находим две ширины трапециевидальной щели:

$$b_1' = \frac{Q_p}{m \sqrt{2g (h_0')^3}}; \quad (13-17)$$

$$b_1'' = \frac{Q_p''}{m \sqrt{2g (h_0'')^3}}; \quad (13-18)$$

Как видно, здесь предполагается, что при пропуске по каналу расхода  $Q_p$  напор на шелевом водосливе должен равняться  $H_1' = h_0'$ , при пропуске же расхода  $Q_p''$  напор на водосливе должен равняться  $H_1'' = h_0''$ .

Зная ширины  $b_0'$  и  $b_0''$ , строим очертание трапециевидальной щели так, как показано на рис. 13-13, причем устанавливаем величины  $b_0'$  и  $b_0''$ .

Если бы при расчете размеров шелевого водослива исходили не из двух расчетных расходов, а из трех, четырех и более, то очертание шелевого водослива получилось бы криволинейным (рис. 13-14).

### § 13-5. РАСЧЕТ МНОГОСТУПЕНЧАТОГО КОЛОДЕЗНОГО ПЕРЕПАДА

Представим на рис. 13-15 для примера четырехступенчатый колодезный перепад.<sup>1</sup> Такой перепад проектируют, исходя из условия, чтобы отдельные ступени его имели, по возможности, одинаковые размеры. При этом поступают следующим образом.



Рис. 13-15. К расчету многоступенчатого колодезного перепада (масштаб искаженный)

Задавшись числом  $m$  ступеней перепада (сообразуясь со строительными условиями) и имея общее падение дна канала  $S$ , которое должен преодолеть перепад, разбивают это падение так, чтобы высоты отдельных ступеней ( $c$ ) были одинаковыми. Исключение здесь могут составлять только первая и последняя ступени, высоты которых (в связи, например, с отсутствием водобойной стенки в конце верхового канала и наличием водобойного колодца на последней ступени) могут отличаться от высоты других ступеней.

В результате получаем:

$$c_1 \neq c_2 = c_3 = \dots \neq c_m \quad (13-19)$$

Имея величины  $c$ , при помощи гидравлического расчета находим для каждой ступени: а) высоту водобойной стенки  $c'$ ; б) длину  $L_{\text{ко}}$  колодца.

Легко видеть, что практически такому гидравлическому расчету следует подвергать только три ступени (при любом числе ступеней, образующих перепад):

<sup>1</sup> Рисунок 13-15 выполнен не в масштабе (длина ступеней на чертеже преуменьшена).

1) первую ступень, которая может отличаться от остальных высотой стенки падения и формой верхнего водослива; первая ступень имеет иногда верхний водослив в виде «донного слива»; любая же другая ступень имеет верхний водослив, образованный водобойной стенкой вышележащей ступени;

2) последнюю ступень, которая может иметь отличную от других ступеней высоту; кроме того, здесь могут быть особые условия сопряжения ниспадающей с этой ступени струи с нижним бьефом:

3) вторую ступень.

Практически условия протекания воды по всем другим ступеням можно считать такими же, как и условия протекания воды в пределах второй ступени. Поэтому остальные ступени не рассчитывают и размеры их принимают таким же, как и размеры второй ступени.

Общий ход расчета любой из указанных трех ступеней такой:

а) имея расход  $Q$  заданным, а также считая заданной ширину перепада  $b$ , находим удельный расход  $q$  и критическую глубину  $h_{кр}$ , отвечающую этому расходу;<sup>1</sup>

б) далее, установив для рассматриваемой ступени размер  $E_0$ , находим для этой ступени сжатую глубину  $h_c$  и сопряженную с ней глубину  $h_c''$  (см. на чертеже размеры, относящиеся, например, к первой ступени:  $E_{0_1}$  и  $h_{c_1}$ );

в) после этого определяем высоту водобойной стенки  $\epsilon$  (см. § 12-8 и 12-9);

г) наконец, находим длину водобойного колодца  $L_{кд}$  (см. § 13-3).

Подчеркнем, что длина водобойных колодцев  $L_{кд}$  всюду измеряется до внутренней вертикальной грани водобойных стенок. Толщина водобойных стенок  $\delta$  назначается не по гидравлическим соображениям, а по условиям статической работы этих стенок, а также по конструктивным соображениям.

Заметим в заключение, что перепады всегда проектируются с таким расчетом, чтобы водосливные узлы их (образованные водобойными стенками или, в случае первой ступени, донным сливом) работали как неподтопленные водосливы,<sup>2</sup> причем всегда обеспечивая свободный подвод воздуха под струи, ниспадающие с водосливных стенок.

## § 13.6. РАСЧЕТ МНОГОСТУПЕНЧАТОГО БЕСКОЛОДЕЗНОГО ПЕРЕПАДА

Как указывалось выше, бесколодезный перепад имеет вид, показанный на рис. 13-2, б. Ступени этого перепада следует делать, как правило, горизонтальными. Число ступеней перепада и высоты с стенок падения выбираются по строительным соображениям.

Задача гидравлического расчета здесь состоит только в установлении длины  $L_{стп}$  для каждой ступени. Величину  $L_{стп}$  назначают, исходя из условия, чтобы в пределах каждой ступени получалась картина протекания воды, представленная на рис. 13-16. Как видно, эта картина характеризуется тем, что в конце ступени устанавливается критическая глубина  $h_{кр}$ .

Исходя из этого основного условия, расчетную формулу для длины  $L_{стп}$  получают в виде:

$$L_{стп} = I_0 + I + I_3, \quad (13-20)$$

где  $I_0$  — дальность полета струи, устанавливаемая так, как указано в § 13-2;  $I$  — длина кривой подпора типа  $\epsilon_c$ , сопрягающей сжатую глубину  $h_c$  с критической глубиной  $h_{кр}$ ;  $I_3$  — запас, принимаемый равным, например,



Рис 13-16. Расчетный случай ступени бесколодезного перепада

<sup>1</sup> Размер  $b$  назначается по строительным (гидротехническим) соображениям.

<sup>2</sup> В частности, с учетом этого условия назначается высота стенок падения отдельных ступеней.

Если длина ступени назначена большей, чем по формуле (13-20), то в пределах ступени должен образоваться гидравлический прыжок (рис 13-17, а)

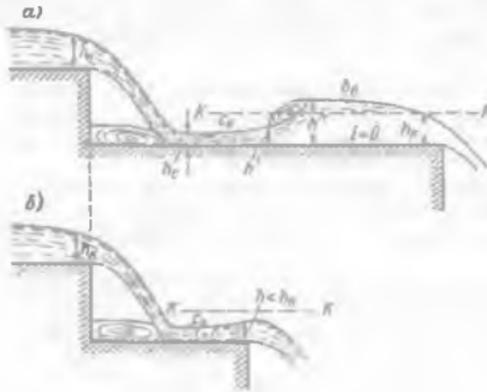


Рис 13-17 Ступени бесколлодезного перепада, удлиненная (а) и укороченная (б)

Если же длина ступени  $L_{стп}$  назначена меньшей, чем по формуле (13-20), то в конце ступени установится глубина меньше критической (рис. 13-17, б). При этом в конце ступени получим удельную энергию сечения  $\mathcal{E} > \mathcal{E}_{мин}$ . При короткой ступени, как видно, энергия

потока не успевает синjitиться до величины  $\mathcal{E}_{мин}$  отвечающей критической глубине  $h_c$ . В результате на нижележащую ступень сбрасывается поток, обладающий большим количеством энергии, чем в случае ступени нормальной длины, получаемой по формуле (13-20). Легко убедиться, что при коротких ступенях одинаковой длины происходит возрастание удельной энергии сечения при переходе от одной ступени к другой (нижележащей), причем получаем весьма невыгодную картину сопряжения бьефов (рис 13-18).



Рис 13-18. Недопустимая картина движения воды в случае укороченных ступеней перепада

Разумеется, картина, представленная на рис. 13-16, должна получаться при пропуске максимального расхода  $Q$ . В случае других расходов должны получить картину, изображенную на рис 13-17, а.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 13-1 Замарин Е. А., Фандеев В. В. Гидротехнические сооружения/(Гидравлический расчет перепадов).— М.: Сельхозгиз, 1960  
 13-2 Чергусов М. Д. Гидравлика/Специальный курс.— М—Л Госэнергоиздат, 1962