

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СОПРЯГАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

Выбор сопрягающего сооружения производится на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом особенностей сооружений и трассы (в том числе геологических и топографических условий, гидравлических особенностей работы сооружения и отводящего русла, условий сопряжения в нижнем бьефе сооружения, эксплуатационных требований и т. д.). Эти вопросы детально изучаются в курсе гидротехнических сооружений.

К сопрягающим сооружениям относятся одно- и многоступенчатые перепады, быстротоки и консольные перепады, которые обеспечивают сопряжение участков каналов или водопропускного тракта в местах с резким изменением отметок поверхности земли. Эти сооружения используются также как открытые береговые водопропускные сооружения при пропуске расходов воды в обход плотин.

26.1. Гидравлический расчет одноступенчатого и многоступенчатого перепадов

Одноступенчатый перепад состоит из стенки падения и входной и выходной частей (рис. 26.1). Стенка падения может быть вертикальной, наклонной или криволинейной.

Входная часть перепадов может выполняться в виде водослива с широким порогом [высота порога со стороны подводящего русла $p_{вх} > 0$ (рис. 26.1, а) или $p_{вх} = 0$ (рис. 26.1, б)], во-

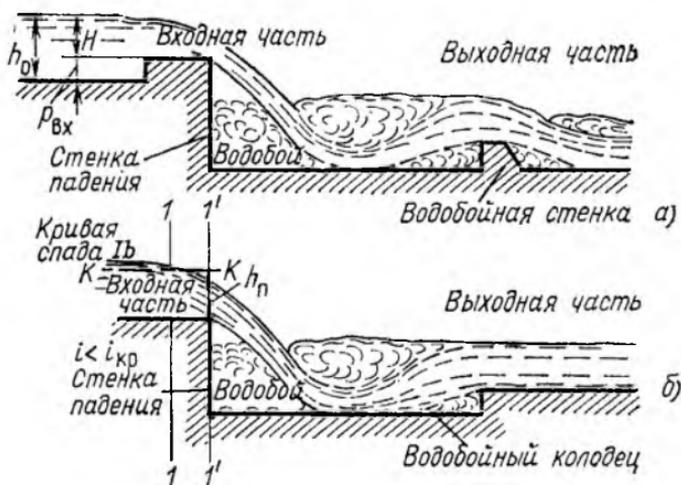


Рис. 26.1

дослива практического профиля прямолинейного или криволинейного очертания. Поперечное сечение (ширина) водослива может быть как равно поперечному сечению подводящего русла, так и меньше него. В последнем случае будет боковое сжатие.

Ширина входной части, работающей как водослив, определяется из формулы расхода водослива

$$b = \frac{Q}{\sigma_n m \sqrt{2g} H_0^{3/2}}$$

Если входная часть перепада работает как неподтопленный водослив, $\sigma_n = 1$, если входная часть подтоплена, $\sigma_n < 1$ и определяется в соответствии с рекомендациями по учету подтопления водосливов (гл. 22). Вопрос о подтоплении входной части решается после определения глубины воды на водобое и сравнения ее с высотой стенки падения со стороны нижнего бьефа перепада.

Высота порога на входе

$$p_{вх} = h_0 - H,$$

где h_0 — нормальная глубина в подводящем русле.

Очевидно, что при $p_{вх} = 0$ напор H равен глубине в подводящем русле при равномерном движении h_0 , а

$$H_0 = h_0 + \alpha_0 v_0^2 / 2g,$$

где v_0 — скорость при равномерном движении в этом русле.

Если уклон дна подводящего русла $i < i_{кр}$ (спокойное состояние потока) и порог в подводящем русле отсутствует, как известно (см. гл. 17), устанавливается кривая спада Ib (рис. 26.1, б).

При отсутствии бокового сжатия на расстоянии $(2 \div 2,5) h_{кр}$ выше ребра стенки падения (в сечении $1-1$) глубина равна критической глубине, а непосредственно над ребром $h_n \approx 0,7 h_{кр}$.

Если в подводящем русле $i > i_{кр}$ (бурное состояние потока), глубина при равномерном движении h_0 на входе в сечении $1-1$ равна нормальной в данных условиях. Но $h_0 < h_{кр}$. При этом на участке $1-1'$ глубина уменьшается не более чем на 5 %.

Обычно на подходе к перепадам поток находится в спокойном состоянии.

Установим отношение критической глубины $h_{кр}$ и напора H_0 , соответствующих данному удельному расходу. При прямоугольном поперечном сечении

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

а

$$H_0 = (q/m \sqrt{2g})^{2/3}$$

или

$$h_{кр} / H_0 = (2\alpha m^2)^{1/3} = 1,26 (\alpha m^2)^{0,33}. \quad (26.1)$$

При $\alpha = 1$ и $m = 0,3 \div 0,55$

$$h_{кр} = (0,228 + 1,124m) H_0; \quad (26.2)$$

при $\alpha = 1,1$ и тех же значениях m

$$h_{кр} = (0,235 + 1,158m) H_0. \quad (26.3)$$

Часто принимаемое в расчетах $h_{кр} = 0,667 H_0$ соответствует только $\alpha = 1$, $\varphi = 1$ и $m = 0,385$ (водослив с широким порогом при отсутствии потерь, $\varphi = 1$).

Над ребром стенки падения глубина $h_{п}$ составляет: для водослива практического профиля прямолинейного очертания ($m \approx 0,4$) по Н. Н. Павловскому

$$h_{п} \approx 0,6H_0 \text{ и } h_{п} = (0,8 \div 0,87) h_{кр},$$

а для водослива с широким порогом (по М. Д. Чертоусову и Р. Р. Чугаеву)

$$h_{п} \approx (0,47 \div 0,5) H_0 \text{ и } h_{п} = (0,75 \div 0,8) h_{кр}.$$

Движение спокойного потока выше сечения $1-1$ будет плавно изменяющимся, а на участке между сечениями $1-1$ и $1'-1'$ — резко изменяющимся со значительной кривизной линий тока. Вследствие этого распределение давлений в сечении над ребром стенки падения отличается от гидростатического. При свободном падении струи избыточное давление в нижних точках потока в сечении $1'-1'$ равно нулю.

Суммарная сила избыточного давления в сечении $1'-1'$ над ребром стенки падения составит по В. Н. Попову

$$P_{п} = k\rho gh_{ц.т.п}^* \omega_{п},$$

т. е. в $1/k$ раз меньше силы избыточного давления покоящейся жидкости при тех же площади $\omega_{п}$ и глубине погружения центра тяжести.

По экспериментальным данным при свободном доступе воздуха под струю и боковых стенках, ограничивающих падающую струю, $k = 0,333$; при истечении струи в атмосферу $k = 0,2$; при отсутствии доступа воздуха под струю $k = 0$.

Для удовлетворительной работы перепада необходим доступ воздуха в подструйное пространство.

Щелевые водосливы на входе. Если ширина входной части рассчитана на пропуск только одного значения расхода Q , при других расходах в канале будет наблюдаться кривая подпора (увеличение глубин) или кривая спада (уменьшение глубин). В первом случае скорости будут уменьшаться и в канале может начаться заиливание. Увеличение глубин при подпоре приводит к необходимости предусматривать большие запасы высоты бортов



Рис. 26.2



Рис. 26.3

канала, чтобы не допустить перелив воды через борта. При спаде, наоборот, скорости воды увеличиваются и может происходить размыв.

В связи с указанными особенностями работы канала для обеспечения движения, близкого к равномерному, проектируют или водослив с изменяемой высотой порога (разборный порог, состоящий из нескольких перегораживающих поток горизонтальных бабок, которые по мере необходимости убираются), или водосливы, автоматически поддерживающие равномерное движение в канале при изменении расходов в некотором диапазоне. В общем случае такой водослив должен иметь криволинейное сечение, нормальное к направлению потока (рис. 26.2). Равномерное движение поддерживается таким водосливом при изменении расходов от Q_{max} до Q_{min} .

Обычно применяют щелевые водосливы с трапецидальным сечением, состоящие из одной или нескольких щелей (рис. 26.3).

Принимая глубину в плоскости щелевого водослива равной $0,8H$, получаем среднюю ширину трапецидального сечения в этой плоскости

$$b_{cp} = b + 0,8H \operatorname{ctg} \theta,$$

где θ — угол наклона откосов трапецидального сечения водослива.

Чтобы меньше нарушать условия равномерного движения, в данном расчете принимают два промежуточных значения расхода: $Q_1 < Q_{max}$ и $Q_2 > Q_{min}$ и назначают их так, чтобы соответствующие им значения нормальных глубин в канале равнялись

$$h_{01} = h_{0max} - 0,25 (h_{0max} - h_{0min}); \quad (26.4)$$

$$h_{02} = h_{0min} + 0,25 (h_{0max} - h_{0min}), \quad (26.5)$$

где h_{0max} h_{0min} — нормальные глубины при Q_{max} и Q_{min} соответственно.

Обозначая $M = m \sqrt{2g}$, для неподтопленного трапецидального водослива с боковым сжатием имеем

$$Q = M e b_{cp} H_0^{3/2},$$

откуда

$$b_{cp} = \frac{Q}{M e H_0^{3/2}}. \quad (26.6)$$

Тогда при принятых Q_1 и Q_2

$$\left. \begin{aligned} b_{\text{ср1}} &= b + 0,8 \operatorname{ctg} \theta H_1 = \frac{Q_1}{M \varepsilon H_{01}^{3/2}}; \\ b_{\text{ср2}} &= b + 0,8 \operatorname{ctg} \theta H_2 = \frac{Q_2}{M \varepsilon H_{02}^{3/2}}. \end{aligned} \right\} \quad (26.7)$$

Равномерное движение при расходах Q_1 и Q_2 будет сохранено при выполнении условия

$$\left. \begin{aligned} H_1 + p_{\text{вх}} &= h_{01}; \\ H_2 + p_{\text{вх}} &= h_{02}, \end{aligned} \right\} \quad (26.8)$$

где $p_{\text{вх}}$ — высота порога на входе (если $p_{\text{вх}} \neq 0$); H — напор над порогом.

Из (26.8) определяются H_1 и H_2 при назначенных h_{01} и h_{02} .

Следовательно, из (26.7) определяются ширина по дну щели водослива

$$b = \frac{H_1 b_{\text{ср2}} - H_2 b_{\text{ср1}}}{H_1 - H_2} \quad (26.9)$$

и коэффициент откоса

$$\operatorname{ctg} \theta = 1,25 \frac{b_{\text{ср1}} - b_{\text{ср2}}}{H_1 - H_2} \quad (26.10)$$

В формулах (26.9) и (26.10) скоростной напор в канале на подходе к водосливу не учитывается, т. е. $H_1 = H_{01}$ и $H_2 = H_{02}$.

Для щелевых водосливов практического профиля коэффициент расхода по Е. А. Замарину принимается в зависимости от напора H (табл. 26.1).

Коэффициент бокового сжатия ε принимают обычно равным приблизительно 0,9—0,95, без учета бокового сжатия $\varepsilon = 1$.

Количество щелей определяется по зависимости

$$n_{\text{щ}} = \frac{b_{\text{к}}}{(1,25 \div 1,5) h_0 \max} \quad (26.11)$$

где $b_{\text{к}}$ — ширина подводящего канала.

Таким образом, сначала определяем глубины h_{01} и h_{02} , затем соответствующие им расходы Q_1 и Q_2 . Найдя требуемое число щелей водослива, округляем $n_{\text{щ}}$ и находим приходящиеся на одну щель значения $Q_{1\text{щ}}$ и $Q_{2\text{щ}}$.

Т а б л и ц а 26.1

H , м	m	M , м ^{0,5} /с	H , м	m	M , м ^{0,5} /с
1,0	0,474	2,10	2,0	0,496	2,20
1,5	0,485	2,15	2,5	0,508	2,25

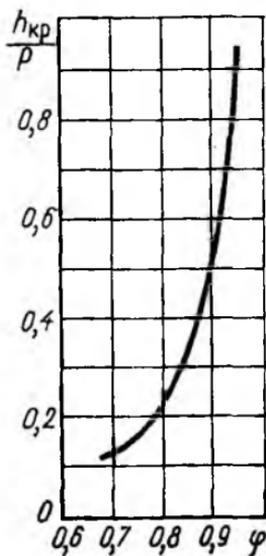
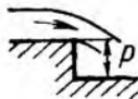


Рис. 26.4

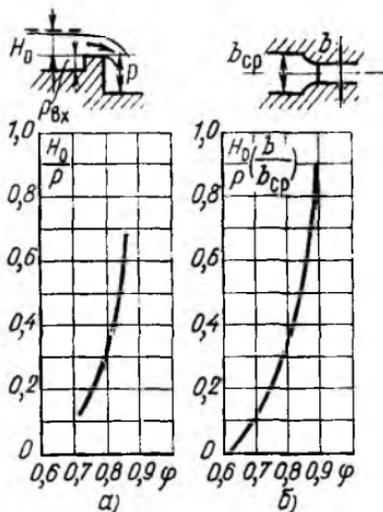


Рис. 26.5

Затем расчет ведем по формулам (26.7) — (26.10), подставляя вместо Q_1 $Q_{1ц}$ и вместо Q_2 $Q_{2ц}$.

В конце расчета целесообразно построить кривые $Q = f(h_0)$ для канала и $Q = f(H)$ для водослива, а затем проанализировать, какие условия работы подводящего канала получены.

В ы х о д н а я ч а с т ь. Для расчета ступени и сопряжения за одноступенчатым перепадом необходимо знать характерные глубины h_c , h'_c . При прямоугольном поперечном сечении эти глубины определяются с помощью функции $\Phi(\tau_c) = q/(\varphi E_0^{3/2})$, для чего вычисляется $E_0 = \rho + H_0$, где высота стенки падения ρ включает и высоту порога на входе $\rho_{вх}$, если он имеется.

По рекомендации Ю. С. Алексева для перепадов без входного порога и бокового сжатия коэффициент скорости φ может быть принят по графику на рис. 26.4 в зависимости от отношения $h_{кр}/\rho$, для перепадов с порогом на входе и боковом сжатии коэффициент скорости φ принимается по графикам на рис. 26.5, а, б.

При боковом сжатии коэффициент φ зависит от комплекса $H_0 b / \rho b_{ср}$ ($b_{ср}$ — средняя ширина подводящего русла).

Сопряжение с потоком в отводящем русле обычно проектируется в виде надвинутого гидравлического прыжка, если поток в нижнем бьефе находится в спокойном состоянии, а прыжок отогнан ($h'_c > h_0$).

Для создания надвинутого прыжка могут быть применены водобойный колодец, водобойная стенка или комбинированный водобойный колодец. Длина водобойного колодца или расстояние до водобойной стенки определяется по формулам (25.9), (25.9а). При этом обязательно следует учитывать, что высота падения p в этих формулах включает и высоту стенки падения, и высоту водосливного порога $p_{вх}$ (при $p_{вх} \neq 0$), а также глубину водобойного колодца (при его наличии).

При бурном состоянии потока в отводящем русле будет кривая подпора, если $h_c'' < h_6$, или кривая спада, если $h_c'' > h_6$.

Многоступенчатые перепады. Число ступеней многоступенчатого перепада N определяется на основе технико-экономических расчетов.

Входная часть многоступенчатых перепадов рассчитывается так же, как и входная часть одноступенчатых перепадов.

Ширина перепада обычно постоянная как на входе, так и на всех ступенях. Входная часть рассчитывается с учетом бокового сжатия (если оно имеется). Перепады могут иметь горизонтальные ступени, ступени с прямым ($i > 0$) или обратным ($i < 0$) уклоном.

Рассмотрим перепады с горизонтальными ступенями, в частности перепады без водобойных стенок, устраиваемых в концах ступеней (рис. 26.6).

При падении на ступени в сжатом сечении образуется глубина $h_c < h_{кр}$, при этом $\Pi_{к.с} > 1$. С увеличением глубин (кривая подпора c_0) удельная энергия сечения \mathcal{E} будет уменьшаться и даже может рассеяться до минимального значения при глубине в сечении $1-1$, равной $h_{кр}$. Такая схема может наблюдаться при определенной длине ступени (рис. 26.6, а), равной

$$l_{ст.кр} = l_{пад} + l_{2кр} + l_{1-1'}$$

где $l_{2кр}$ — длина кривой подпора типа c_0 от сечения с глубиной h_c до сечения $1-1$, где глубина равна $h_{кр}$; $l_{1-1'}$ — длина участка между сечениями $1-1$ и $1'-1'$, равная $(2 \div 2,5) h_{кр}$. Индекс «кр» означает наличие глубины $h_{кр}$, созданной в конце ступени без образования гидравлического прыжка.

При длине ступени $l_{ст} > l_{ст.кр}$ на расстоянии $l_{пад} + l_2$ образуется гидравлический прыжок с последующим уменьшением глубины от h'' до $h_{кр}$ в сечении $1-1$. В этом случае длина ступени (рис. 26.6, б)

$$l_{ст} = l_{пад} + l_2 + l_{пр} + l_3 + l_{1-1'}$$

где l_3 — длина кривой спада типа b_0 .

При длине ступени $l_{ст} < l_{ст.кр}$ на всей ступени поток будет находиться в бурном состоянии и в конце ступени глубина h_n будет меньше $h_{кр}$ (рис. 26.6, в). При этом может происходить нарастающая кинетической энергии вниз по течению при переходе со ступени на ступень. Движение принимает вид, показанный на рис. 26.7.

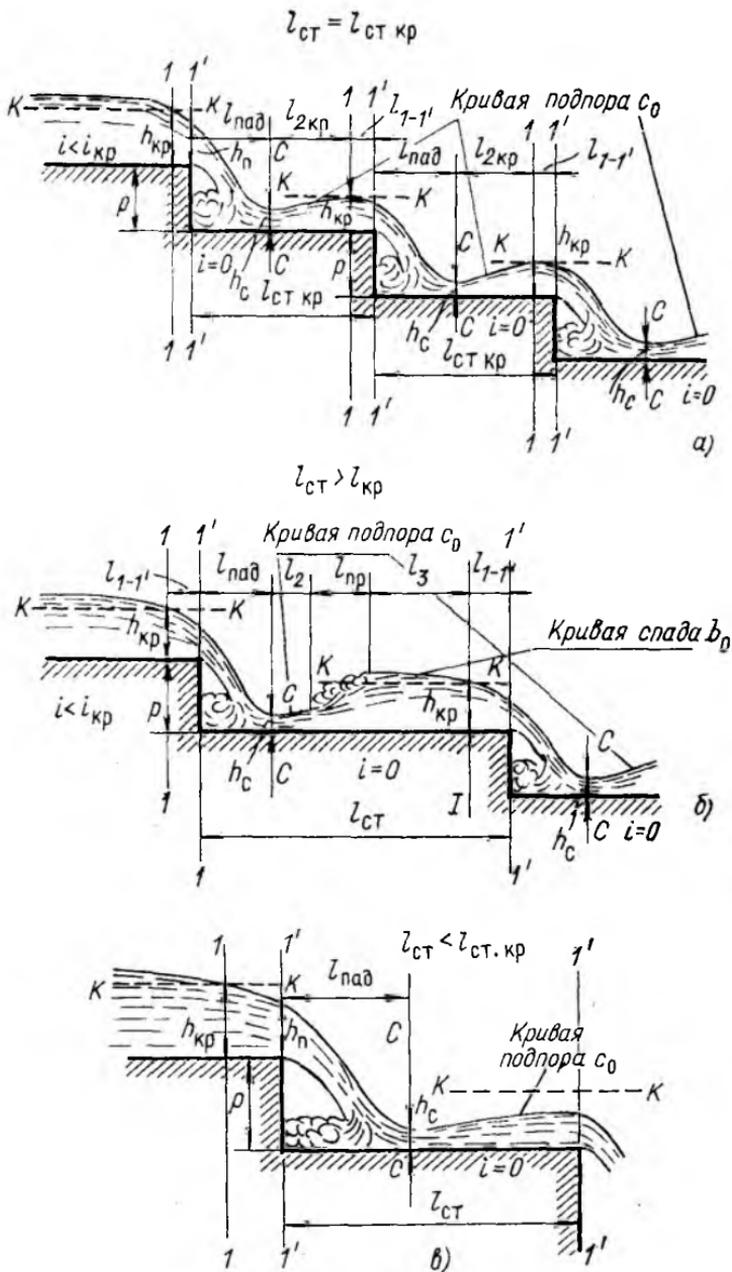


Рис. 26.6

Условия сопряжения с потоком в нижнем бьефе за таким перепадом, на ступенях которого не выполняются требования гашения кинетической энергии, будут тяжелыми.

Без водобойных стенок длина ступеней получается весьма значительной или необходимого гашения кинетической энергии не происходит. Придание ступеням обратного уклона позволяет сократить длину ступеней, кроме того, это достигается устройством водобойных стенок в конце ступеней. Такие перепады называются колдезными (рис. 26.8). В конце каждой ступени, кроме последней, устраиваются водобойные стенки, обеспечивающие создание на ступени глубины, равной $\eta_{зт} h_c''$ ($\eta_{зт}$ — степень затопления гидравлического прыжка на ступени).

На ступенях образуется подпертый гидравлический прыжок, длина которого принимается равной $3h_c''$. Расчеты сопряженных глубин, а также высоты водобойной стенки не отличаются от ранее приведенных, т. е.

$$p_{ст} = \eta_{зт} h_c'' - H_1,$$

где $\eta_{зт} = 1,05 \div 1,1$; H_1 — напор над гребнем водобойной стенки, работающей как водослив.

При расчете необходимо учесть подтопление водослива, если оно возможно.

Вертикальные размеры ступеней определяются на основе одного из двух условий:

1) равенства перепадов между отметками уровней воды на каждой ступени

$$z_i = z/N,$$

где z — разность отметок уровней воды в подводящем и отводящем руслах;

2) равенства разности отметок дна соседних ступеней

$$p_i = \Sigma p_i / N,$$

где Σp_i — разность отметок дна в верхнем и нижнем бьефах перепада.

Расчет выходной части сводится к расчету сопряжения с надвинутым прыжком, если в отводящем русле

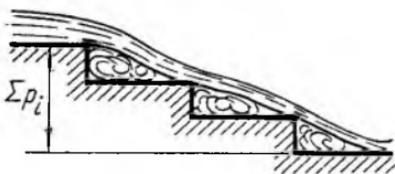


Рис. 26.7

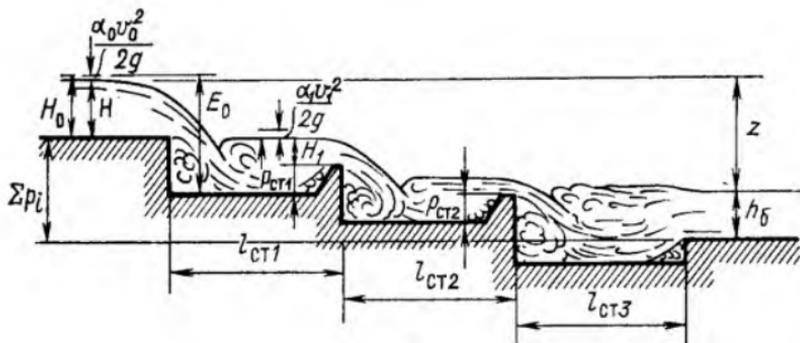


Рис. 26.8

поток находится в спокойном состоянии, или к расчету кривых подпора или спада, если поток в отводящем русле находится в бурном состоянии.

При проектировании водобойного колодца или водобойной стенки обычно ширина выходной части принимается равной ширине входной части и ступеней.

26.2. Гидравлический расчет быстротока

Быстроток представляет собой сооружение, основная (по длине) часть которого имеет уклон $i > i_{кр}$. Быстроток состоит из входной части, лотка быстротока или транзитной части (его называют также водоскатом) и выходной части (рис. 26.9).

Входная часть быстротока выполняется аналогично входной части перепадов: по типу водослива или по типу сооружения, работающего по схеме истечения из-под затвора (плоского или криволинейного, например сегментного). На входе может быть устроен и водослив без затворов или с затворами, регулирующими расход и соответственно глубину в подводящем канале (русле) (рис. 26.10).

Расчет входной части ведется по формуле расхода водослива или при истечении из-под затвора. При этом истечение через водослив и из-под затвора на входе в быстроток неподтопленное.

Водоскат быстротока. В зависимости от отношения начальной глубины, с которой начинается кривая свободной поверхности на транзитной части быстротока, и нормальной глубины на водоскате быстротока могут быть различные формы кривой свободной поверхности.

Уклон дна транзитной части быстротока больше критического уклона, нормальная глубина $h_0 < h_{кр}$. Глубина, с которой начинается кривая свободной поверхности на транзитной части, может быть и больше, и меньше h_0 . Соответственно образуются или кривые спада IIb , или кривые подпора $IIIc$. Эти кривые свободной поверхности в каждом случае асимптотически стремятся к линии нормальных глубин. Если длина лотка быстротока достаточна, начиная с некоторого створа (по длине) глубину можно считать близкой к h_0 , отличающейся от нее на 2—3 %.

При меньшей длине лотка быстротока глубина в конце наклонной части быстротока больше отличается от h_0 и должна определяться из расчета кривой свободной поверхности от начального створа до створа, где заканчивается транзитная часть быстротока.

Если начальная глубина равна h_0 , глубины на транзитной части быстротока не изменяются по длине.

Таким образом, расчет потока на водоскате сводится к определению $h_{кр}$, h_0 , анализу кривой свободной поверхности, определению типа этой кривой и ее расчету, т. е. отысканию глубин в различных сечениях по длине вплоть до конца транзитной части.

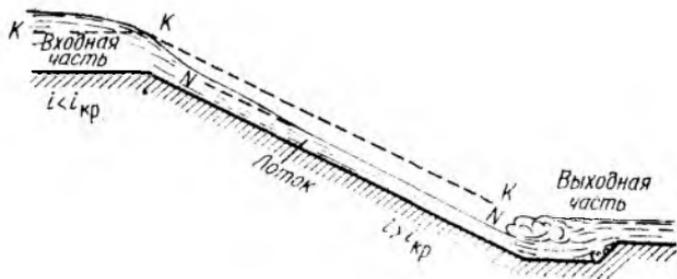


Рис. 26.9

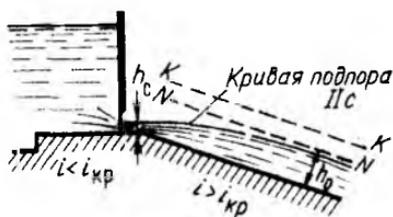


Рис. 26.10

Расчет кривой свободной поверхности на водоскате производится по любому из способов расчета при $i > i_{кр}$.

При известном коэффициенте φ глубина потока в любом сечении на расстоянии l от начала быстротока (рис. 26.11, а)

$$h = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(z + H_0)}}$$

Для быстротоков с естественной шероховатостью (бетон) для определения φ может быть использован график (рис. 26.11, б, в) или формула

$$\varphi = 1,02 - (0,038 - 0,05i) \frac{z}{h_{кр}}$$

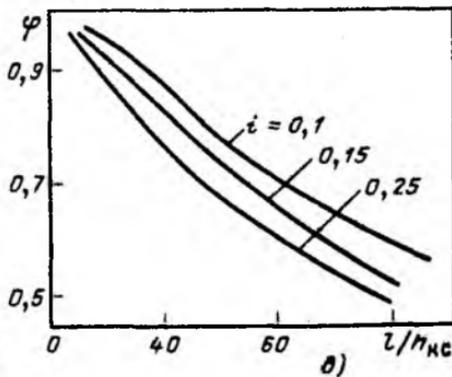
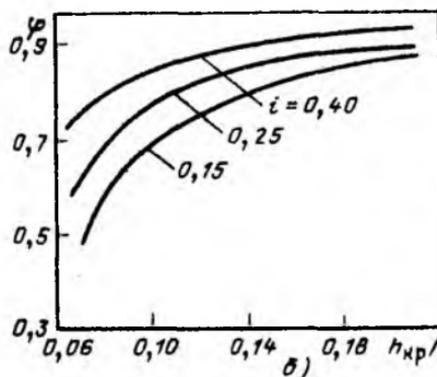
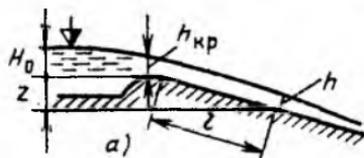


Рис. 26.11

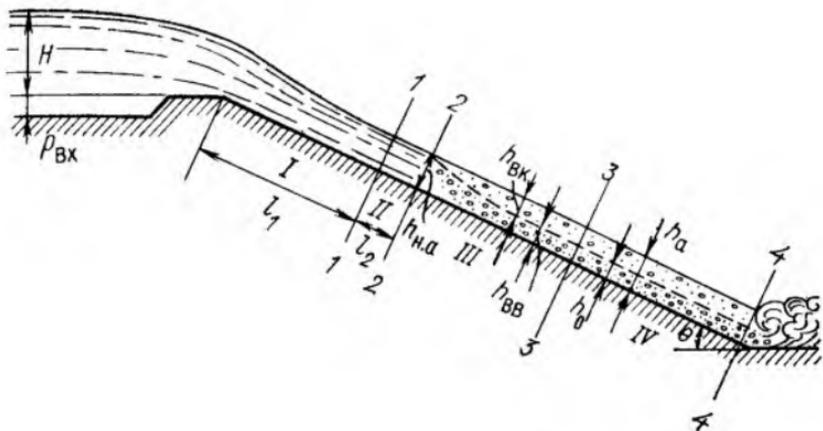


Рис. 26.12

где z — разность между отметками дна на гребне водослива и в рассматриваемом сечении.

Если транзитная часть быстротока состоит из двух или более частей с разными уклонами ($i_1 > i_{кр}$; $i_2 > i_{кр}$ и т. д.), ниже места изменения уклона образуются различные кривые свободной поверхности в зависимости от соотношения i_1 и i_2 : при $i_1 > i_2$ обычно наблюдается кривая подпора *IIIc*, а при $i_1 < i_2$ — кривая спада *IIb*.

Строго говоря, глубины должны назначаться по нормали к дну (живое сечение нормально к линиям тока), но очень часто под глубиной понимают расстояние от дна до свободной поверхности по вертикали.

Аэрация потока на быстротоках (рис. 26.12). При входе потока на начальный участок *I* длиной l_1 происходит нарастание турбулентного пограничного слоя вплоть до его выхода на поверхность. Свободная поверхность на этом участке остается ненарушенной какими-либо возмущениями, отсутствует рябь на свободной поверхности. В пределах начального участка существует ядро постоянных скоростей.

Условно можно считать, что на участке *II* длиной l_2 происходит зарождение волн, которые затем обрушиваются. В створе 2—2 происходит начало аэрации, ниже этого створа — участок неравномерного движения аэрированной жидкости *III*, а за ним, если достаточна длина водоската, — участок равномерного движения (*IV*).

В настоящее время предложены две гипотезы возникновения аэрации. Согласно первой аэрация на водосбросах происходит при разрушении волн, образующихся на свободной поверхности; по второй под воздействием поперечной (нормальной к направлению движения) пульсационной составляющей скорости через свободную поверхность в воздушную среду выбрасываются капли воды, а в образовавшихся на поверхности воды полостях (кавернах) защемляется воздух.

В явлении аэрации существенную роль играет поверхностное натяжение, способствующее неизменности свободной поверхности.

Рассмотрим первую гипотезу возникновения аэрации, данную Т. Г. Войнич-Сяноженцем.

Критерий начала аэрации получен на основе следующих теоретических соображений. Поток в начале быстротока характеризуется тем, что силы инерции значительно (в 10 раз и более) превышают силы сопротивления, поэтому на этом участке движение поверхностных слоев можно считать потенциальным. На поверхности раздела вода — воздух может возникнуть волновое движение в результате турбулентных возмущений, порождаемых вблизи дна и стенок и проникающих вплоть до свободной поверхности.

При определенной длине волн, равной κR [R — гидравлический радиус, κ — коэффициент в (8.23)], происходит обрушение волн и воздух захватывается потоком. Наступает аэрация потока. Распределение скоростей по вертикали принято логарифмическим.

Число Фруда, при превышении которого начинается аэрация, определяется как

$$Fr_{н. а} = \frac{\rho \kappa}{2\pi \rho_{\text{возд}}} \frac{1 + \frac{4\pi^2 \sigma}{\rho g \cos \theta \kappa^2 R^2}}{\left(1 + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C}\right)^2} \cos \theta. \quad (26.12)$$

При $\rho \approx 770 \rho_{\text{возд}}$, $\kappa = 0,36$ и поверхностном натяжении $\sigma = 36 \cdot 10^{-3} \text{ Н/м}^3$ (с учетом наличия органических примесей на поверхности воды) было получено выражение для средней скорости, при превышении которой начинается аэрация,

$$v_{н. а} = 6,63 \sqrt{gR \cos \theta \left(1 + \frac{0,0011}{R^2}\right) \left(1 + \frac{8,7}{C}\right)^{-1}}, \quad (26.13)$$

где C — коэффициент Шези, определяемый по обычным формулам; θ — угол наклона водоската быстротока.

Число Фруда, соответствующее началу аэрации, может быть представлено в виде

$$Fr_{н. а} = \frac{44 \cos \theta}{\left(1 + \frac{8,7}{C}\right)^2 - \frac{13\,300}{We}}, \quad (26.14)$$

где число Вебера

$$We = \rho R v / \sigma.$$

Если $Fr \leq 10$, при любых значениях числа We аэрация не возникает. Если $Fr > 10$, но $We < 3000$, аэрация также не возникает.

Поток аэрируется при одновременном соблюдении условий $Fr > 10$ и $We > 3000$.

На основании анализа данных натуральных и лабораторных иссле-

дований Н. Б. Исаченко также предложен критерий для начала аэрации

$$Fr_{н.а} = 45(1 - \Delta/R)^{14}, \quad (26.15)$$

откуда

$$v_{н.а} = 6,7 \sqrt{gR} (1 - \Delta/R)^7, \quad (26.16)$$

где R — гидравлический радиус неаэрированного потока; Δ — высота выступа шероховатости; Δ/R — относительная шероховатость (в использованных опытных данных $\Delta/R < 0,1$).

Для бетонной поверхности хорошего качества $\Delta/R = 0,02 \div 0,04$; при повышенной шероховатости $\Delta/R = 0,05 \div 0,1$.

Аэрация начинается в том створе по длине сооружения, в котором средняя скорость достигнет $v_{н.а}$ или превзойдет ее. Тогда ниже этого створа расчет следует вести с учетом аэрации.

Содержание воздуха и воды в аэрированном потоке оценивается коэффициентами воздухосодержания, водосодержания и аэрации.

Коэффициент воздухосодержания (концентрация воздуха) — отношение объема воздуха $W_{\text{возд}}$ ко всему объему водовоздушной смеси $W_{\text{возд}} + W_{\text{в}} = W_{\text{см}}$:

$$S_{\text{возд}} = \frac{W_{\text{возд}}}{W_{\text{возд}} + W_{\text{в}}}. \quad (26.17)$$

Коэффициент водосодержания (концентрация воды) — отношение объема воды $W_{\text{в}}$ ко всему объему водовоздушной смеси:

$$S_{\text{в}} = \frac{W_{\text{в}}}{W_{\text{возд}} + W_{\text{в}}}. \quad (26.18)$$

Коэффициент аэрации — отношение объема воздуха к объему воды $W_{\text{в}}$ в данном объеме смеси:

$$\beta_a = \frac{W_{\text{возд}}}{W_{\text{в}}} = \frac{W_{\text{возд}}}{W_{\text{см}} - W_{\text{возд}}} = \frac{S_{\text{возд}}}{1 - S_{\text{возд}}}. \quad (26.19)$$

В дальнейшем нас интересуют в основном коэффициенты воздухосодержания и аэрации, обозначим их (без индекса) S и β .

Средняя концентрация воздуха в водовоздушном слое равномерного потока S_0 зависит от параметра k , равного

$$k = \frac{2,23\omega \cos \theta}{\sqrt{gR_{\text{вв}}i}} = \frac{0,53 \cos \theta}{\sqrt{gR_{\text{вв}}i}}, \quad (26.20)$$

где $\omega = 0,24$ м/с — гидравлическая крупность пузырьков воздуха диаметром 1,5—8 мм; $R_{\text{вв}}$ — гидравлический радиус водовоздушного слоя.

График зависимости S_0 от k приведен на рис. 26.13.

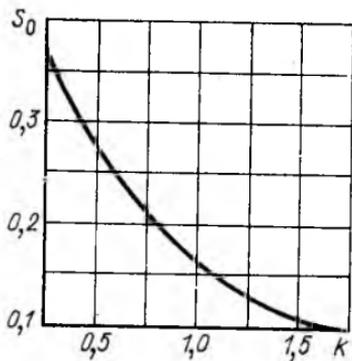


Рис. 26.13

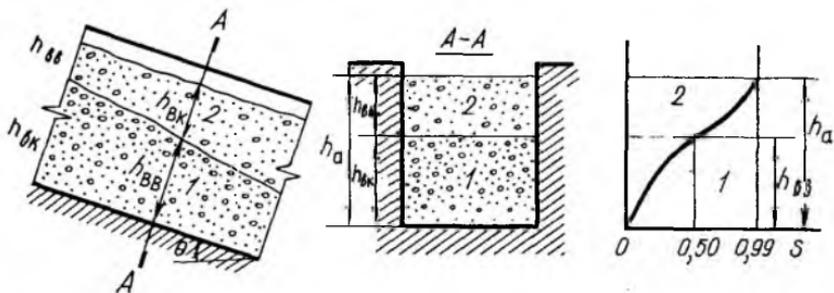


Рис. 26.14

Выражение для средней концентрации воздуха S в водовоздушном слое аэрированной жидкости при неравномерном движении имеет вид

$$S = S_0 \frac{h_{н. а} - h_{ВВ}}{h_{н. а} - h_{ВВ0}}, \quad (26.21)$$

где $h_{н. а}$ — глубина воды в створе, где возникает аэрация; $h_{ВВ0}$ — глубина водовоздушного слоя аэрированного потока при равномерном движении; $h_{ВВ}$ — глубина водовоздушного слоя аэрированного потока при расходе смеси вода—воздух $Q_{ВВ}$.

При расчетах часто применяется двухслойная модель аэрированного потока: нижний слой 1 — водовоздушный, где объем воды превышает объем воздуха в смеси, верхняя граница нижнего слоя определяется значениями $S = 0,5$ и находится от дна по нормали к нему на расстоянии $h_{ВВ}$ (рис. 26.14). Верхний слой 2 — воздушно-капельный толщиной $h_{ВК}$, где гораздо больший объем занимает воздух.

Под глубиной аэрированного потока h_a понимают расстояние от дна до границы раздела воздушно-капельной области потока и воздушной среды (воздушного потока). При этом сама граница определяется условно: принимают, что она характеризуется некоторой концентрацией S , например от 0,9 до 0,99.

Если учесть, что

$$\frac{W_B}{W_{\text{возд}} + W_B} = \frac{h}{h_a}, \quad (26.22)$$

глубина в аэрированном потоке составит

$$h_a = h(1 + \beta), \quad (26.23)$$

где h — глубина до аэрации.

Для каналов с хорошим качеством бетонирования по экспериментальным данным С. М. Слиским рекомендуется принимать

$$\beta = \frac{S}{1 - S} = 0,12 \sqrt{\text{Fr} - 25}, \quad (26.24)$$

где $\text{Fr} = v^2/gh$.

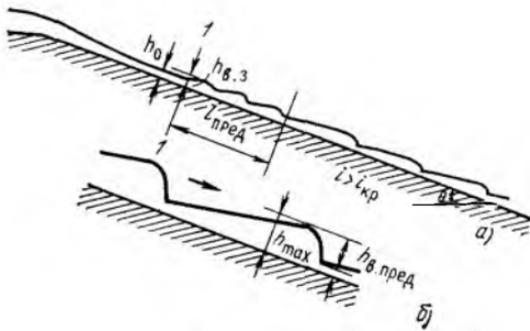
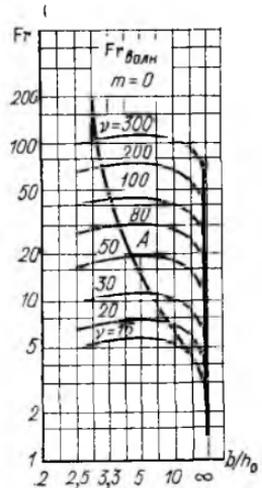


Рис. 26.15



Расчеты возникновения аэрации бурных потоков должны выполняться как для максимального расхода Q_{max} , так и для расходов 0,2; 0,4; 0,6; 0,8.

Волнообразование на быстротоках. При определенных условиях, как будет показано ниже, может произойти потеря устойчивости потока на быстротоке, которая выражается образованием на транзитной части катящихся волн (рис. 26.15). Они образуются в некотором сечении $1-1$, затем высота и длина волн увеличиваются. Наконец, в сечении, находящемся на расстоянии $l_{пред}$ от сечения $1-1$, где начинается волнообразование, волны могут достичь предельного развития, а далее происходит движение волн с неизменным профилем. При этом максимальная глубина воды в сечении с вершинами волн превышает расчетную нормальную глубину h_0 на водоскате при одном и том же расходе.

Если длина водоската ниже сечения, где начинается волнообразование, меньше, чем $l_{пред}$, высота катящихся волн не достигает максимального значения.

На участке кривой подпора возникшее выше по течению волнообразное движение усиливается, на участке кривой спада, наоборот, затухает.

Волны могут вызывать значительные всплески в зоне сопряжения в выходной части быстротока и неустановившееся движение в отводящем канале, что крайне нежелательно.

Источником волнообразования являются турбулентные возмущения. Если они достигают свободной поверхности сразу по всей ширине потока, это может привести к образованию катящихся волн.

По Т. Г. Войнич-Сяноженцкому неаэрированный равномерный поток, находящийся в бурном состоянии, будет асимптотически

устойчив и волнообразование не состоится, если выполняется следующее неравенство:

$$\frac{1}{P_k} - \frac{g\omega}{v^2 B} \geq \alpha' P^2 - \left(6,5\alpha' - 4,5 + \frac{3,2g \cos \theta}{C^2}\right) P + 4\alpha' + \frac{2,5g \cos \theta}{C^2}. \quad (26.25)$$

Здесь и далее в этом параграфе $P = \frac{x\omega}{2Bh}$; α' — коэффициент количества движения, определяемый по А. С. Образовскому:

$$\alpha' = \frac{(1 + k_1)^2 (1 + k_2)^2}{(1 + 2k_1)(1 + 2k_2)};$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} = \frac{2,8 \sqrt{g}}{C};$$

$$k_2 = 2k_1 \left(1 - \frac{b}{\chi}\right);$$

$\kappa = 0,36$; C — коэффициент Шези; b — ширина по дну; χ — смоченный периметр; x — гидравлический показатель русла:

$$x = 3,4 \left(1 + \frac{m}{b/h_0 + m}\right) - 2,8 \frac{1 + m^2}{b/h_0 + 2\sqrt{1 + m^2}}. \quad (26.26)$$

Для прямоугольного поперечного сечения $m = 0$, для треугольного $b = 0$. Для быстротоков, на которых возникают катящиеся волны, $\alpha' = 1,01 \div 1,039$, при отсутствии катящихся волн $\alpha' \approx 1,038 \div 1,15$.

Для равномерного движения в условиях аэрации критерий волнообразования имеет вид, аналогичный (26.25), но параметры P_k , α' , P , C вычисляются для водовоздушного слоя, а в левой части вместо $1/P_k$ подставляем $\frac{1 - 1,5S}{(1 - S)^2 P_k}$. При этом с учетом концентрации воздуха $\kappa = 0,36(1 - S)$.

Для предварительных расчетов волнообразования в быстротоках с прямоугольным поперечным сечением ($P_k = F\Gamma$) можно использовать график на рис. 26.16, на котором в качестве параметра введено $v = ib^{1,3}(gn^2)$. Область, расположенная ниже проведенной на графике кривой $F\Gamma_{\text{волн}}$, соответствует отсутствию катящихся волн.

Найдя по известным b , h_0 , i , g , n значения b/h_0 и v , можно определить, будут ли образовываться катящиеся волны на быстротоке. Очевидно, что относительная ширина b/h_0 существенно влияет на волнообразование.

Высота волны в сечении, где зарождаются катящиеся волны,

$$h_{в.з} = 0,88 \frac{\rho_{\text{возд}}}{\rho} \frac{v_0^2}{2g},$$



Рис. 26.17

где $\rho_{\text{возд}}/\rho = 0,00128$ для неаэрированных потоков; $\rho_a/\rho = 0,00128/(1-S)$ для аэрированных потоков (S — средняя концентрация воздуха).

Для полностью развитых волн максимальная глубина потока (см. рис. 26.15, б) в быстротоках с прямоугольным поперечным сечением (т. е. при $\Pi_{\kappa 0} = Fr_0$)

$$h_{\max} = (0,25 \sqrt{Fr_0} + 1) \frac{\Pi^2 v_0^2}{g (\sqrt{Fr_0} + 1)^2}, \quad (26.27)$$

а минимальная глубина потока

$$h_{\min} = 0,5 (0,25 \sqrt{Fr_0} + 1) \left[\sqrt{1 + \frac{8}{(0,25 \sqrt{Fr_0} + 1)^3}} - 1 \right] \times \\ \times \frac{\Pi^2 v_0^2}{g (\sqrt{Fr_0} + 1)^2}. \quad (26.28)$$

Высота предельной волны

$$h_{\text{в. пред}} = h_{\max} - h_{\min}.$$

Понятно, что высота боковых стенок транзитной части быстротока должна определяться с учетом h_{\max} , если допускается наличие катящихся волн. Скорость распространения катящихся волн, достигших предельного развития,

$$c_{\text{пред}} = \Pi v_0 = \frac{x \omega_0}{2B_0 h_0} v_0. \quad (26.29)$$

Длина участка достижения волнами предельного развития

$$l_{\text{пред}} = 2,3 \frac{h_c \Pi^2 Fr_0}{xi} \lg \frac{h_{\text{в. пр}}}{h_{\text{в. з}}}. \quad (26.30)$$

Изложенные выше рекомендации относятся к равномерному движению, равно как и входящие в формулы параметры с индексом нуль. Если анализируются возможность появления катящихся волн и их движение для неравномерного движения, соответствующие параметры относятся к началу волнообразования.

Детальные расчеты движения катящихся волн, а также анализ условий, в которых без опасности для сооружения может быть допущено волновое движение описанного вида на быстротоках, необходимо выполнять в соответствии с нормативами¹.

¹ Рекомендации по гидравлическому расчету водопропускных трактов безнапорных водосбросов на аэрацию и волнообразование. П 66—77/ВНИИГ. Л., 1978. 52 с.

Для увеличения устойчивости бурного потока в ряде случаев применяются различные конструктивные меры: «безволновые» формы поперечного сечения быстротока (параболическая, треугольная, эллиптическая, гиперболическая и с продольными треугольными углублениями в дне) (рис. 26.17) или устраиваются продольные стенки.

Расчет выходной части. Выходная часть обычно имеет уклон дна $i < i_{кр}$ и, следовательно, поток в бытовых условиях находится в спокойном состоянии.

Образующийся гидравлический прыжок может быть надвинутым, отогнанным или начинаться непосредственно у конечного сечения водоската. Поскольку ширина отводящего канала (русла) обычно больше, чем ширина быстротока в конце его транзитной части, устраивают расширяющийся переходный участок. При надвинутом на водоскат гидравлическом прыжке, полностью размещенном на транзитной части, на переходном участке будет происходить неравномерное движение в непрямоугольном ($db/dl > 0$) русле, причем растекающийся поток — в спокойном состоянии.

При устройстве, например, водобойного колодца его ширину часто назначают равной ширине водоската, и тогда на переходном участке расширяется поток, находящийся в спокойном состоянии.

Гидравлический прыжок также может быть размещен в расширяющемся (в плане) водобойном колодце. Расчет при этом ведется на основе уравнения гидравлического прыжка в русле переменного сечения.

Определив из уравнения (21.36) вторую сопряженную глубину, найдем длину водобойного колодца. При центральном угле расширения $2\theta \leq 14^\circ$ (т. е. $\theta \leq 7^\circ$) глубины в каждом сечении растекающегося бурного потока приблизительно постоянны и гидравлический прыжок в плане нормален к оси потока. При больших θ гидравлический прыжок в плане имеет криволинейную форму.

Если переходный участок, в котором происходит растекание, запроектировать расширяющимся, можно будет изменять удельный расход в сечении, где начинается гидравлический прыжок. В связи с этим изменяется значение второй сопряженной глубины.

Часто применяется схема, когда поток, находящийся в бурном состоянии, растекается в расширяющемся переходном участке (обычно $i = 0$), а в конце этого участка начинается водобойный колодец той же ширины, что и дно отводящего канала. Размещение колодца именно в конце расширяющегося участка, где стенки сопрягаются со стенками на выходе из расширения, способствует гашению волн возмущения, которые могут возникнуть в этом месте. Очертание боковых стенок, обеспечивающее достаточно удовлетворительные условия расширения, соответствует эмпирической формуле

$$y/b = 0,125 (x/b \sqrt{\overline{P_{к1}}})^{3/2} + 0,5. \quad (26.31)$$

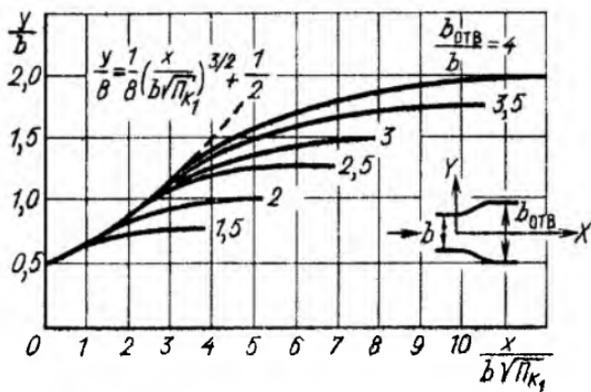


Рис. 26.18

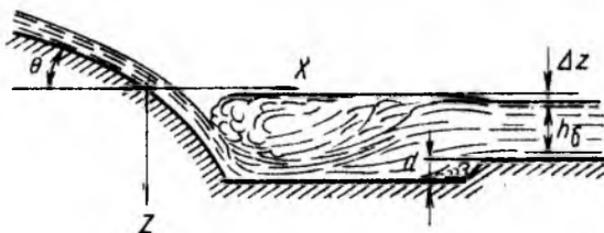


Рис. 26.19

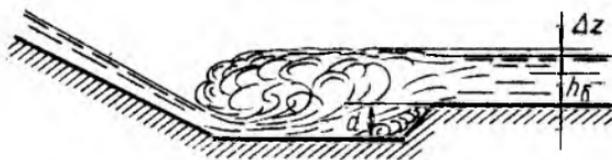


Рис. 26.20

Для различных отношений $b_{отв}/b$ в прямоугольном канале (b — ширина в начале расширения, $b_{отв}$ — ширина отводящего канала) построен график (рис. 26.18).

Выход также может быть выполнен в виде трамплина, в том числе и рассеивающего.

Водобойный колодец проектируется лишь в случае отогнанного гидравлического прыжка. Рассмотрим водобойный колодец, прилегающий к концу водоската. Для создания устойчивого донного режима сопряжения необходимо обеспечить удовлетворяющий этому условию ввод потока в водобойный колодец. В связи с этим вход в колодец проектируют в виде наклонной или, что предпочтительнее с гидравлической точки зрения, криволинейной поверх-

ности (рис. 26.19). Очертание криволинейной стенки определяется из уравнения свободного падения

$$x = v_1 \cos \theta \sqrt{2z/g} = 0,45v_1 \cos \theta \sqrt{z}, \quad (26.32)$$

где v_1 — средняя скорость в конце водоската.

При $\sin \theta \leq 0,1$ $x = 0,45 v_1 \sqrt{z}$.

Водобойный колодец рассчитывается по ранее изложенной методике. Если колодец устраивается без стенки падения (рис. 26.20), глубина в конце водоската h_1 будет первой сопряженной глубиной, а вторая сопряженная глубина h'' определится с помощью функции $\Phi(\tau_c) = q/(\varphi E_0^{3/2})$. В этом случае $E_0 = h_1 + \alpha v_1^2/2g$.

Если водобойный колодец имеет стенку падения, то находится сжатая глубина h_c с учетом того, что удельная энергия потока E_0 включает в этом случае и глубину водобойного колодца d , т. е.

$$E_0 = h_1 + \alpha v_1^2/(2g) + d.$$

Иногда h_c приближенно принимают равной глубине в конце водоската.

Длину водобойного колодца определяют по известным формулам, включая в $l_{\text{кол}}$ в случае необходимости и $l_{\text{пад}}$.

Если в нижнем бьефе быстротока проектируется водобойная стенка, ее расчет проводится по ранее изложенной методике.

Отметим, что при установке гасителей на участке сопряжения за быстротоком, как и при других аналогичных условиях сопряжения, существенно уменьшается глубина, при которой происходит сопряжение с надвинутым прыжком на 25—30 % (по сравнению со схемой без гасителей).

Если в нижний бьеф быстротока поступает аэрированный поток или поток с катящимися волнами, это должно быть учтено в расчете выходной части ¹.

26.3. Гидравлический расчет консольного перепада (сброса)

Консольный перепад состоит из входной части, быстротока и плоского носка (трамплина), за которым происходит свободное падение струи (рис. 26.21). Обычно устраивают горизонтальный носок или придают ему обратный уклон, но не более $i_n \approx 0,26$, т. е. $\theta_n \leq 15^\circ$.

Данные о глубине и скорости в конце быстротока являются исходными для расчета отброса струи, который ведется по зависимостям, найденным при рассмотрении свободного падения струйки, проходящей через центр выходного сечения потока на консоли (см. гл. 25).

¹ См. сноску на с. 251.

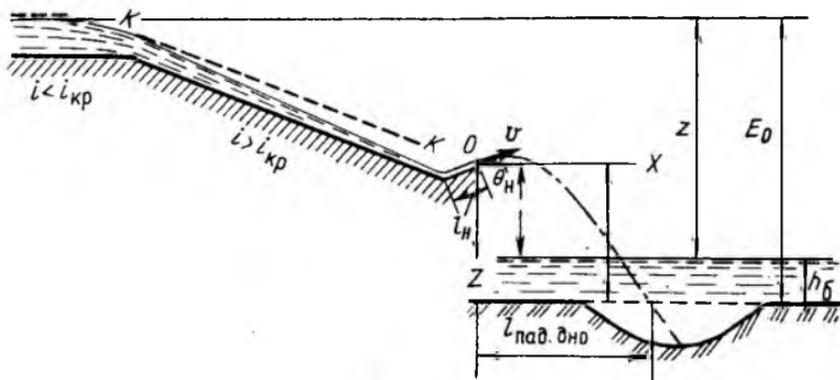


Рис. 26.21

Укажем, что при горизонтальном носке ($\theta_n = 0^\circ$) наибольшая дальность отлета струи получится при расстоянии от носка до дна в нижнем бьефе $p = 0,5 E_0$.

Максимальная длина падения струи на дно русла (до размыва) при $\varphi = 1$ и $\theta_n = \theta$

$$l_{\text{пад. дно}} = \sqrt{\frac{1 + \sin \theta_n}{1 - \sin \theta_n}} E_0,$$

где θ_n — угол наклона струи в выходном сечении носка.

При $\sin \theta_n = 0$ и $p = 0,5 E_0$

$$l_{\text{пад. дно}} = E_0.$$

Расчеты входа струи под уровень нижнего бьефа и местные размывы были рассмотрены в гл. 24.

26.4. Контрольные вопросы

1. Какие виды сопрягающих сооружений вы знаете? Как выбирается конкретный вид сопрягающего сооружения применительно к реальным условиям проектирования сооружения?

2. Какие характерные конструктивные элементы можно выделить в одноступенчатом и многоступенчатом перепадах? Как ведется расчет входной части перепада? Какие гидравлические явления происходят во входной части перепада? Какие именно гидравлические расчеты выполняются для определения ширины входной части перепада?

3. Рассмотрите расчет шелевых водосливов на входе в перепад. Как распределяются необходимые расчетные коэффициенты? В чем заключается расчет ступеней так называемого колодезного перепада? Какие параметры потока при этом расчете определяются?

4. Что может происходить на ступенях перепада, если не устраивать водобойных стенок в конце ступеней?

5. Как определяются вертикальные размеры ступеней многоступенчатых перепадов?

6. В чем заключается расчет выходной части перепада?

7. Есть ли какие-либо различия расчета входной части быстротока по сравнению с входной частью перепада? Как проводится расчет входной части?

8. Каковы характерные особенности кривой свободной поверхности на водоскате быстротока? От каких значений глубины начинаются кривые? Какими глубинами заканчиваются?

9. Кратко опишите явление аэрации потока на быстротоках. Укажите условия, при которых это явление возникает, начинается. Какие характерные коэффициенты применяются при описании явления аэрации? Что можно указать относительно содержания воздуха в аэрированном потоке?

10. Всегда ли оно возникает? Каковы соотношения, показывающие возможность возникновения волнообразования? Укажите формулы для определения гидравлических параметров для полностью развитых волн на водоскате.

11. Как рассчитывается свободная поверхность (кривая) на водоскате быстротока? Укажите формулы и особенности расчета.

12. В чем заключается расчет выходной части быстротока? Какие имеются особенности? Всегда ли проектируется водобойный колодец или водобойная стенка в выходной части быстротока?

13. Укажите условия и расчетные зависимости, позволяющие запроектировать расширение бурного потока в нижнем бьефе быстротока с удовлетворительными условиями работы.

14. В чем основные особенности гидравлических расчетов консольного перепада (сброса)? Как определяется длина падения (отлета струи) на дно русла? Назовите и другие гидравлические параметры.

Глава 27

ОСНОВЫ ДВИЖЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ВОД

27.1. Виды движения грунтовых вод

Как известно, вода в грунтах может быть в виде пара, капиллярной, а также гравитационной воды.

Межмолекулярные и другие связи для парообразной и капиллярной воды препятствуют их движению под действием силы тяжести. Только гравитационные воды, называемые грунтовыми, перемещаются под действием силы тяжести. Движение грунтовых вод называется *фильтрацией*. Движение грунтовых вод, так же как в потоках открытых и напорных, может быть установившимся и неустановившимся, равномерным и неравномерным, плавно изменяющимся и резко изменяющимся, напорным и безнапорным, двухмерным (плоским) и трехмерным (пространственным).

Режим движения грунтовых вод может быть ламинарным и турбулентным.

Если кинематические характеристики движения в каждой точке грунтового потока с течением времени не изменяются, такое движение грунтовых вод — установившееся.

Плавно изменяющееся движение грунтовых вод характеризуется малой кривизной линий тока (их можно считать примерно параллельными), а живые сечения, которые нормальны к линиям тока, можно считать плоскими, давление распределяется в живых сечениях по гидростатическому закону.