

А. А. УГИНЧУС

ГИДРАВЛИКА
НИЖНЕГО БЪЕФА
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

ГОНТИ • НКТП • СССР • 1938

Пролетарии всех стран, соединяйтесь!

А. А. У Г И Н Ч У С

ГИДРАВЛИКА
НИЖНЕГО БЪЕФА
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Ц е н а 3 р у б . 1 5 к о п .

ГОСУДАРСТВЕННОЕ
ОБЪЕДИНЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
РЕДАКЦИЯ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЙ ЛИТЕРАТУРЫ
МОСКВА 1938 ЛЕНИНГРАД

Пр. ТКК № 6 от 11/II 1938 г.

Редактор инж. ***В. К. Рерих***

Техредактор ***К. М. Шевелев***

Корректор ***А. С. Бакулова***

Сдано в производство 26/XI 1937 г.
Подписано к печати 19/V 1938 г.
Формат бум. 62×94 $\frac{1}{16}$
Колич. печ. листов 8+4 вкл.
Колич. бум. лист. 4
Учетно-авторских лист. 12,65

Кол. печ. знаков в 1 бум. листе 120768
Авторских лист. 11,25
Энергоредакция № 91
Заказ № 881
Тираж 3 000. Учетн. № 7529
Уполн. Главлита № Б-42556 (2488).

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Введение	5
<i>Глава I</i>	
Теория сопряжения бьефов	
§ 1. Существующие методы определения условий сопряжения бьефов	ю
§ 2. Предлагаемый новый метод и новый общий критерий для определения условий сопряжения уровней бьефов	15
§ 3. Примеры по определению условий сопряжения уровней бьефов	18
§ 4. Примеры пользования графиками и таблицами, служащими для определения прыжковых глубин в нижнем бьефе	20
§ 5. Способы определения критических глубин для различных условий работы сооружений	21
а) случай истечения воды через водосливы	25
б) случай истечения воды из-под щита	—
§ 6. Примеры по определению различных гидравлических элементов при истечении воды из-под щита	27
<i>Глава II</i>	
Определение глубины водобойного колодца	
§ 1. Общие сведения о назначении водобойных колодцев	28
§ 2. Расчет глубины водобойного колодца	29
§ 3. Расчет глубины водобойного колодца с учетом перепада	35
§ 4. Результаты гидравлических исследований водобойного колодца головного сооружения водосброса одного из водохранилищ	40
§ 5. Соображения о назначении запаса в глубине водобойного колодца	44
<i>Глава III</i>	
Определение высоты водобойной стенки	
§ 1. Вывод формулы для определения высоты водобойной стенки, работающей как незатопленный водослив	48
§ 2. Определение высоты водобойной стенки, работающей как затопленный водослив	54
§ 3. Определение предельной высоты водобойной стенки	67
§ 4. Соображения о назначении запаса в высоте водобойной стенки	71
§ 5. Определение высотных размеров комбинированных гасителей энергии (комбинация водобойного колодца и водобойной стенки)	74
<i>Глава IV</i>	
Выбор расчетного расхода для проектирования гасителей энергии	78
<i>Глава V</i>	
Составление схемы маневрирования затворами гидротехнических сооружений	
§ 1. Табличный метод расчета схемы маневрирования затворами (инж. А. А. Угинчус, 1Р27 г.)	88
§ 2. Метод расчета схемы маневрирования затворами акад. Н. Н. Павловского (1935 г.)	94

§ 3. Метод расчета схемы маневрирования затворами, предложенный автором (1936 г.).....	96
а) Определение предельно допустимого единичного расхода (сбросного модуля).....	—
б) Определение предельно допустимого открытия затвора .	—
в) Построение кривой предельно допустимых открытий затворов	97
г) Кривая критического числа одновременно работающих отверстий.....	99
д) Внесение корректив в критические кривые в случае подтопления отверстий со стороны нижнего бьефа	101
е) Определение размеров "ступеней" подъема з а т в о р о в	107
§ 4. Экспериментальное исследование вопроса о быстроте и характере заполнения нижнего бьефа при пропуске сбросных расходов .	110
§ 5. О взаимной связи между проектной схемой эксплуатации сооружения и расчетной глубиной водобойного колодца.....	119

ПРИЛОЖЕНИЯ

Т а б л и ц а А

Значения главнейших зависимостей, применяющиеся при гидравлическом расчете нижнего бьефа для $\varphi = 1,00$ и $\varphi = 0,95$	122
--	-----

Т а б л и ц а Б

То же для $\varphi = 0,92$ и $\varphi = 0,90$	124
---	-----

Т а б л и ц а В

То же для $\varphi = 0,85$ и $\varphi = 0,80$	126
---	-----

Т а б л и ц а Г

Значения величины $k = \sqrt[3]{2m^2}$, служащей для определения критических глубин в зависимости от высоты напора на водосливе и величины коэффициента расхода по формуле $h_k = \kappa H_0$	128
--	-----

Т а б л и ц а Д

Данные для определения критических глубин при различных отношениях напора к величине открытия отверстия, для случая истечения воды из-под шита, по зависимости $\frac{H_{ш}}{h_k} \beta = f\left(\frac{h}{H}\right)$	—
--	---

Т а б л и ц а Е

Значения величины $\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$, служащей для определения критических глубин при истечении воды из-под шита по зависимости $\frac{H_{ш}}{h_k} \beta = f\left(\frac{h}{H_{ш}}\right)$	—
---	---

Графики различных функций

ВВЕДЕНИЕ

Гидротехнические сооружения, возводимые на естественных или искусственных водотоках, обычно служат для разрешения следующих основных задач:

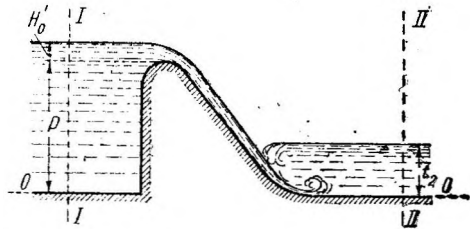
а) создание разностей горизонтов воды для целей использования гидравлической энергии, создание подпора с целью увеличения глубин для нужд судоходства, а также для обеспечения возможности вывода воды для орошения (водоподъемные плотины);

б) образование водохранилищ для регулирования стока с целью использования его для нужд орошения, водоснабжения и гидроэнергетики с одновременным созданием значительных разностей горизонтов воды (водохранилищные плотины);

в) преодоление на коротком протяжении существующей разности уровней бьефов (судоходные шлюзы, перепады, быстротоки).

Следовательно, само назначение большинства гидротехнических сооружений указывает на то, что попуски воды из одного бьефа в другой приходится производить при наличии более или менее значительной разности уровней бьефов. Это во многих случаях создает серьезные затруднения проектного, строительного и эксплуатационного характера вследствие возможности образования в нижнем бьефе значительных скоростей течения воды, могущих вызывать размывы русла. Возможность образования значительных скоростей течения воды в нижнем бьефе гидротехнических сооружений обуславливается наличием разности энергии, содержащейся в потоке в пределах верхнего и нижнего бьефов, в силу чего сопряжение уровней бьефов почти всегда должно происходить с значительной потерей энергии, т. е. с образованием гидравлического прыжка и возникающими в связи с этим большими скоростями течения воды.

Поэтому теоретическое рассмотрение вопроса о сопряжении уровней бьефов гидротехнических сооружений представляет большой практический интерес.



Фиг. 1.

Обращаясь к наиболее простой схеме сооружения, представленной на фиг. 1 (где через P обозначена высота стенки водослива; H'_0 — геометрический напор на водосливе; t_2 — глубина воды в нижнем бьефе; q — расход воды на единицу ширины сооружения), будем рассматривать сечение $I-I$, соответствующее верхнему бьефу, и сечение $II-II$, соответствующее нижнему бьефу, и напишем для каждого из этих сечений выражение для полной энергии относительно плоскости сравнения $O — O$. Тогда

$$E_1 = P + H'_0 + \frac{v_1^2}{2g} = P + H_0 + \frac{q^2}{2g(P+H'_0)^2} = h + \frac{q^2}{2gh^2},$$

т. е.

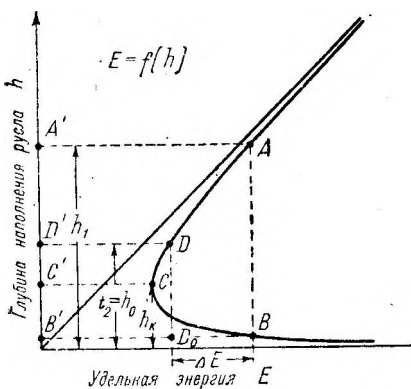
$$E_1 = f(h);$$

$$E_2 = t_2 + \frac{v_2^2}{2g} = t_2 + \frac{q^2}{2gt_2^2} = h + \frac{q^2}{2gh^2},$$

т. е.

$$E_2 = f(h).$$

Так как здесь выражение $P + H'_0$ есть не что иное, как значение глубины воды в верхнем бьефе, а t_2 — значение глубины воды



Фиг. 2.

в нижнем бьефе, то в общем виде можно полагать, что $P + H'_0 = h$ и $t_2 = h$, где h — глубина наполнения рассматриваемого нами русла.

Выражение $E = h + \frac{q^2}{2gh^2} = f(h)$ при $q = \text{const}$ представляет собой значение „удельной энергии“ сечения, т. е. соответствует частному случаю, когда плоскость сравнения $O—O$ совпадает с дном русла.

Как еще было установлено проф. Б. А. Бахметевым, удельная энергия сечения характеризуется кривой вида $E=f(h)$, представленной на фиг. 2, и имеет минимум, соответствующий глубине наполнения русла

зависит от глубины наполнения русла h и имеет минимум, соответствующий глубине наполнения русла

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}},$$

названной проф. Б. А. Бахметевым критической глубиной. При этом, как известно, критическая глубина служит для разделения течений на „спокойное“ и „бурное“, определяя:

- „спокойное“ течение неравенством $h > h_k$,
- „бурное“ течение неравенством $h < h_k$ и
- „критическое“ состояние равенством $h = h_k$.

Следовательно, верхняя ветвь кривой удельной энергии соответствует „спокойному“ течению, а нижняя ветвь кривой — „бурному“ течению.

Таким образом, если рассматриваемое нами гидротехническое сооружение (фиг. 1) создает в верхнем бьефе подпор, характеризующийся глубиной воды перед сооружением $h_1 = P + H'_0$, то величина энергии, отнесенной к единице веса жидкости и соответствующей сечению $I-I$ (т. е. верхнему бьефу), будет выражена отрезком

$$A'A = H'_0 + P + \frac{q^2}{2g(P+H'_0)^2}$$

(фиг. 2), соответствующим ординате $h_1 = P + H'_0$. А так как в естественных условиях величина энергии, соответствующей бытовой

глубине русла t_2 , выражается отрезком $D'D = t_2 + \frac{q^2}{2gt_2^2}$ отвечающим

ординате $h_0 = t_2$, то разность энергии, представляющая собой результат изменения естественного режима данного русла посредством устройства подпорного сооружения высотой P , будет изображаться отрезком

$$\Delta E = D_0B = A'A - B'D_0 = P + H'_0 + \frac{q^2}{2g(P+H'_0)^2} - t_2 - \frac{q^2}{2gt_2^2}.$$

Если теперь предположить, что потери энергии при протекании воды в пределах сооружения отсутствуют¹, то для сопряжения уровней бьефов, т. е. для перехода от глубины $P + H'_0$ к глубине t_2 , или, что то же, для перехода от энергии $E_1 = P + H'_0 +$

$+\frac{q^2}{2g(P+H'_0)^2}$ к энергии $E_2 = t_2 + \frac{q^2}{2gt_2^2}$, необходимо потерять раз-

ность энергии $\Delta E = E_1 - E_2$, без чего невозможно вообще осуществить сопряжение уровней бьефов. Потеря же указанного количества энергии здесь мыслима только в результате образования в нижнем бьефе бурного течения и внезапного перехода с нижней ветви кривой удельной энергии через критическую глубину на верхнюю ветвь посредством гидравлического прыжка², представляющего собой внезапный переход на сравнительно коротком протяжении от глубины $h_c < h_k$ к глубине $h_2 > h_k$. Здесь и далее через h_c обозначена глубина воды в сжатом сечении, а через h_2 — глубина, взаимная с глубиной сжатого сечения.

Следовательно, прыжок воды может образоваться во всех тех случаях, когда падающая с водослива или вытекающая из-под

¹ Практически эти потери всегда бывают незначительны, определяясь коэффициентом скорости ϕ , равным в среднем около 0,95.

² Так как потеря энергии в пределах верхней ветви кривой удельной энергии, например, при переходе от точки A (см. фиг. 2) к точке D , в результате уменьшения глубины $h_1 = P + H'_0$ до глубины $h_2 = t_2$ практически немыслима в силу того, что сопрягающимися глубинами здесь являются напор на водосливе H'_0 и глубина нижнего бьефа t_2 .

щита струя воды будет иметь глубину меньше критической т. е. когда

$$h_c < h_k,$$

т. е., как следует из всего сказанного выше, почти во всех случаях сопряжения уровней бьефов.

Различая в зависимости от соотношения между собой глубин t_2 и h_2 два основных типа сопряжения уровней верхнего и нижнего бьефов, т. е.:

1) сопряжение уровней при помощи затопленного прыжка, когда $h_2 < t_2$ (затопленная струя), и

2) сопряжение уровней при помощи незатопленного прыжка, когда $h_2 > t_2$, можно легко убедиться, что первый тип сопряжения является весьма благоприятным для сооружения, так как все гидравлические явления, связанные с протеканием воды через сооружение, будут происходить в его пределах. Наоборот, сооружение будет находиться в крайне невыгодных условиях, если при сопряжении уровней может образоваться незатопленный прыжок, так как наличие его обуславливает появление в нижнем бьефе значительных скоростей. Указанное явление выступает в особо острой форме, когда глубина h_2 , взаимная с глубиной сжатого сечения, превышает глубину нижнего бьефа t_2 , вследствие чего прыжок принимает характер „отогнанного“, т. е. начинающегося не непосредственно в сжатом сечении, а на некотором расстоянии от него, причем длина, на которую может распространиться „отогнанный“ прыжок, во многих случаях оказывается весьма значительной и часто превышает длину крепленной части отводящего русла.

Следовательно, если при проектировании или эксплуатации гидротехнических сооружений не будет учтена возможность образования в нижнем его бьефе „отогнанного“ прыжка и своевременно не будут приняты соответствующие меры для его устранения, то, как бы сооружение ни было хорошо спроектировано в остальной своей части, оно всегда рискует быть приведенным в состояние, требующее капитального переустройства.

Поэтому при проектировании гидротехнических сооружений особо серьезное внимание должно быть уделено гидравлике нижнего бьефа, в задачу которой входит разрешение нижеследующих основных вопросов:

- а) установление условий и формы сопряжения уровней бьефов (теория сопряжения бьефов);
- б) проектирование гасителей энергии;
- в) составление правил эксплуатации гидротехнических сооружений (составление схемы маневрирования затворами).

Настоящая работа и посвящена рассмотрению всех выше перечисленных задач.

В заключение отметим, что в нашей работе мы будем рассматривать исключительно так называемую „плоскую задачу“ и все расчеты будем относить к единице ширины потока, имея в виду ту основную массу сооружений, где такое предположе-

ние полностью применимо¹. Наконец, мы примем предложение проф. Б. А. Бахметева по вопросу о практическом равенстве единице коэффициента a' в уравнении Беланже-Буссинеска для взаимных глубин гидравлического прыжка² и о равенстве единице коэффициента α в выражении $\frac{v^2}{2g}$, служащем для определения величины кинетической энергии потока³.

¹ Для тех малых сооружений, у которых наклонные боковые стенки и откосные крылья оказывают значительное влияние на форму водного потока, должны применяться специальные зависимости, учитывающие этот фактор (см., например, А. Н. Рахманов, Графики критических и взаимных глубин, гидравлических показателей, модулей расхода и некоторых других гидравлических величин для трапециoidalных русел, Ленинград, 1929 г.).

² Проф. Б. А. Бахметев, О неравномерном движении жидкости в открытом русле, 1911 г., стр. 106—110, а также Б. А. Бахметев, Гидравлика открытых русел, 1934 г., стр. 172 и далее.

³ Б. А. Бахметев, Гидравлика открытых русел, 1934 г., стр. 46 и далее.

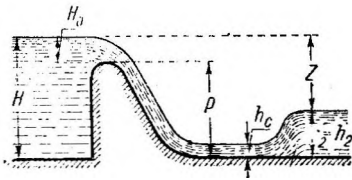
ГЛАВА ПЕРВАЯ

ТЕОРИЯ СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ

§ 1. СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСЛОВИЙ СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ

В настоящем изложении мы остановимся лишь на основных методах определения условий сопряжения бьефов и будем рассматривать эти методы в той последовательности, в которой они были предложены различными авторами. В соответствии с этим мы рассмотрим критерий Базена, способ и критерий проф. Б. А. Бахметева (1916 г.), способ и критерий автора (1927 — 1929 гг.). Наконец, вкратце коснемся предложения акад. Н. Н. Павловского (1930 г.) и предложения проф. М. Д. Чертоусова (1934 г.).

а) Критерий Базена. Еще Базеном было установлено, что при переливе воды через водослив сопряжение уровней бьефов по типу покрытой струи (т. е. затопление прыжка) происходит только при наличии определенных условий, характеризующих протекание воды через сооружение. Именно на основании экспериментального исследования Базен показал, что затопление прыжка может иметь место лишь тогда, когда величина „отнормального перепада“



Фиг. 3.

$$\frac{Z}{P} < 0,70,$$

где Z — перепад (разность уровней бьефов), а P — высота стенки водослива, через который происходит истечение (фиг. 3). Это условие, известное в гидравлике под термином „критерия Базена“, долгое время служило для практических расчетов, будучи единственным решением данного вопроса.

В 1916 г. проф. Б. А. Бахметев произвел теоретическое рассмотрение этого же вопроса, положив тем самым начало точному гидравлическому расчету условий сопряжения уровней бьефов.

б) Способ и критерий проф. Б. А. Бахметева (1916 г.). Указанное теоретическое решение проф. Б. А. Бахметева изложено в его работе: „К вопросу о расчете перепадов“, 1916 г.

Здесь проф. Б. А. Бахметев, применяя теорию гидравлического прыжка, рассматривает совместно три выражения:

1) формулу для единичного расхода воды в сжатом сечении

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(P + H_0 - h_c)};$$

2) выражение для глубин h_1, h_2 , взаимной с глубиной сжатого сечения,

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_c^3}{h_c^3} - 1} \right];$$

3) значение критического перепада Z , соответствующего случаю, когда прыжок начинается непосредственно в сжатом сечении, т. е. тому критическому положению, при котором при малейшем изменении бытовой глубины в ту h_2 или иную сторону прыжок будет или затопляться или отгоняться:

$$Z = P + H_0 - h_2.$$

Рассматривая эти выражения, Бахметев показал, что

величина отношения $\frac{Z}{P}$, названная им „критическим относительным перепадом“ и соответствующая случаю образования прыжка в сжатом сечении, не является постоянной, как это

считал Базен, а является функцией отношения $\frac{H_0}{P}$ (если через

H_0 обозначить величину напора на водосливе) и зависит одновременно от коэффициента расхода водослива m и коэффициента скорости φ .

Для практического пользования понятием „критического относительного перепада“ проф. Б. А. Бахметев составил систему кривых $\left(\frac{Z}{P}\right)_0 = f\left(\frac{H_0}{P}\right)$ для различных комбинаций коэф-

фициентов m и φ , а также соответствующую им систему кривых $\frac{h_c}{P} = f\left(\frac{H_0}{P}\right)$ для нахождения глубины воды в сжатом сечении.

При помощи указанной графической интерпретации значения $\left(\frac{Z}{P}\right)_0 = f\left(\frac{H_0}{P}\right)$ и решались различные задачи по сопряжению уровней бьефов, причем для суждения о типе сопряжения служила следующая зависимость, представляющая собой „критерий проф. Б. А. Бахметева“ в том виде, в каком это понятие вошло в современную гидравлику:

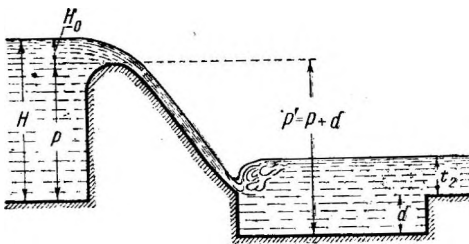
$$\frac{Z}{P} \cong \left(\frac{Z}{P}\right)_0.$$

В соответствии с этим критерием считалось, что прыжок будет затоплен, когда фактический относительный перепад, равный

$\frac{Z}{P} = \frac{P + H_0 - t_2}{P}$, будет меньше „критического относительного пере-

пада^а $\left(\frac{Z}{P}\right)_0$, и прыжок будет отогнан, когда фактический относительный перепад будет больше критического. При этом „критический относительный перепад“ $\left(\frac{Z}{P}\right)_0$ определялся по кривой $\left(\frac{Z}{P}\right)_0 = f\left(\frac{H_0}{P}\right)$ для заданных коэффициентов m и \gg по извест-

ному отношению напора к высоте стенки водослива $\frac{H_0}{P}$. Метод проф. Б. А. Бахметева дает исключительно четкое теоретическое решение вопроса для случая перелива воды через водосливы,



Фиг. 4.

в силу чего этот метод имеет большую теоретическую ценность.

При помощи указанного критерия проф. Б. А. Бахметева и решались различные задачи по сопряжению уровней бьефов для случая перелива воды через водосливы.

В нашей работе „К вопросу о расчете водобойных колодцев“¹ было отмечено некоторое несовершенство метода проф. Б. А. Бахметева, дающего решение только для случая истечения воды через водослив и при определении необходимой глубины водобойного колодца требующего подбора.

Необходимость подбора здесь объясняется тем обстоятельством, что с изменением высоты стенки падения P , что имеет место при устройстве водобойного колодца (фиг. 4), меняется

отношение $\frac{H_0}{P}$ и, следовательно, меняется значение „критического относительного перепада“ $\left(\frac{Z}{P}\right)_0$.

В нашей работе „К вопросу о расчете водобойных колодцев“ было произведено дальнейшее развитие метода проф. Б. А. Бахметева, в результате чего был получен новый общий метод определения условий сопряжения уровней бьефов, где были устранены все перечисленные выше недостатки метода проф. Б. А. Бахметева.

в) Способ и критерий инж. А. А. Угинчус (1927 — 1929 гг.). Рассматривая любую из представленных на фиг. 5 гидравлических схем (водосливная плотина, плотина с донными отверстиями, комбинированная схема), можно написать выражение для единичного расхода воды в сжатом сечении CC , каковое выражение

¹ XIX выпуск „Известий Государствен, научно-мелиорационного института“ за 1929 г.

будет общим для всех вышеприведенных случаев

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(H - h_c)}. \quad (1)$$

Также общими для каждой из представленных гидравлических схем будут являться и две следующие зависимости:

1) уравнение прыжка в сжатом сечении

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_k^3}{h_c^3} - 1} \right]; \quad (2)$$

2) выражение для перепада соответствующего случаю, когда прыжок начинается непосредственно в сжатом сечении, т. е. тому критическому положению, при котором при малейшем возрастании бытовой глубины прыжок будет затопливаться:

$$Z = H - h_2 = H - t_2. \quad (3)$$

Здесь и на фиг. 5 обозначено:

H — полная высота напора с учетом скорости подхода (т. е. полная удельная энергия), под которым происходит истечение воды через сооружение;

H_0 — напор на водосливе с учетом скорости подхода;

h_c — глубина воды в сжатом сечении CC ;

h_2 — глубина воды, взаимная с глубиной сжатого сечения (т. е. глубина воды после прыжка в сжатом сечении);

t_2 — глубина воды в нижнем бьефе;

Z — разность уровней бьефа, т. е. $Z = H - t_2$, или фактический перепад;

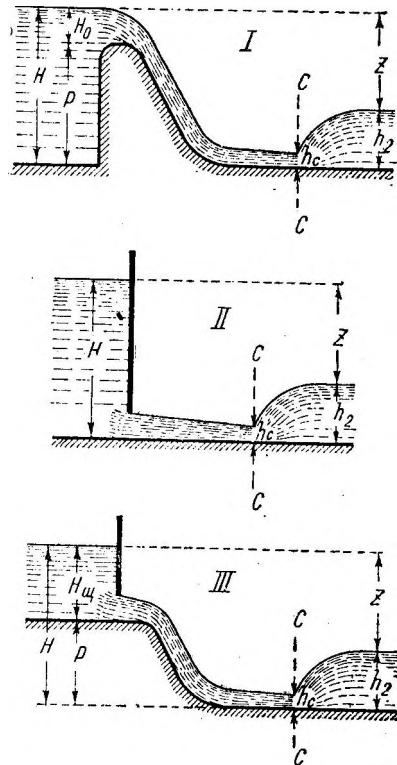
Z_k „критический перепад“, соответствующий случаю, когда прыжок начинается непосредственно в сжатом сечении, т. е. тому критическому положению, при котором при малейшем изменении глубины t_2 в ту или иную сторону прыжок будет затопляться или отгоняться;

P — высота стенки водослива;

$H_{ц}$ — высота напора перед щитом с учетом скорости подхода;

φ — коэффициент скорости, учитывающий потерю энергии в потоке при протекании воды через сооружение (между входной частью и сжатым сечением).

При совместном рассмотрении вышеприведенных трех зависимостей (1), (2) и (3), характеризующих условия сопряжения уровней бьефов, и после деления зависимости (1) на h_c^3 , а зависимостей (2) и (3) на h_k мы можем получить ряд соотношений, в которых все величины, входящие в приведенные уравнения, отнесены к критической глубине.



Фиг. 5.

В результате произведенных вычислений было получено

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2}{2\varphi^2 \frac{h_{\kappa}}{h_c}}, \quad (4)$$

$$\frac{h_2}{h_{\kappa}} = \frac{h_c}{2h_{\kappa}} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_{\kappa}^3}{2h_c^3}} - 1 \right], \quad (5)$$

$$\frac{Z}{h_{\kappa}} = \frac{\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2}{2\varphi^2 \frac{h_{\kappa}}{h_c}} - \frac{h_c}{2h_{\kappa}} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_{\kappa}^3}{h_c^3}} - 1 \right] \quad (6)$$

и показано, что значения отношений $\frac{H}{h_{\kappa}}$, $\frac{h_2}{h_{\kappa}}$ и $\frac{Z}{h_{\kappa}}$ являются функцией отношения $\frac{h_{\kappa}}{h_c}$, т. е.

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right), \quad \frac{h_2}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right) \quad \text{и} \quad \frac{Z}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)$$

и соответственно

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right).$$

Пользуясь зависимостями (4), (5) и (6), нами были составлены для различных значений коэффициента скорости φ таблицы вышеперечисленных функций и был показан тип графика, который может быть получен при использовании для этого вычисленных таблиц. Все это было проделано в вышеуказанной нашей работе.

Величина полного напора H , соответствующая критическому отношению Z/h_{κ} (при котором $t_2 = h_2$), была тогда предложена

нами в качестве критерия для суждения о затоплении прыжка и была названа „критическим“ напором H_{κ}^1 , т. е. тем напором, при котором осуществляется вышеуказанное равенство.

В соответствии с данным критерием для затопления прыжка необходимо соблюдение неравенства

$$H_{\kappa} < H,$$

которое одновременно определяет необходимую глубину водобойного колодца по зависимости

$$d = H_{\kappa} - H,$$

логически вытекающей из всего сказанного выше.

Предложенный нами метод расчета нашел широкое практическое применение и использован в ряде последующих работ

¹ В упомянутой выше работе этот напор обозначался несколько неудачно: через H_{κ} .

других авторов, которые, используя наше основное предложение, иногда давали ему несколько иную интерпретацию (акад. Н. Н. Павловский, проф. М. Д. Чертоусов и др.). Так, например, акад. Н. Н. Павловский¹ предлагает пользоваться критерием

$$\frac{t_2}{h_{\kappa}} \geq \frac{h_2}{h_{\kappa}}, \text{ где } \frac{h_2}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{H}{h_{\kappa}}\right),$$

а проф. М. Д. Чертоусов² критерием

$$\frac{Z}{h_{\kappa}} \geq \left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)_0.$$

Как нетрудно убедиться, указанные предложения, не внося чего-либо принципиально нового в приведенное решение, только отражают субъективные мнения указанных авторов по данному вопросу.

§ 2. ПРЕДЛАГАЕМЫЙ НОВЫЙ МЕТОД И НОВЫЙ ОБЩИЙ КРИТЕРИЙ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСЛОВИЙ СОПРЯЖЕНИЯ УРОВНЕЙ БЬЕФОВ

Стремясь, по возможности, приблизиться к первоначальному классическому решению Базена и проф. Б. А. Бахметева, давших понятие критического относительного перепада $(Z/P)_0$, мы произвели дальнейшую разработку нашего первоначального решения.

Напишем выражение (3) для „критического“ перепада

$$Z = H - h_2$$

и разделим его на значение полного напора H . Тогда

$$\frac{Z}{H} = 1 - \frac{h_2}{H}. \quad (7)$$

Разделим также на H выражение (2) для глубины h_2 , взаимной с глубиной сжатого сечения, в результате чего получим

$$\frac{h_2}{H} = \frac{h_c}{2H} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_c^3}{h_c^3}} - 1 \right]. \quad (8)$$

Наконец, помножим уравнение (4) на отношение $\frac{h_c}{h_c}$. Тогда

$$\frac{H}{h_c} = \frac{\left(\frac{h_c}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2}{2\varphi^2}$$

или

$$\frac{H h_c}{H} = \frac{2\varphi^2}{\left(\frac{h_c}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2}. \quad (9)$$

¹ Акад. Н. Н. Павловский, О принципах маневрирования затворами плотин для доведения размылов до минимума, XVI выпуск „Известий НИИГ“ за 1935 г.; акад. Н. Н. Павловский, Письмо в редакцию, XVIII выпуск „Известий НИИГ“ за 1936 г., а также акад. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, 1937 г., стр. 677—686.

² Доц. М. Д. Чертоусов, О сопряжении бьефов и о расчете водобойных колодцев, XIII выпуск „Известий НИИГ“ за 1934 г.

Следовательно, можно написать, что

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 1 - \frac{\varphi^2}{\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_{\kappa}^3}{h_c^3} - 1} \right]. \quad (10)$$

Таким образом мы получили выражение для отношения представляющего собой отношение критического перепада к полному напору (т. е. к полной удельной энергии). Это отношение мы будем в дальнейшем называть „критическим относительным перепадом“, используя данный проф. Б. А. Бахметевым термин.

Это выражение „критического относительного перепада“ $(Z/H)_0$ является почти аналогичным выражению „критического относительного перепада“ $(Z/H)_0$ предложенному проф. Б. А. Бахметевым. Здесь только мы величину перепада Z относим не к высоте стенки водослива P , как это делает проф. Б. А. Бахметев, а к полному напору H (т. е. к полной удельной энергии).

Предлагаемое выражение для „критического относительного перепада“ представляет форму общего критерия для суждения об условиях сопряжения уровней бьефов для всех возможных гидравлических схем. Таким образом предлагаемый новый критерий должен иметь следующую форму:

$$\frac{Z}{H} \cong \left(\frac{Z}{H}\right)_0, \quad (11)$$

содержащую в себе условие, заключающееся в том, что затопление прыжка будет происходить тогда, когда фактический относительный перепад, равный $\frac{H-t_2}{H}$, будет меньше „критического относительного перепада“ $\left(\frac{Z}{H}\right)_0$:

Если же отношение $\frac{Z}{H}$ будет больше $\left(\frac{Z}{H}\right)_0$, то прыжок будет отогнан. Равенству же $\frac{Z}{H} = \left(\frac{Z}{H}\right)_0$ будет соответствовать состояние предельного равновесия.

Действительно, рассматривая совместно величины отношений $\frac{Z}{H} = \frac{H-t_2}{H}$ и $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = \frac{H-h_2}{H}$ и имея в виду, что затопление прыжка происходит при условии $t_2 > h_2$, можно убедиться, что прыжок будет затоплен при соблюдении неравенства $\frac{Z}{H} < \left(\frac{Z}{H}\right)_0$, так как при условии, что $t_2 > h_2$, отношение $\frac{Z}{H} = \frac{H-t_2}{H}$ должно быть меньше критического отношения $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = \frac{H-h_2}{H}$, в силу того что $t_2 > h_2$.

Путем аналогичного рассмотрения можно убедиться, что для отгона прыжка необходимо, чтобы было $\frac{Z}{H} > \left(\frac{Z}{H}\right)_0$ в силу неравенства глубин $t_2 < h_2$.

Переходя теперь к вычислению значений „критического относительного перепада“, отметим, что согласно уравнению (10) отношение $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)$.

С другой стороны, было также показано, что отношение $\frac{Z}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)$. Следовательно, критический относительный перепад является функцией $\frac{Z}{h_{\kappa}}$, т. е. $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)$. Поэтому при вычислении значений функции $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)$ последние легко могут быть получены путем деления исчисленных ранее и приведенных в вышеуказанной нашей работе — „К вопросу о расчете водобойных колодцев“ — величин $\frac{Z}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)$ на значения $\frac{H}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)$, так как $\frac{Z}{H} = \frac{Z}{h_{\kappa}} : \frac{H}{h_{\kappa}}$.

Действительно, если мы разделим выражение (6) на (4), т. е.

$$\frac{\frac{Z}{h_{\kappa}}}{\frac{H}{h_{\kappa}}} = \frac{\frac{\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2}{2\varphi^2 h_{\kappa}} - \frac{h_c}{2h_{\kappa}} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_{\kappa}^3}{h_c^3} - 1} \right]}{\frac{\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2}{2\varphi^2 \frac{h_{\kappa}}{h_c}}},$$

то получим выражение (10)

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 1 - \frac{\varphi^2}{\left(\frac{h_{\kappa}}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_{\kappa}^3}{h_c^3} - 1} \right].$$

Подсчеты по определению величин критического относительного перепада были проделаны для шести значений коэффициента скорости φ ($\varphi = 1,00$; $\varphi = 0,95$; $\varphi = 0,92$; $\varphi = 0,90$; $\varphi = 0,85$; $\varphi = 0,80$) для того, чтобы охватить все наиболее часто употребляемые на практике коэффициенты. Обращаясь к полученным при этом данным, следует отметить, что значения величин критических относительных перепадов $\left(\frac{Z}{H}\right)_0$ колеблются в чрезвычайно незначительных пределах. Так, например, для коэффициента скорости $\varphi = 0,95$ и отношений $\frac{H}{h_{\kappa}}$, заключающихся в пределах между 1,5 и 55,5, значение $\left(\frac{Z}{H}\right)_0$ колеблется всего в пределах между 0,292 и 0,920. Это обстоятельство позволяет строить весьма точные графики на чертежах небольшого размера, не прибегая к логарифмической сетке.

В этом отношении предлагаемый критерий $\left(\frac{Z}{H}\right)_0$ обладает большим преимуществом по сравнению с критерием $\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)_0$, значения которого (для тех же условия) колеблются от 0,60 до 50,00

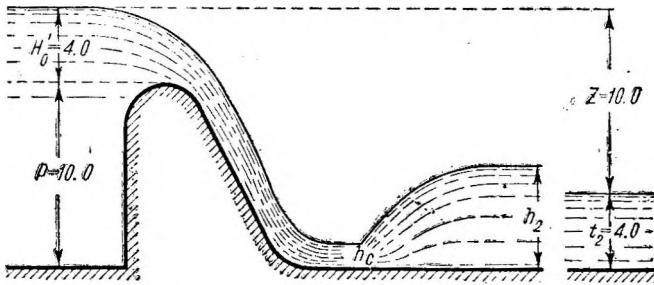
На основании полученных данных построен график зависимости $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_k}\right)$ для различных значений коэффициента скорости φ (см. график I в конце книги).

При помощи прилагаемых графиков и таблиц могут решаться самые разнообразные задачи по сопряжению уровней бьефов.

Ниже приводится решение трех примеров по определению условий сопряжения уровней бьефов.

§ 3. ПРИМЕРЫ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ УСЛОВИЙ СОПРЯЖЕНИЯ УРОВНЕЙ БЬЕФОВ

Пример 1. Определить условия сопряжения уровней бьефов для водосливной плотины высотой $P = 10$ м при напоре над гребнем водослива $H'_0 = 4$ м и при глубине воды в нижнем бьефе $t_2 = 4$ м.



Фиг. 6.

Предполагая известным коэффициент расхода водослива $m = 0,47$ и коэффициент скорости $\varphi = 0,95$ (фиг. 6), задачу решаем следующим образом: определяем критическую глубину (без учета скорости подхода вследствие ее незначительности)

$$h_k = \sqrt[3]{2m^2 H_0} = \sqrt[3]{2 \cdot 0,47^2 \cdot 4,0} = 3,048 \text{ м,}$$

величину перепада $Z = H_0 + P - t_2 = 10 + 4 - 4 = 10$ м и отношение

$$\frac{Z}{h_k} = \frac{10}{3,048} = 3,28.$$

Этому отношению соответствует значение критического относительного перепада (по графику I для $\varphi = 0,95$ или по соответствующей таблице в приложении)

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,582.$$

Фактически же существующий относительный перепад равен

$$\frac{Z}{H} = \frac{10}{14} = 0,714,$$

т. е.

$$\frac{Z}{H} > \left(\frac{Z}{H}\right)_0, \text{ так как } 0,714 > 0,582.$$

Следовательно, в рассматриваемом случае имеет место отогнанный прыжок. Чтобы в этом убедиться, определим глубину h_2 , взаимную с глубиной сжатого сечения.

Необходимая нам глубина легко найдется следующим образом: для отношения

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{P + H_0'}{h_{\kappa}} = \frac{4 + 10}{3,048} = \frac{14}{3,048} = 4,59$$

по таблицам функций $\frac{h_2}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{H}{h_{\kappa}}\right)$ найдем отношение $\frac{h_2}{h_{\kappa}} = 2,177$ (для

$\varphi = 0,95$). Тогда

$$h_2 = 2,177 h_{\kappa} = 2,177 \cdot 3,048 = 6,63 \text{ м, т. е. мы убеждаемся, что}$$

$$h_2 > t_2, \text{ так как } 6,63 > 4,0.$$

Поэтому сопряжение уровней бьефов будет происходить при помощи отогнанного прыжка.

Пример 2. Определить условия сопряжения уровней бьефов для разборчатой плотины, перекрытой щитами высотой $H_{щ} = 8 \text{ м}$ (фиг. 7), для случая истечения воды из-под щита. Кроме того, известно, что $\varphi = 0,95$, $t_2 = 4,50 \text{ м}$ и расход на 1 м ширины отверстия $q = 5 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Определим значение критической глубины

$$h_{\kappa} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{5^2}{9,81}} = 1,37 \text{ м,}$$

и так как $Z = H - t_2 = 8 - 4,50 = 3,50 \text{ м}$, то

$$\frac{Z}{h_{\kappa}} = \frac{3,50}{1,37} = 2,55.$$

Для $\varphi = 0,95$ по графику или по таблице функций $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)$ найдем

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,534.$$

Вследствие же того что

$$\frac{Z}{H} = \frac{3,50}{8} = 0,437, \text{ ,}$$

прыжок будет затоплен, так как $\frac{Z}{H} < \left(\frac{Z}{H}\right)_0$, ибо $0,437 < 0,534$.

Действительно, в силу того что

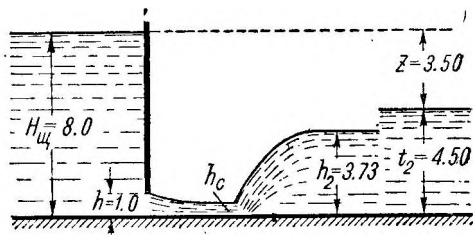
$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{8,00}{1,37} = 5,84$$

и

$$\frac{h_2}{h_{\kappa}} = 2,377 \text{ (для } \varphi = 0,95\text{),}$$

получаем

$$h_2 = 2,377 \cdot 1,37 = 3,25 \text{ м.}$$

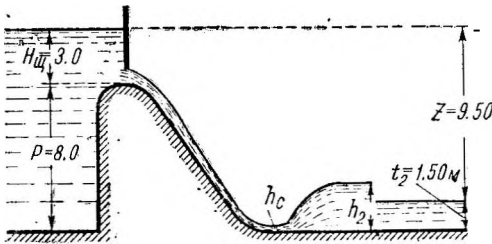


Фиг. 7.

Следовательно,

$$h_2 < h_2, \text{ так как } 4,50 > 3,25.$$

Пример 3. Определить условия сопряжения уровней бьефов для водосливной плотины высотой $P=8$ м, перекрытой затворами высотой $H_{\text{зт}} = 3$ м



Фиг. 8.

(фиг. 8). Кроме того, задано $\varphi = 0,90$, $t_2 = 1,50$ м, $q = 1,0$ м³/сек. Решая задачу по предыдущему, имеем

$$h_{\text{к}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,0}{9,81}} = 0,467 \text{ м,}$$

$$Z = H - t_2 = 8 + 3 - 1,50 = 9,50 \text{ м,}$$

$$\frac{Z}{h_{\text{к}}} = \frac{9,50}{0,467} = 20,32.$$

Для отношения $\frac{Z}{h_{\text{к}}} = 20,32$ при коэффициенте скорости $\varphi = 0,90$ критический относительный перепад получился равным

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,854,$$

фактический же относительный перепад составляет

$$\frac{Z}{H} = \frac{9,50}{11,0} = 0,865.$$

Следовательно, в рассматриваемом случае будет иметь место отогнанный прыжок, так как $\frac{Z}{H} > \left(\frac{Z}{H}\right)_0$.

§ 4. ПРИМЕРЫ ПОЛЬЗОВАНИЯ ГРАФИКАМИ И ТАБЛИЦАМИ, СЛУЖАЩИМИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРЫЖКОВЫХ ГЛУБИН В НИЖНЕМ БЬЕФЕ

Выше, в § 3 настоящей главы, указывалось, что нами были составлены таблицы функций $\frac{h_{\text{к}}}{h_c} = f\left(\frac{H}{h_{\text{к}}}\right)$, $\frac{h_2}{h_{\text{к}}} = f\left(\frac{H}{h_{\text{к}}}\right)$ и $\frac{h_{\text{к}}}{h_c} = f\left(\frac{h_2}{h_{\text{к}}}\right)$ для различных коэффициентов скорости φ (см. приложенные в конце книги таблицы А—В, где значения $\frac{h_{\text{к}}}{h_1} \equiv \frac{h_{\text{к}}}{h_c}$). На основании данных этих таблиц могут быть построены графики¹ зависимостей

$$\frac{h_{\text{к}}}{h_c} = f\left(\frac{H}{h_{\text{к}}}\right) \text{ и } \frac{h_2}{h_{\text{к}}} = f\left(\frac{H}{h_{\text{к}}}\right)$$

и

$$\frac{h_{\text{к}}}{h_c} = f\left(\frac{h_2}{h_{\text{к}}}\right).$$

Как нетрудно видеть, при помощи указанных таблиц и графиков можно решать следующие задачи:

а) Для заданных напора H и расхода q (или критической глубины h_n) найти значение глубины воды в сжатом сечении.

¹ Следует отметить, что подобные графики помещены в ряде последних работ по гидравлике. Так, например, такие графики приведены в книге проф. М. Д. Чертоусова, Инженерная гидравлика, 1937 г., в книге проф. А. Н. Ахутина, Специальный курс гидравлики, 1935 г., в книге акад. Н. Н. Павловского, Гидравлический справочник, 1937 г.

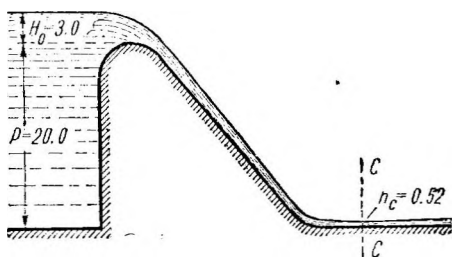
б) Для заданных напора H и расхода q (или критической глубины $h_{к}$) найти глубину воды h_2 , взаимную с глубиной сжатого сечения.

в) Для заданных расхода q (или критической глубины $h_{к}$) и глубины h_c найти взаимную с ней глубину h_2 (или наоборот).

Ниже мы и рассмотрим решение трех примеров, иллюстрирующих ход расчетов при помощи вышеуказанных графиков и таблиц.

Пример 4. Определение глубины воды в сжатом сечении при расчете сопряжения уровней бьефов является одним из важных этапов расчета.

Действительно, установление значения глубины сжатого сечения необходимо для целого ряда дальнейших выводов, как-то: для определения длины распространения отогнанного прыжка, для определения глубины взаимной с глубиной сжатого сечения, для определения скорости течения воды в пределах сооружения при отогнанном прыжке и пр. В данном примере и решается задача по определению глубины воды в сжатом сечении для следующих условий:



Фиг. 9.

Водохранилищная плотина высотой $P = 20$ м по всей своей длине имеет водосливную часть. При заполнении водохранилища вода переливается через гребень плотины. Определить глубину воды, которая установится в сжатом сечении при напоре на водосливе с учетом скорости подхода $H_0 = B$ м (фиг. 9).

Кроме того, пусть даны: глубина воды в нижнем бьефе $t_2 = 2$ м; коэффициент скорости $\phi = 0,95$; коэффициент расхода водослива $m = 0,45$.

Для решения поставленной задачи определяем:

полный напор

$$H = P + H_0 = 20 + 3 = 23 \text{ м;}$$

критическую глубину

$$h_{к} = \sqrt[3]{2m^2 H_0} = \sqrt[3]{2 \cdot 0,45^2 \cdot 3} = 0,741 \cdot 3 = 2,22 \text{ м;}$$

отношение

$$\frac{H}{h_{к}} = \frac{23}{2,22} = 10,34.$$

По графику функции $\frac{h_{к}}{h_c} = f\left(\frac{H}{h_{к}}\right)$ или по соответствующей таблице (при-

ложение, таблица А, колонки $\frac{H}{h_{к}}$ и $\frac{h_{к}}{h_1}$) для $\phi = 0,95$ находим отно-

шение

$$\frac{h_{к}}{h_c} = 4,27,$$

откуда определяем глубину воды в сжатом сечении

$$h_c = \frac{h_{к}}{4,27} = \frac{2,22}{4,27} = 0,52 \text{ м.}$$

Следовательно, искомая нами глубина сжатого сечения составляет 0,52 м.

Пример 5. Значительный интерес представляет также определение глубины, взаимной с глубиной сжатого сечения. Как будет показано ниже, установление глубины h_2 необходимо для целого ряда расчетов по гидравлике нижнего бьефа (например, при определении высоты водобойной стенки, для определения величины потерь энергии в прыжке и т. д.). В приводимом примере дается ход расчета по определению глубины h_2 , взаимной с глубиной сжатого сечения, при помощи вышеуказанных графиков и таблиц, причем в качестве примера рассматривается перепад со

стенкой падения, равной $P = 4$ м, перекрытый затвором, поддерживающим напор $H_{из} = 3$ м (фиг. 10). Кроме того, известно, что: открытие затвора $h = 1$ м; коэффициент расхода отверстия $\mu = 0,70$; коэффициент скорости $\varphi = 0,92$; глубина воды в нижнем бьефе $h_2 = 3,20$ м.

Для возможности пользования графиками и таблицами необходимо в первую очередь определить значение критической глубины, для каковой цели исчислим величину единичного расхода, проходящего через перепад, по формуле истечения воды из-под шита¹:

$$q = \mu h \sqrt{2g \left(H - \frac{h}{2} \right)} = 0,70 \cdot 1 \sqrt{19,62 \left(3 - \frac{1}{2} \right)} = 4,9 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

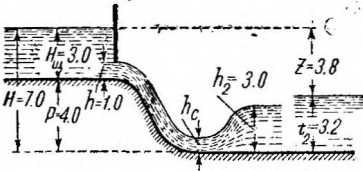
Следовательно,

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{4,9^2}{9,81}} = 1,35 \text{ м.}$$

Определим теперь полный напор $H = P + H_{из} = 4 + 3 = 7$ м

и отношение

$$\frac{H}{h_k} = \frac{7}{1,35} = 5,18.$$



Фиг. 10/

зная отношение $\frac{H}{h_k}$, по таблице или графику функции $\frac{h_2}{h_k} = f\left(\frac{H}{h_k}\right)$ для

$\varphi = 0,92$ (см. приложение, таблица Б) находим отношение

откуда вычисляем значение глубины взаимной с глубиной сжатого сечения,

$$h_2 = 2,22 h_k = 2,22 \cdot 1,35 = 3 \text{ м.}$$

Пример 6. Рассмотрим теперь пример определения взаимных глубин при помощи графика или таблицы функций $\frac{h_2}{h_k} = f\left(\frac{h_2}{h_1}\right)$ по известным критической глубине и одной из взаимных глубин. Задачу будем решать для условий примера 5, где уже было установлено, что $h_2 = 3$ м и $h_k = 1,35$ м.

Определим теперь по этим двум заданным величинам глубину h_1 , взаимную с глубиной $h_2 = 3$ м.

Для этого вычислим отношение

$$\frac{h_2}{h_k} = \frac{3}{1,35} = 2,22.$$

По таблице или графику (приложение, таблица Б) найдем соответствующее ему отношение

$$\frac{h_k}{h_1} = 2,86.$$

Теперь чрезвычайно легко найти глубину h_1 , взаимную с глубиной h_2 . Действительно,

$$h_1 = \frac{h_k}{2,86} = \frac{1,35}{2,86} = 0,47 \text{ м.}$$

Также элементарно просто решается задача по определению глубины h_2 по известным глубинам h_k и h_1 .

¹ О тех упрощениях, которые могут быть предложены для расчетов при определении критических глубин для случая истечения воды из-под шита, будет сказано ниже, в § 5, специально посвященном этому вопросу

Как нетрудно убедиться, наличие вычисленных значений функции $\frac{h_2}{h_1} = f\left(\frac{h_2}{h_1}\right)$ позволяет чрезвычайно просто определить необходимые величины, минуя вычисление их по формулам:

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_2^3}{h_1^3}} - 1 \right], \quad h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_1^3}{h_2^3}} - 1 \right].$$

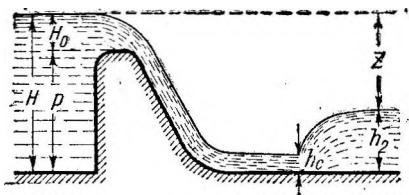
§ 5. СПОСОБЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРИТИЧЕСКИХ ГЛУБИН ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ УСЛОВИЙ РАБОТЫ СООРУЖЕНИЙ

Как следует из всего сказанного выше, для определения условий сопряжения уровней бьефов по предложенному методу необходимо предварительно исчислить значение критической глубины для получения необходимых отношений $\frac{Z}{h_c}$ или $\frac{H}{h_c}$. Но для того чтобы определить критическую глубину, нужно знать единичный расход q , так как

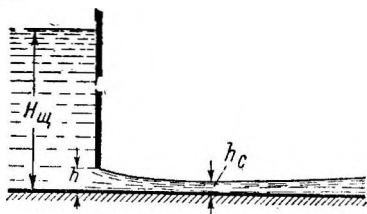
$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}.$$

Величина единичного расхода, как известно, для случая перелива воды через водослив может быть определена по формуле

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



Фиг. 11.



Фиг. 12.

а для случая незатопленного истечения воды из-под щита по зависимости

$$q = \mu h \sqrt{2g \left(H_{щ} - \frac{h}{2} \right)^3}.$$

¹ Некоторыми авторами (например, проф. А. Н. Ахутиным и др.) для случая истечения воды из-под щита рекомендуется формула несколько иного вида, т. е. формула

$$q = \mu h \sqrt{2g \left(H_{щ} - \varepsilon h \right)},$$

где ε — коэффициент сжатия струи.

Как нетрудно убедиться, эта формула применима только для частного случая, соответствующего истечению воды из-под щита в горизонтальный лоток, а потому не может быть использована для решения задачи во всех случаях истечения воды из-под щита, так как при наличии уже небольшого, но короткого порога эта формула неприменима. Поэтому мы и рекомендуем пользоваться общеизвестной формулой, приведенной нами выше,

$$q = \mu h \sqrt{2g \left(H_{щ} - \frac{h}{2} \right)},$$

где выражение $H_{щ} - \frac{h}{2}$ есть напор над центром тяжести отверстия.

Здесь обозначено (фиг. 11 и 12) через H_0 — напор на водосливе с учетом скорости подхода; m — коэффициент расхода водослива; $H_{щ}$ — высота напора перед щитом с учетом скорости подхода; h — величина открытия затвора; μ — коэффициент расхода отверстия.

Для сокращения подсчетов при определении критических глубин, а также для решения ряда дополнительных задач по гидравлике нижнего бьефа можно ввести некоторые упрощения, которые позволяют обходиться без вычисления значений единичных расходов. Эти упрощения применимы как для случая водослива, так и для случая истечения воды из-под щита и рекомендуются нами для использования при практических расчетах.

а) Случай истечения воды через водосливы. Напишем выражение для расхода воды на единицу ширины водослива $q = m\sqrt{2g} H_0^{3/2}$ и возведем это выражение в квадрат. Тогда

$$q^2 = 2gm^2 H_0^3.$$

Разделив полученную зависимость на δ , имеем

$$\frac{q^2}{g} = 2m^2 H_0^3$$

или

$$h_k^3 = 2m^2 H_0^3$$

и, наконец,

$$h_k = \sqrt[3]{2m^2} H_0 = kH_0, \quad (11')$$

где $k = \sqrt[3]{2m^2}$ (по проф. Б. А. Бахметеву).

Следовательно, критическая глубина h_k в рассматриваемом случае для заданного коэффициента расхода m может легко определяться в зависимости от напора H_0 по формуле $h_k = kH_0$ без вычисления единичного расхода. Для упрощения подсчетов нами составлена таблица значений k , соответствующих различным коэффициентам расхода m . Указанная таблица приведена в приложении (таблица Г).

б) Случай истечения воды из-под щита. Упрощения, которые мы имеем своей целью внести в подсчеты по определению критических глубин и по определению величин открытий затворов для случая «истечения воды из-под щита, предлагаются для применения при решении следующих двух основных задач:

1) определение критических глубин h_k , минуя вычисление единичного расхода q ;

2) определение величины открытия затвора h по известной величине единичного расхода q или критической глубине h_k , минуя решение кубического уравнения

$$q = \mu h \sqrt{2g \left(H - \frac{h}{2} \right)}.$$

В нашей работе „К вопросу о расчете водобойных колодцев“, 1929 г., на стр. 14 — 15 выведена зависимость

$$\frac{h_{\kappa}^3}{H_{\text{щ}}^3} = \mu^2 \left(\frac{H_{\text{щ}}}{h} - 1 \right),$$

т. е. получена функция вида $\frac{H_{\text{щ}}}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{H}{h}\right)$, для которой построен график для восьми значений коэффициента расхода μ .

При помощи указанного графика и могут легко решаться поставленные выше задачи.

Акад. Н. Н. Павловский в „Гидравлическом справочнике“ 1937 г. на стр. 683 приводит зависимость

$$h_{\kappa} = H_{\text{щ}} \sqrt[3]{2\mu^2 \left(\frac{h}{H_{\text{щ}}}\right)^2 \left(1 - \frac{h}{H_{\text{щ}}}\right)}$$

и график для нее

$$\sqrt[3]{\left(\frac{h}{H_{\text{щ}}}\right)^2 \left(1 - \frac{h}{H_{\text{щ}}}\right)} = f\left(\frac{h}{H_{\text{щ}}}\right),$$

которым и рекомендует пользоваться для определения критической глу-

бины по „степени открытия“ щита $\frac{h}{H_{\text{щ}}}$, оперируя этим графиком совмест-

но с вышеприведенным выражением для h_{κ} .

Нам представляется, что предложенный нами ранее график обладает значительно большими удобствами по сравнению с графиком акад. Н. Н. Павловского, так как график акад. Н. Н. Павловского, несколько не упрощая и не уточняя расчета по сравнению с нашим предложением, дает возможность решать только одну задачу, т. е. определять критическую глубину по степени открытия щита, не давая в то же время возможности решать вторую не менее важную задачу по определению величины открытия щита по заданному расходу.

Но одновременно с этим нельзя также не отметить некоторое несовер-

шенство нашего графика $\frac{H_{\text{щ}}}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{H}{h}\right)$ при $\mu = \text{const}$, заключающееся в том,

что для каждого коэффициента расхода должна быть составлена особая кривая. Отмеченное же обстоятельство приводит к необходимости пользоваться интерполированием для промежуточных значений коэффициента μ ввиду практической невозможности для каждого коэффициента построить специальную кривую.

Поэтому в настоящей работе нами предлагается новый график, состоящий только из одной кривой, при помощи которой можно решать поставленные задачи для любого коэффициента расхода μ . Ниже и излагается метод расчета и построения данного графика.

Как уже выше указывалось, расход, приходящийся на единицу ширины отверстия, для случая незатопленного истечения воды из-под щита выражается формулой

$$q = \nu h \sqrt{2g \left(H_{\text{щ}} - \frac{h}{2} \right)}.$$

Возводя предыдущее выражение для единичного расхода q в квадрат, получаем

$$q^2 = 2\nu^2 g h^2 \left(H_{\text{щ}} - \frac{h}{2} \right)$$

или

$$h_{\kappa}^3 = \mu^2 (2h^2 H_{\text{из}} - h^3).$$

Разделим полученный результат на $H_{\text{из}}^3$, тогда

$$\frac{h_{\kappa}^3}{H_{\text{из}}^3} = \mu^2 \left(\frac{2h^2}{H_{\text{из}}^2} - \frac{h^3}{H_{\text{из}}^3} \right)$$

или

$$\frac{1}{\mu^2} \frac{h_{\kappa}^3}{H_{\text{из}}^3} = 2 \frac{h^2}{H_{\text{из}}^2} - \frac{h^3}{H_{\text{из}}^3}.$$

Извлечем из обеих частей данного уравнения кубический корень

$$\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2} \frac{h_{\kappa}}{H_{\text{из}}}} = \sqrt[3]{2 \frac{h^2}{H_{\text{из}}^2} - \frac{h^3}{H_{\text{из}}^3}}$$

и окончательно получим

$$\frac{H_{\text{из}}}{h_{\kappa} \sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}} = \frac{1}{\sqrt[3]{2 \frac{h^2}{H_{\text{из}}^2} - \frac{h^3}{H_{\text{из}}^3}}}. \quad (12)$$

Рассматривая выражение (12), мы заключаем, что отношение $\frac{H_{\text{из}}}{h_{\kappa}}$ является функцией отношения $\frac{h}{H_{\text{из}}}$, т. е. $\frac{H_{\text{из}}}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{h}{H_{\text{из}}}\right)$, причем

эта функция легко может быть вычислена. Действительно, задаваясь различными величинами отношений $\frac{h}{H_{\text{из}}}$, мы будем получать соответствующие им значения величины $\frac{H_{\text{из}}}{h_{\kappa} \sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$ или

$\beta \frac{H_{\text{из}}}{h_{\kappa}}$, если ввести обозначение $\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$. Такие вычисления бы-

ли проделаны, в результате чего была получена таблица величин $\beta \frac{H_{\text{из}}}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{h}{H_{\text{из}}}\right)$, на основании которой построена кривая, представленная на графике II (см. приложение).

Для облегчения вычислений нами в приложении приводится таблица значений коэффициента $\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$ для различных величин

коэффициента расхода и. (см. таблицу Д).

При помощи полученного графика можно решить следующие две основные задачи:

1. Для заданных коэффициента расхода μ , напора $H_{\text{из}}$ и открытия h определить величину отношения $\frac{H_{\text{из}}}{h_{\kappa}}$, критическую глубину h_{κ} и единичный расход q .

2. Для заданных коэффициента расхода μ , напора $H_{\text{из}}$ и единичного расхода q определить необходимое открытие затвора h .

Ниже приводится решение двух примеров для пояснения всего сказанного выше.

§ 6; ПРИМЕРЫ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ РАЗЛИЧНЫХ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ИСТЕЧЕНИИ ВОДЫ ИЗ-ПОД ЩИТА

Пример 7. Определить величину отношения $\frac{H_{щ}}{h_{к}}$, критическую глубину $h_{к}$ и единичный расход q для разборчатой плотины, имеющей перед затворами напор $H_{щ} = 7$ м и открытие затвора $h = 0,7$ м. коэффициент расхода отверстия при этом равен $\mu = 0,70$.

По таблице значения $\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$ находим величину $\beta = 0,788$ и, определив отношение $\frac{h}{H_{щ}} = \frac{0,7}{7} = 0,100$, находим значение функции $\frac{H_{щ}}{h_{к}} = a = 3,75$.

Следовательно, искомое отношение

$$\frac{H_{щ}}{h_{к}} = \frac{3,75}{\beta} = \frac{3,75}{0,788} = 4,76$$

Для нахождения значения критической глубины имеем зависимость

$$h_{к} = \frac{H_{щ} \beta}{a}$$

т. е.

$$h_{к} = \frac{7 \cdot 0,788}{3,75} = 1,47 \text{ м.}$$

Единичный же расход q определится на основании следующего рассуждения:

$$h_{к} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$\frac{q^2}{g} = h_{к}^3 \text{ или } q = \sqrt{h_{к}^3 g} = 3,13 h_{к}^{3/2}$$

Таким образом

$$h_{к} = 3,13 \cdot 1,47^{3/2} = 3,13 \cdot 1,782 = 5,58 \text{ м}^3/\text{сек на 1 пог. м.}$$

Пример 8. Определить необходимое открытие затвора h для пропуска единичного расхода $q = 18$ м³/сек через плотину, перекрытую затвором, поддерживающим напор $H_{щ} = 12,0$ м.

коэффициент расхода μ задан равным $\mu = 0,65$.

Определим значение критической глубины

$$h_{к} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{18^2}{9,81}} = \sqrt[3]{33,02} = 3,208 \text{ м}$$

и исчислим величину отношения

$$\frac{H_{щ}}{h_{к}} = \frac{12}{3,208} = 3,74$$

Зная величину $\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$ (для $\mu = 0,65$ величина $\beta = 0,750$), найдем значение

чение

$$a = \frac{H_{щ} \beta}{h_{к}} = 3,74 \cdot 0,750 = 2,807$$

и по кривой $\frac{h}{H_{щ}} = f\left(\frac{H_{щ}}{h_k} \beta\right)$ определим отношение $\frac{h}{H_{щ}} = 0,157$ и, следовательно, необходимое для пропуска расхода $q = 18 \text{ м}^3/\text{сек}$ открытие затвора

$$h = 0,157 H_{щ} = 0,157 \cdot 12 = 1,885 \text{ м.}$$

Таким образом предлагаемый график дает возможность определять необходимое открытие затвора, минуя решение кубического уравнения для h , выражаемое формулой

$$q = \mu h \cdot \sqrt{2g \left(H_{щ} - \frac{h}{2} \right)}.$$

ГЛАВА ВТОРАЯ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О НАЗНАЧЕНИИ ВОДОБОЙНЫХ КОЛОДЦЕВ

Выше уже отмечалось, что при сопряжении уровней бьефов должно погашаться значительное количество гидравлической энергии. Из теории гидравлического прыжка известно, что сам прыжок является исключительно эффективным гасителем энергии. Действительно, если обратиться к формуле, выражающей потери энергии в прыжке

$$\Delta E = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2},$$

и применить ее хотя бы к условиям сооружения, рассмотренного нами в примере 6, то можно получить следующие данные, характеризующие величину потери в прыжке:

$$\Delta E = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2} = \frac{(3 - 0,47)^3}{4 \cdot 0,47 \cdot 3,0} = \frac{16,19}{5,64} = 2,87 \text{ м,}$$

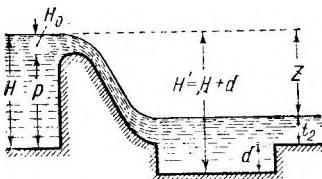
где $h_c = 0,47 \text{ м}$ и $h_2 = 3 \text{ м}$.

Так как величина энергии, соответствующая сжатому сечению, равна

$$E_c = h_c + \frac{v_c^2}{2g} = h_c + \frac{h_k^3}{2h_c^2} = 0,47 + \frac{1,35^3}{2 \cdot 0,47^2} = 0,47 + 6,56 = 6,03 \text{ м,}$$

где $h_k = 1,35$ (см. пример 6), то можно заключить, что в данном случае в прыжке теряется до 48% суммарного количества энергии.

Легко показать, что эти потери являются почти во всех практических случаях столь же значительными. Поэтому обычно



Фиг. 13.

применяемые на практике гасители энергии (водобойные колодцы, водобойные стенки и т. д.) и предусматривают использование этой особенности гидравлического прыжка. Действительно, в результате устройства водобойного колодца, представляющего собой углубление дна в нижнем бьефе (фиг. 13), сопряжение бьефов будет

происходить по типу покрытой струи (т. е. при помощи так называемого „затопленного прыжка“) с потерей излишней гид-

равлической энергии в пределах данного гасителя. Таким образом основным назначением водобойного колодца является затопление прыжка в пределах бетонной части сооружения, т. е. создание течения по типу покрытой струи.

§ 2. РАСЧЕТ ГЛУБИНЫ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА

Выше было установлено, что затопление прыжка происходит при соблюдении условия

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 \cong \frac{Z}{H}.$$

Поэтому в тех случаях, когда относительный перепад $\frac{Z}{H} >$
 $> \left(\frac{Z}{H}\right)_0$, для затопления прыжка необходимо уменьшение от-

ношения $\frac{Z}{H}$ с целью доведения его значения до равенства кри-

тического относительному перепаду $\left(\frac{Z}{H}\right)_0$. Уменьшение же

относительного перепада может быть произведено двумя путями: посредством увеличения напора H или посредством уменьшения перепада. Рассмотрим здесь первый прием, где уменьшение

относительного перепада Z/H производится посредством увеличения напора H , что осуществляется путем углубления дна в нижнем бьефе, т. е. посредством устройства водобойного колодца (фиг. 13) глубиной d .

Необходимая для указанных целей глубина водобойного колодца может быть определяема на основании следующего рассмотрения: предположим, что

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = a,$$

тогда

$$Z_0 = H_0 a,$$

$$H_0 = \frac{Z_0}{a} = \frac{Z_0}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0}.$$

Здесь Z_0 и H_0 — перепад и напор, соответствующие критическому условию, когда $h_2 = t_2$.

Поэтому необходимая глубина водобойного колодца, или, что то же, размер увеличения напора H , легко определится из соотношения

$$d = H_0 - H = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H,$$

так как

$$Z_0 = Z = \text{const.}$$

Для пояснения всего сказанного решим пример.

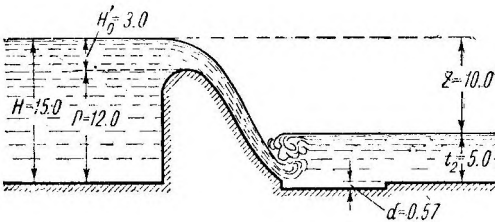
Пример 9. Определить глубину водобойного колодца для водосливной плотины высотой $P = 12,00$ м, имеющей напор над гребнем водослива $H'_0 = 3$ м и глубину воды в нижнем бьефе $t_2 = 5$ м (фиг. 14).

Принимая $m = 0,45$ и $\varphi = 0,95$, вычисляем:

$$h_{\kappa} = \sqrt[3]{2m^2 H_0} = \sqrt[3]{2 \cdot 0,45^2} H_0 = 0,741 \cdot 3 = 2,22 \text{ м};$$

$$Z = H - t_2 = 15 - 5 = 10 \text{ м},$$

$$\frac{Z}{h_{\kappa}} = \frac{10}{2,22} = 4,495; \quad \frac{Z}{H} = \frac{10}{15} = 0,666,$$



Фиг. 14.

$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,642$, т. е. здесь будет иметь место отогнанный прыжок в силу неравенства

$$\frac{Z}{H} > \left(\frac{Z}{H}\right)_0.$$

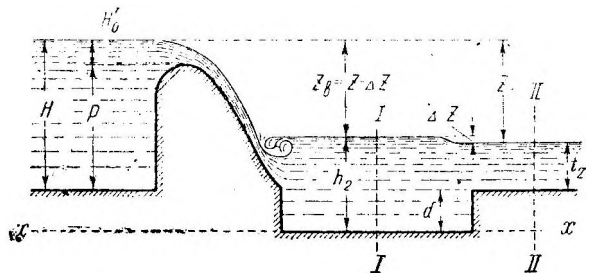
Определим теперь необходимую для затопления прыжка глубину водобойного колодца по формуле

$$d = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H = \frac{10}{0,642} - 15 = 15,57 - 15 = 0,57 \text{ м},$$

т. е. глубина водобойного колодца определяется исключительно просто без подбора.

Отмеченное обстоятельство является одним из основных преимуществ нашего метода по сравнению с методом проф. Б. А. Бахметева.

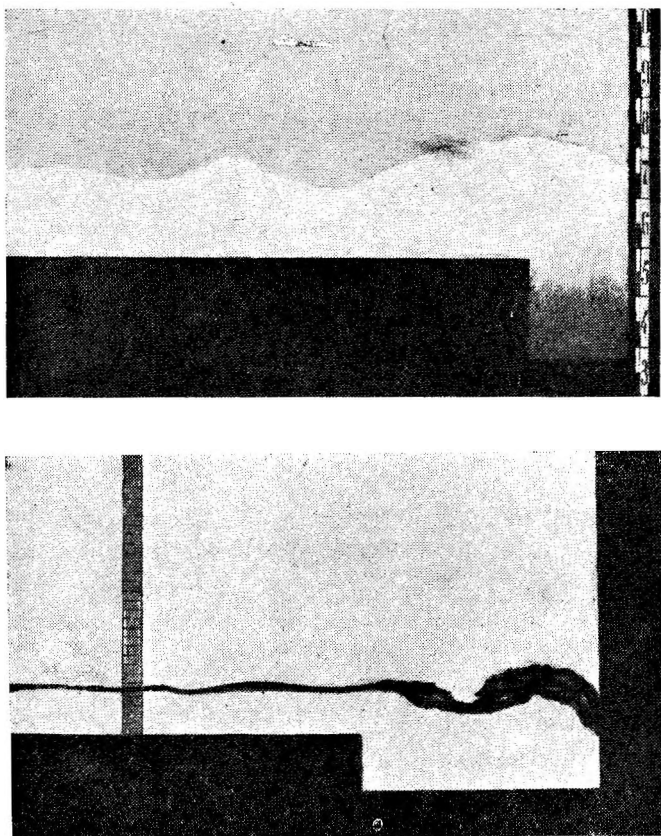
Как следует из предыдущего рассмотрения, глубина водобойного колодца d определяется из условия, что перепад $Z = H - t_2$, т. е. что горизонт воды в колодце и горизонт воды в нижнем бьефе стоит на одном уровне (фиг. 13, 14). В действительности же в силу наличия потерь энергии при протекании через ребро водобойного колодца и вследствие некоторой разности энергиями I-I и II-II (т. е. между сечениями, расположенными в колодце и по выходе из него) следует ожидать образования некоторого перепада



Фиг. 15.

несколько повышающего уровень нижнего бьефа (фиг. 15). Надо отметить, что помимо изложенных здесь сейчас соображений по данному вопросу возможность образования перепада при протекании воды через водобойный колодец была установлена нами еще в 1927 г. на основании анализа данных лабораторных исследо-

ваний, выполненных в 1924-1925 гг.¹. На самом деле, если обратиться к рассмотрению двух ниже приводимых фотографий (фиг. 16), где представлено течение воды через водобойный колодец, нельзя было не прийти к убеждению, что в колодце имеет место некоторое повышение горизонта. Возможность констатации этого

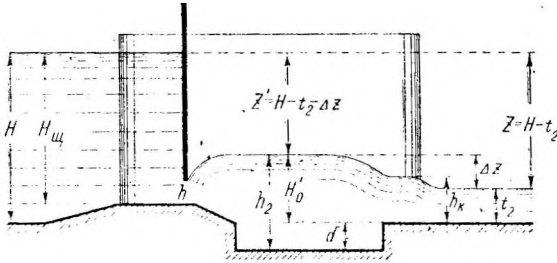


Фиг. 16.

явления на основании лабораторных данных позволило нам тогда внести предложение о рассмотрении истечения воды через водобойный колодец как истечения через водослив с широким порогом, имея в виду применение такого расчета в первую очередь для случаев пропуска через сооружения больших расходов

¹ Упоминаемые лабораторные исследования были выполнены в 1924—1925 гг. в гидравлической лаборатории Ленинградского политехнического института при разработке автором научной части дипломного проекта, посвященной лабораторным исследованиям по вопросу о рациональной длине и глубине водобойного колодца для случая истечения воды из-под щита.

через один пролет¹. Действительно, если сооружение имеет несколько пролетов, причем водобойный колодец находится в пределах бычков² (фиг. 17), и если будет работать только один пролет, то возможны случаи, когда горизонт воды в нижнем бьефе будет меньше или близок к значению критической глубины, соответствующей единичному расходу работающего пролета. Тогда при протекании воды через водобойный колодец



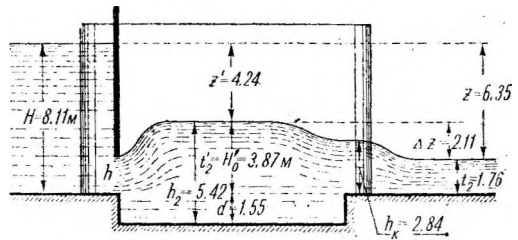
Фиг. 17.

как это, например, схематически показано на фиг. 17. А это значит, что перед выходом из колодца будет образовываться перепад, повышающий уровень воды в колодце, что и должно быть в той или иной мере учитываемо путем введения в расчет вместо глубины нижнего бьефа глубины, устанавливающейся в колодце, работающем в данном случае как водослив с широким порогом. В примере 10, который приведен ниже, будет показан ход расчета и анализ получаемых при этом результатов.

Пример 10. Разборчатая водоподъемная плотина имеет двенадцатьотверстий шириной по 12,8 м каждая и характеризуется следующими данными¹: полный напор $H = 8,11$ м (фиг. 18), коэффициент скорости $\phi = 0,92$, пропускаемый через плотину расход $Q = 192,0$ м³/сек, глубина воды в нижнем бьефе $t_2 = 1,76$ м (после растекания).

По условиям временной эксплуатации, при пропуске расхода $Q = 192$ м³/сек должно открываться только одно отверстие. Определить необходимую при этом глубину водобойного колодца из предположения работы его как водослива с широким порогом.

Для решения поставленной задачи определяем единичный расход $q = \frac{192}{12,8} = 15$ м³/сек и соответствующую ему критическую глубину $h_k =$



Фиг. 18.

¹ Все сказанное здесь было изложено в статье, представленной в 1927 г. в редакцию „Известий Государственного научно-мелиорационного института“ (эта статья тогда не была опубликована).

² В противном случае задача становится достаточно неопределенной вследствие отсутствия точных данных об условиях растекания.

$$= \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{15^2}{9,81}} = 2,84 \text{ м.}$$

Пренебрегая потерями, которые имеют место при протекании воды через ребро водобойного колодца (для запаса в расчетах), т. е. принимая коэффициент расхода водослива с широким порогом равным $m = 0,385$ (т. е. $\varphi = 1,00$), можно легко исчислить величину напора, устанавливающегося над ребром водобойного колодца, воспользовавшись для этого зависимостью

$$H_0 = \frac{h_{\kappa}}{\sqrt[3]{2m^2}} = \frac{2,84}{\sqrt[3]{2 \cdot 0,385^2}} = \frac{2,84}{0,666} = 4,26 \text{ м.}$$

Определив же указанную величину напора $H_0 = 4,26 \text{ м}$, установим теперь величину повышения горизонта воды в колодце по сравнению с горизонтом воды в нижнем бьефе, т. е. исчислим величину перепада ΔZ (фиг. 18). Для этого нужно только определить значение скоростного напора в водобойном колодце по зависимости

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{q^2}{2gh_2^2},$$

где v — скорость течения воды в водобойном колодце, а h_2 — глубина воды в колодце, равная $h_2 = d + H'_0$, где в свою очередь H'_0 — геометри-

ческий напор (т. е. $H'_0 = H_0 - \frac{v^2}{2g}$). Нетрудно убедиться, что для вычисления указанной величины скоростного напора необходимо знать значение глубины $h_2 = d + H'_0$, которая может быть определена по графику

или таблицам функций $\frac{h_2}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{H}{h_{\kappa}}\right)$ для напора $H = 8,11 \text{ м}$, что будет являться решением в первом приближении¹. Тогда для $\varphi = 0,92 \text{ м}$.

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{8,11}{2,84} = 2,855 \text{ получаем } \frac{h_2}{h_{\kappa}} = 1,764 \text{ и } h_2 = 1,764 \cdot 2,84 = 5,01 \text{ м.}$$

Следовательно,

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{q^2}{2gh_2^2} = \frac{15,0^2}{19,62 \cdot 5,01^2} = 0,46 \text{ м.}$$

Так как очевидно, что увеличение глубины воды в нижнем бьефе ΔZ равно:

$$\Delta Z = H'_0 - t_2$$

или

$$\Delta Z = H_0 - \frac{v^2}{2g} - t_2,$$

то

$$\Delta Z = 4,26 - 0,46 - 1,76 = 2,04 \text{ м.}$$

Таким образом новая глубина воды в нижнем бьефе t'_2 (фиг. 18), которая и должна вводиться в расчет, получает нижеследующее выражение:

$$t'_2 = t_2 + \Delta Z = 1,76 + 2,04 = 3,80 \text{ м.}$$

Произведя теперь расчет глубины водобойного колодца ранее изложенным методом, имеем

$$Z = H - t'_2 = 8,11 - 3,80 = 4,31 \text{ м,}$$

$$\frac{Z}{h_{\kappa}} = \frac{4,31}{2,84} = 1,52,$$

¹ Т. е. без учета увеличения напора H в связи с углублением дна на величину d при устройстве водобойного колодца.

откуда устанавливаем величину критического относительного перепада для $\varphi = 0,92$:

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,443$$

и необходимую глубину водобойного колодца

$$d = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H = \frac{4,31}{0,443} - 8,11 = 9,73 - 8,11 = 1,62 \text{ м.}$$

Для уточнения расчета определим теперь глубину h_2 с учетом заглубления дна в нижнем бьефе на величину $d = 1,62 \text{ м}$. В этом случае

$$H = 8,11 + 1,62 = 9,73 \text{ м,}$$

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{9,73}{2,84} = 3,42 \text{ и } \frac{h_2}{h_{\kappa}} = 1,907,$$

$$h_2 = 1,907 \cdot 2,84 = 5,42 \text{ м}$$

и далее

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{q^2}{2gh_2^2} = \frac{15,0^2}{19,62 \cdot 5,42^2} = 0,39 \text{ м,}$$

$$\Delta Z = H_0 - \frac{v^2}{2g} - t_2 = 4,26 - 0,39 - 1,76 = 2,11 \text{ м,}$$

$$t'_2 = t_2 + \Delta Z = 1,76 + 2,11 = 3,87 \text{ м,}$$

$$Z = H - t'_2 = 8,11 - 3,87 = 4,24 \text{ м,}$$

$$\frac{Z}{h_{\kappa}} = \frac{4,24}{2,84} = 1,49,$$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,439,$$

$$d = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H = \frac{4,24}{0,439} - 8,11 = 9,66 - 8,11 = 1,55 \text{ м.}$$

Дальнейшее уточнение приводит нас к той же глубине колодца $d = 1,55 \text{ м}$, на которой мы и останавливаемся.

Исполним теперь сравнительный расчет глубины водобойного колодца без учета перепада $\Delta Z = 2,11 \text{ м}$, т. е. будем принимать в качестве глубины нижнего бьефа глубину $t_2 = 1,76 \text{ м}$ ¹. Тогда

$$Z = H - t_2 = 8,11 - 1,76 = 6,35 \text{ м,}$$

$$\frac{Z}{h_{\kappa}} = \frac{6,35}{2,84} = 2,24,$$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,518,$$

$$d = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H = \frac{6,35}{0,518} - 8,11 = 12,25 - 8,11 = 4,14 \text{ м.}$$

¹ Расчет колодца при глубине нижнего бьефа $t_2 = 1,76 \text{ м}$ даст значительный запас в силу того, что при таком расчете условно принимается, что полное растекание потока происходит непосредственно за выходной гранью колодца. На самом же деле полное растекание произойдет на некотором расстоянии от этой грани.

Следовательно, рассчитывая в данном случае водобойный колодец как водослив с широким порогом, мы получаем уменьшение необходимой

глубины в $\frac{4,14}{1,55} \approx 2,5$ раза по сравнению с обычным расчетом. На основа-

нии ряда таких результатов, являющихся достаточно показательными, мы в свое время и рекомендовали трактовать водобойный колодец как водослив, т. е. при расчете учитывать величину перепада ΔZ , имея в виду преимущественно те положения, когда глубина нижнего бьефа является слишком незначительной по сравнению с пропускаемым через сооружение единичным расходом (или, что то же, по сравнению с критической глубиной). Но тогда же нами было обращено внимание на некоторую приближенность подобного расчета в силу тех допущений, которые неизбежно вносятся при рассмотрении водобойного колодца как водослива.

§ 3. РАСЧЕТ ГЛУБИНЫ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА С УЧЕТОМ ПЕРЕПАДА

В последнее время ряд авторов (акад. Н. Н. Павловский¹, проф. М. Д. Чертоусов² и др.) также стали рекомендовать учитывать перепад, образующийся в колодце, трактуя этот вопрос уже в более расширенном смысле, т. е. распространяя этот расчет на все случаи протекания воды через колодец вне зависимости от величины образующегося перепада³.

Надо отметить, что до последнего времени учет перепада не вошел еще в практику гидравлических расчетов водобойных колодцев. Объясняется это обстоятельство двумя причинами: малой величиной перепада, получающегося в большинстве практических случаев, что позволяет им пренебрегать⁴, и отсутствием опытных данных, подтверждающих действительное наличие подобного перепада на работающих гидротехнических сооружениях тем более, что при теоретическом расчете величины перепада вносится в расчет известная доля условности при применении уравнения Бернулли к потоку, протекающему через водобойный колодец. Поэтому мы считали необходимым при первой же возможности произвести экспериментальное исследование данного вопроса, что нам и удалось исполнить летом 1936 г. при гидравлических исследованиях гидротехнических сооружений одного из водохранилищ, произведенных Отделом исследования гидротехнических сооружений строительства канала Москва-Волга. Но прежде чем перейти к описанию результатов исследований, мы обратимся к изложению разработанного нами теоретического расчета.

Ввиду некоторой неопределенности, которая, естественно, возникает при назначении величины коэффициента расхода для водобойного колодца, мы считаем более правильным пренебрегать

¹ Акад. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, 1937 г., стр. 686—692.

² Проф. М. Д. Чертоусов, К вопросу об определении глубины водобойного колодца, XVII выпуск „Известий НИИГ“ за 1935 г.

³ Как уже было отмечено ранее, наше первоначальное предложение предусматривало учет перепада только в тех случаях, где величина этого перепада является значительной, т. е. существенно влияющей на глубину колодца.

⁴ К тому же пренебрежение этим перепадом дает запас в расчетах.

потерей энергии при проходе воды через выходную грань колодца (считая как бы коэффициент ϕ для затопленного водослива равным $\phi = 1,00$, или, что то же самое, $m = 0,385$) и учитывать только перепад, образующийся в силу наличия разности энергии между сечениями *I-I* и *II-II* (фиг. 15).

Поэтому величина перепада, подлежащего учету, определится в результате приравнивания энергий потока в сечениях *I-I* и *II-II* (фиг. 15). Действительно,

$$h_2 + \frac{v_1^2}{2g} = t_2 + d + \frac{v_2^2}{2g},$$

если за плоскость сравнения принять дно водобойного колодца (т. е. плоскость *xx*). В предыдущем выражении через h_2 обозначена глубина, взаимная с глубиной сжатого сечения h_1 (h_c); t_2 — глубина воды в нижнем бьефе; v_1 и v_2 — скорости течения воды в сечениях *I-I* и *II-II*; d — глубина водобойного колодца.

Преобразуя полученную зависимость, получим

$$h_2 + \frac{q^2}{2gh_2^2} = t_2 + d + \frac{q^2}{2gt_2^2},$$

$$h_2 + \frac{h_K^3}{2h_2^2} = t_2 + d + \frac{h_K^3}{2t_2^2},$$

откуда возможно определить глубину водобойного колодца

$$d = h_2 - t_2 + \frac{h_K^3}{2h_2^2} - \frac{h_K^3}{2t_2^2}.$$

Разность величин $\frac{h_K^3}{2t_2^2} - \frac{h_K^3}{2h_2^2}$ представляет собой не что иное, как величину перепада ΔZ , подлежащего учету. Следовательно,

$$\Delta Z = \frac{h_K^3}{2t_2^2} - \frac{h_K^3}{2h_2^2},$$

а потому

$$d = h_2 - t_2 - \Delta Z = h_2 - t_2',$$

где

$$t_2' = t_2 + \Delta Z,$$

т. е. в формулу для глубины водобойного колодца вводится величина перепада ΔZ , увеличивающего расчетную глубину нижнего бьефа с t_2 до $t_2' = t_2 + \Delta Z$.

Рассматривая полученную формулу для глубины водобойного колодца, мы заключаем, что при непосредственном использовании данной формулы глубина водобойного колодца может быть найдена только подбором.

В нашей статье, представленной в начале 1935 г. в Научно-исследовательский институт гидротехники под наименованием „Замечания к статье инж. П. М. Бобина о расчете высотных размеров водобойных сооружений и предлагаемый способ расчета глубины водобойных колодцев“, было отмечено, что возможно дать решение, позволяющее и в данном случае определять глубину водобойного колодца без подбора (т. е. без последовательного приближения), для чего чрезвычайно удобно могут быть при-

способлены таблицы функций Z/h_k и H/h_k т. д., приведенные в нашей работе „К вопросу о расчете водобойных колодцев“.

Действительно, в статье проф. М. Д. Чертоусова „К вопросу об определении глубины водобойного колодца“ показано, как легко наши таблицы

и графики $\frac{Z}{h_k} = f\left(\frac{H}{h_k}\right)$ могут быть приспособлены для указанных

целей.

Не приводя здесь этого решения, поскольку оно уже показано проф. М. Д. Чертоусовым, мы считаем нужным здесь рассмотреть и предложить другое, с нашей точки зрения более совершенное решение.

Это предлагаемое новое решение заключается в приспособлении таблиц и графиков для критического относительного пере-

пада $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_k}\right)$ также и для решения данной задачи.

Напишем по предыдущему выражение для критического перепада, соответствующего предельному условию, определяемому равенством $h_2 = t_2$, тогда (фиг. 15)

$$Z_0 = Z - \Delta Z = H - h_2,$$

с другой стороны,

$$\Delta Z = \frac{h_k^3}{2t_2^2} - \frac{h_k^3}{2h_2^2}.$$

Поэтому

$$Z - \frac{h_k^3}{2t_2^2} + \frac{h_k^3}{2h_2^2} = H - h_2$$

и

$$Z - \frac{h_k^3}{2t_2^2} = H - h_2 - \frac{h_k^3}{2h_2^2}. \quad (13)$$

Разделим обе части выражения (13) на H , тогда

$$\frac{Z - \frac{h_k^3}{2t_2^2}}{H} = 1 - \frac{h_2}{H} - \frac{h_k^3}{2h_2^2 H}.$$

Так как выражение

$$\frac{h_k^3}{2t_2^2} = \frac{v_2^2}{2g}$$

стоянной величиной, то отношение

$$\frac{Z - \frac{h_k^3}{2t_2^2}}{H},$$

так же как и первоначальное отношение $\frac{Z}{H}$, является функцией величин $\frac{H}{h_k}$ и $\frac{Z}{h_k}$ и

легко может быть вычислено. Для этого достаточно только из вычисленных ранее значений для критического относительного перепада

$$\frac{Z}{H} = 1 - \frac{h_2}{H} = 1 - \frac{\varphi^2}{\left(\frac{h_\kappa}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2} \left[\sqrt{1 + \frac{8h_\kappa^3}{h_c^3} - 1} \right]$$

и соответствующих различным отношениям $\frac{H}{h_\kappa}$ вычислять значения величин $\frac{h_\kappa^3}{2h_2^2 H}$:

Тогда будет получена зависимость вида

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_s = \frac{Z - \frac{h_\kappa^3}{2t_2^2}}{H} = f\left(\frac{H}{h_\kappa}\right).$$

Разделим теперь обе части выражения (13) на критическую глубину h_κ . Тогда

$$\frac{Z - \frac{h_\kappa^3}{2t_2^2}}{h_\kappa} = \frac{H}{h_\kappa} - \frac{h_2}{h_\kappa} - \frac{h_\kappa^2}{2h_2^2}.$$

Рассуждая аналогичным образом, мы можем получить зависимость вида

$$\left(\frac{Z}{h_\kappa}\right)' = \frac{Z - \frac{h_\kappa^3}{2t_2^2}}{h_\kappa} = f\left(\frac{H}{h_\kappa}\right).$$

Таким образом мы убеждаемся, что

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_s = f\left(\frac{Z}{h_\kappa}\right)',$$

т. е.

$$\frac{Z - \frac{h_\kappa^3}{2t_2^2}}{H} = f\left(\frac{Z - \frac{h_\kappa^3}{2t_2^2}}{h_\kappa}\right).$$

Итак, нами получена зависимость

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_s = f\left(\frac{Z}{h_\kappa}\right)',$$

аналогичная зависимость для критического относительного перепада

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_\kappa}\right).$$

Следовательно, может быть построен график

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_s = f\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)',$$

аналогичный графику для критического относительного перепада $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)_0$ и обладающий всеми его достоинствами.

Такие графики для различных коэффициентов скорости ϕ нами построены и прилагаются (см. графики III и IV в приложении).

Так как здесь в полной мере остаются все рассуждения, сделанные ранее по вопросу об определении глубины водобойного колодца, то и в данном случае глубина водобойного колодца может быть определена по формуле¹

$$d = \frac{Z'}{\left(\frac{Z}{H}\right)_s} - H.$$

Здесь только вместо критического относительного перепада

$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)$ входит значение $\left(\frac{Z}{H}\right)_s = f\left(\frac{Z - \frac{h_{\kappa}^3}{2t_2^2}}{h_{\kappa}}\right)$, а вместо перепада — исправленная величина перепада

$$Z' = Z - \frac{h_{\kappa}^3}{2t_2^2}.$$

Рассмотрим теперь пример по определению глубины водобойного колодца с учетом образующегося перепада.

Для возможности сравнения с данными расчета, не учитывающего этот перепад, воспользуемся условиями примера 9.

Пример 11. Определить глубину водобойного колодца для водосливной плотины высотой $P = 12$ м, имеющей напор над гребнем водослива $H_0 = 3$ м и глубину воды в нижнем бьефе $t_2 = 5$ м. Кроме того, известно, что $m = 0,45$ и $\phi = 0,95$ м. Требуется определить глубину водобойного колодца с учетом перепада и сравнить с данными расчета, не учитывающего этот перепад.

Ранее (стр. 30) было установлено, что

$$h_{\kappa} = 2,22 \text{ м},$$

$$Z = 10 \text{ м}.$$

Определим значение $\frac{v_2^2}{2g} = \frac{h_{\kappa}^3}{2t_2^2} = \frac{2,22^3}{2 \cdot 5^2} = \frac{10,99}{50} = 0,22.$

¹ Несколько иначе эту задачу решает акад. Н. Н. Павловский („Гидравлический справочник“, 1937 г., стр. 686—692). Мы здесь этого решения приводить не будем, отсылая интересующихся к первоисточнику. Со своей же стороны отметим, что предлагаемое нами решение этой задачи является более простым и подчиненным применению классического понятия „критического относительного перепада“, введенного в гидравлику еще Bazеном и Бахметевым.

Тогда $Z' = Z - \frac{h_k^3}{2t_2^2} = 10 - 0,22 = 9,78$ м и отношение $\left(\frac{Z}{h_k}\right)' = 4,396$.

По графику III находим отношение

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_s = 0,630.$$

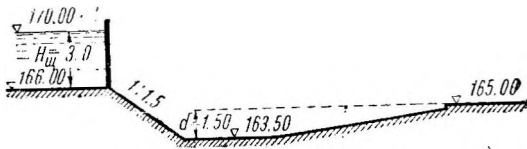
Следовательно, глубина водобойного колодца получается равной

$$d = \frac{Z'}{\left(\frac{Z}{H}\right)_s} - H = \frac{9,78}{0,630} - 10 = 15,52 - 10 = 5,52 \text{ м.}$$

Глубина же колодца, определенная без учета перепада, составляла $d=0,57$, т. е. в рассматриваемом случае учет перепада дает возможность сократить глубину водобойного колодца на $\approx 10\%$. Такое сокращение будет более значительным при большей разнице в значениях глубин H_2 и t_2 , т. е. для более глубоких колодцев.

§ 4. РЕЗУЛЬТАТЫ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА ГОЛОВНОГО СООРУЖЕНИЯ ВОДОСБРОСА ОДНОГО ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩ

К числу прочих экспериментальных гидравлических работ, исполненных Отделом исследования гидротехнических сооружений, относятся работы 1936 г. по исследованию водобойного колодца головного сооружения водосброса одного из водохранилищ.



Фиг. 19.

Головное сооружение водосброса представляет собой бетонную разборчатую плотину шириной 53 м с четырьмя 11-метровыми отверстиями и 3 бычками шириной по 3 м. Отверстия головного

сооружения перекрыты сегментными затворами размером 11×4 м. Для гашения энергии воды, проходящей через головное сооружение, устроен водобойный колодец глубиной 1,5 м в начальной части и имеющий выходную грань в виде обратного уклона (фиг. 19); длина колодца около 14 м. Ширина колодца, так же как и головного сооружения, равна 53 м. Порог головного сооружения сопрягается с водобойным колодцем сливной стенкой, имеющей уклон 1:1,5.

Работы по гидравлическому исследованию водобойного колодца заключались в пропуске различных расходов воды через отверстия головного сооружения (при одинаковых открытиях каждого отверстия) и в нивелировании поверхности потока в различных его точках для возможности установления величины интересующего нас перепада ΔZ .

Всего было произведено три опыта.

Опыт 1 — при открытии двух средних затворов на высоту

$$h = 0,3 \text{ м при напоре } H_{\text{щ}} = 1,72 \text{ м.}$$

Опыт 2 — при открытии всех четырех затворов на высоту

$$h = 0,0572 \text{ м при напоре } H_{\text{щ}} = 2,22 \text{ м.}$$

Опыт 3 — при открытии всех четырех затворов на высоту

$$h = 0,0315 \text{ м при напоре } H_{\text{щ}} = 2,22 \text{ м.}$$

При этом для определения величины коэффициента расхода μ при истечении воды из-под щита головного сооружения были произведены специальные работы, которые совместно с данными лабораторных исследований этого же сооружения, выполненных в Гидротехнической лаборатории строительства, позволили построить график изменения коэффициента расхода μ в зависимости от от-



Фиг. 20. График изменения коэффициента расхода в зависимости от отношения открытия затвора к напору для сегментных затворов головного сооружения плотины.

ношения $\frac{h}{H_{\text{щ}}}$, т. е.

$$\mu = f\left(\frac{h}{H_{\text{щ}}}\right).$$

Этот график как представляющий значительный

общий интерес, а также необходимый нам для обработки результатов исследований водобойного колодца приводится на фиг. 20.

Переходя теперь к непосредственному рассмотрению результатов опытов, обратимся к опыту 1.

Опыт 1 (11/III 1936 г.)

Открыто два средних затвора на высоту $h = 0,30 \text{ м}$.

Горизонт воды верхнего бьефа 167,72 м.

нижнего „ 165,80 м.

Глубина нижнего бьефа $t_1 = 165,82 - 165,00 = 0,82 \text{ м}$.

Полный напор $H = 167,72 - 163,50 = 4,22 \text{ м}$.

Напор перед затвором $H_{\text{щ}} = 167,72 - 166,00 = 1,72 \text{ м}$.

$$\frac{h}{H_{\text{щ}}} = \frac{0,30}{1,72} = 0,174 \text{ м, соответственно, } \mu = 0,70 \text{ (фиг. 20).}$$

$$q = \mu h \sqrt{2g\left(H - \frac{h}{2}\right)} = 0,70 \cdot 0,30 \sqrt{19,62 \left(1,72 - \frac{0,30}{2}\right)} = 1,165 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$Q = 1,165 \cdot 22 = 25,62 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$h_{\kappa} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,165^2}{9,81}} = 0,517 \text{ м,}$$

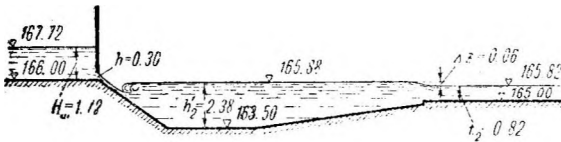
$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{4,22}{0,517} = 8,16.$$

Принимая для рассматриваемого случая коэффициент скорости $\varphi = 0,95$, определяем глубину h_2 , взаимную с глубиной сжатого сечения, которая

для $\frac{H}{h_{\kappa}} = 8,16$ и $\frac{h_2}{h_{\kappa}} = 2,619$ будет равна

$$h_2 = 2,619 \cdot 0,517 = 1,315 \text{ м.}$$

В результате нивелировок уровня воды в водобойном колодце в различных точках и в результате обработки и анализа этих материалов получен следующий, показанный на фиг. 21, осредненный продольный профиль потока. Следовательно, глубина воды в колодце равна



Фиг. 21.

$$h'_2 = 165,88 —$$

$$— 163,50 = 2,38 \text{ м,}$$

т. е. мы имеем в данном случае коэффициент запаса в затоплении прыжка

$$n = \frac{h'_2}{h_2} = \frac{2,38}{1,315} = 1,81.$$

Таким образом можно заключить, что в условиях нашего эксперимента мы имели чрезвычайно устойчивое затопление прыжка, что и характеризовалось весьма спокойным движением потока через водобойный колодец (это обстоятельство позволяло также произвести достаточно точно нивелировку поверхности воды).

Обращаясь теперь к осредненному продольному профилю потока, мы можем заключить, что величина перепада равна

$$\Delta Z = 165,88 — 165,82 = 0,06 \text{ м.}$$

Вычислим теперь теоретическую величину перепада ΔZ по зависимости (13), приведенной выше,

$$\Delta Z = \frac{h_{\kappa}^3}{2t_2^2} - \frac{h_{\kappa}^3}{2(h'_2)^2} = h_{\kappa}^3 \left(\frac{1}{2t_2^2} - \frac{1}{2(h'_2)^2} \right) =$$

$$= 0,517^3 \left(\frac{1}{2 \cdot 0,83^2} - \frac{1}{2 \cdot 2,38^2} \right) = 0,09 \text{ м.}$$

Сопоставляя полученный теоретический результат с данными фактических наблюдений, можно прийти к заключению о сравнительно близкой сходимости результатов. Кроме того, следует отметить, что теоретические данные еще более приблизятся к фактическим, если мы попытаемся учесть растекание потока, которое имело место в действительности и не было учтено теоретической формулой (13). Действительно, если мы вместо ширины отверстия, равной 11,00 м, примем для сечения, соответствующего выходной грани колодца, ширину потока равной 12,50 м (где 1,5 м — половина ширины бычка), то единичный расход для растекающегося потока будет равен

$$q_p = \frac{1,165 \cdot 11}{12,5} = 1,025 \text{ м}^3/\text{сек}$$

и соответствующая ему критическая глубина

$$h_{к.р} = \sqrt[3]{\frac{q_p^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,025^2}{9,81}} = 0,475 \text{ м}$$

вместо $h_k = 0,517 \text{ м}$.

Тогда

$$\Delta Z_p = \frac{h_{к.р}^3}{2t_2^2} - \frac{h_k^3}{2(h_2')^2} = \frac{0,475^3}{2 \cdot 0,83^2} - \frac{0,517^3}{2 \cdot 2,38^2} = 0,078 - 0,012 = 0,064 \text{ м}.$$

Таким образом можно констатировать, что перепад в водобойных колодцах существует и величина его близка к теоретической, а потому этот перепад и должен быть в той или иной мере учитываем при расчетах.

Перейдем теперь к рассмотрению результатов опытов 2 и 3

Опыт 2 (25/IX 1936 г.)

Открыты все четыре затвора на высоту $h = 0,0572 \text{ м}$.

Горизонт воды верхнего бьефа 168,22 м.

Глубина нижнего бьефа $t_1 = 165,54$ — 165,00 = 0,54 м.

Полный напор $H = 168,22 - 163,50 = 4,72 \text{ м}$.

Напор перед затвором $H_{из} = 168,22 - 166,00 = 2,22 \text{ м}$.

$$\frac{h}{H_{из}} = \frac{0,0572}{2,22} = 0,026; \text{ по фиг. 20 находим } \mu = 0,66.$$

$$= \mu h \sqrt{2g \left(H - \frac{h}{2} \right)} = 0,66 \cdot 0,0572 \sqrt{19,62 \left(2,22 - \frac{0,0572}{2} \right)} = 0,248 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$Q = 0,248 \cdot 44 = 10,91 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{0,248^2}{9,81}} = 0,183 \text{ м.}$$

$$\frac{H}{h_k} = \frac{4,72}{0,183} = 25,80 \text{ и для } \varphi = 0,95 \quad \frac{h_2}{h_k} = 3,615.$$

$$h_2 = h_k \cdot 3,615 = 0,183 \cdot 3,615 = 0,662 \text{ м.}$$

В результате обработки данных по нивелированию уровня воды в водобойном колодце было зафиксировано практическое отсутствие перепада (во всяком случае инструментом эта величина не улавливалась, так как была столь малой, что выходила за пределы точности инструмента).

Следовательно, глубина воды в колодце была равной

$$h_2' = 165,54 - 163,50 = 2,04 \text{ м}$$

и соответствующий ей коэффициент запаса в затоплении прыжка

$$n = \frac{h_2'}{h_2} = \frac{2,04}{0,662} = 3,08.$$

Наконец,

$$\Delta Z = h_k^3 \left(\frac{1}{2t_2^2} - \frac{1}{2(h'_2)^2} \right) =$$
$$= 0,183^3 \left(\frac{1}{2 \cdot 0,54^2} - \frac{1}{2 \cdot 2,04^2} \right) = 0,0098 \text{ м} \approx 0,01 \text{ м}.$$

Таким образом мы убеждаемся, что и теоретическая величина перепада не выходит за тот предел, который является пределом точности наших измерений, т. е. что и в рассматриваемом случае мы имеем совпадение теоретических и опытных данных. К этому же выводу мы придем, если будем анализировать результаты опыта 3. Итак, на основании анализа данных непосредственных измерений можно констатировать, что перепад в водобойных колодцах образуется и что величина этого перепада близка к вычисленной теоретически по уравнению Бернулли.

Все это позволяет еще раз рекомендовать вводить в расчет величину перепада при определении глубины водобойного колодца.

§ 5. СООБРАЖЕНИЯ О НАЗНАЧЕНИИ ЗАПАСА В ГЛУБИНЕ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА

Вследствие того что в основу всех наших предыдущих расчетов по определению глубины водобойных колодцев положено критическое равенство, характеризующееся условием

$$t=h_2 = t_2, \text{ или, что то же, } \frac{Z}{H} = \left(\frac{Z}{H} \right)_0,$$

в том, что в вычисляемых таким образом глубинах водобойных колодцев не содержится запаса. Поэтому, обращаясь к рассмотрению вопроса о методах установления запаса в глубинах водобойных колодцев, укажем, что для получения необходимого запаса в глубине водобойного колодца обычно применяют следующий прием¹: вводя коэффициент запаса

$$n = 1,05 - 1,10,$$

умножают на этот коэффициент глубину $h_2 = d + t_2$, взаимную с глубиной сжатого сечения, и получают некоторую новую глубину $h'_2 = nh_2$, обеспечение которой в нижнем бьефе при помощи устройства водобойного колодца и дает необходимый запас, характеризующийся „степенью затопления прыжка“ (по терминологии проф. М. Д. Чертоусова)

$$n = \frac{h'_2}{h_2}.$$

Для пояснения всего сказанного решим два примера.

Пример 12. (расчет глубины колодца без учета перепада). Для условий примера 9 определить необходимое увеличение глубины водобойного ко-

¹ См., например, проф. М. Д. Чертоусов, Инженерная гидравлика, 1934 г., стр. 431.

лодца с целью достижения запаса, характеризующегося степенью затопления прыжка $n = 1,05$.

Ранее было установлено (см. стр. 30), что

$$Z = 10 \text{ м}; \quad h_k = 2,22 \text{ м}; \quad d = 0,57 \text{ м},$$

а также было известно

$$H = 15 \text{ м}; \quad t_2 = 5 \text{ м}; \quad \varphi = 0,95.$$

Определим значение глубины $h_2 = d + t_2 = 0,57 + 5 = 5,57 \text{ м}$. Для обеспечения степени затопления прыжка $n = 1,05$ необходимо создание в нижнем бьефе глубины

$$h'_2 = 1,05 \cdot 5,57 = 5,85 \text{ м},$$

т. е. необходимо увеличение глубины водобойного колодца на

$$\Delta d = h'_2 - h_2 = 5,85 - 5,57 = 0,28 \text{ м}.$$

Вследствие того что при увеличении глубины водобойного колодца несколько увеличится значение глубины (вследствие увеличения полного напора H на величину $\Delta d = 0,28$), то необходимо произвести проверку изменения заданного коэффициента n .

Для этого вычислим величину отношения

$$\frac{H}{h_k} = \frac{15 + 0,85}{2,22} = \frac{15,85}{2,22} = 7,14$$

и для $\varphi = 0,95$ по таблицам или графикам $\frac{h_2}{h_k} = f\left(\frac{H}{h_k}\right)$ найдем

$$\frac{h_2}{h_k} = 2,515, \quad \text{т. е.} \quad h_2 = 2,515 \cdot 2,22 = 5,58 \text{ м}.$$

Следовательно, коэффициент запаса n получается равным

$$n = \frac{5,85}{5,58} = 1,048 \approx 1,05.$$

Вследствие того что коэффициент запаса n практически не изменился, то можно на этом расчет закончить. В противном случае расчет нужно продолжать и методом последовательного приближения определить такую глубину водобойного колодца, при которой коэффициент запаса n получается равным заданному. Для этого пришлось бы определить

$$h'_2 = 1,05 \cdot 5,58 = 5,86 \text{ м},$$

$$\Delta d = h'_2 - (d + t_2) = 5,86 - 5,57 = 0,29 \text{ м} \text{ и т. д.}$$

Пример 13 (расчет глубины колодца с учетом перепада). Для условий примера 11 определить необходимое увеличение глубины водобойного колодца с целью достижения запаса, характеризующегося степенью затопления прыжка $n = 1,05$.

Ранее было установлено (см. стр. 39—40), что

$$Z = 10,00 \text{ м}; \quad h_k = 2,22 \text{ м}; \quad d = 0,52 \text{ м},$$

а также было известно

$$H = 15,00 \text{ м}; \quad t_2 = 5,00 \text{ м}; \quad \varphi = 0,95.$$

Определим значение глубины h_2 , соответствующей полному напору $H = 15,00 + 0,52 = 15,52$ м. Тогда, так как

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{15,52}{2,22} = 6,99,$$

то

$$\frac{h_2}{h_{\kappa}} = 2,498 \text{ и } h_2 = 2,498 \cdot 2,22 = 5,56 \text{ м.}$$

Поступая по предыдущему, имеем

$$h'_2 = 1,05 \cdot 5,56 = 5,84 \text{ м,}$$

$$\Delta d = h'_2 - h_2 = 5,84 - 5,56 = 0,28 \text{ м.}$$

Следовательно, новая глубина водобойного колодца должна быть равной

$$d = 0,52 + 0,28 = 0,80 \text{ м.}$$

Произведя поверку изменения заданного коэффициента $n = 1,05$, по предыдущему получаем

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{15,00 + 0,80}{2,22} = \frac{15,80}{2,22} = 7,12,$$

$$\frac{h_2}{h_{\kappa}} = 2,512 \text{ или } h_2 = 2,512 \cdot 2,22 = 5,58 \text{ м.}$$

Следовательно, коэффициент запаса может считаться равным

$$n = \frac{5,84}{5,58} = 1,046 \approx 1,05,$$

т. е. практически оставшимся без изменения.

При желании уточнить расчет следует поступать так же, как изложено в конце примера 12, т. е. вычислить новые значения

$$h'_2 = 1,05 \cdot 5,58 = 5,86 \text{ м,}$$

$$\Delta d = h'_2 - h_2 = 5,86 - 5,56 = 0,30 \text{ м и т. д.}$$

ГЛАВА ТРЕТЬЯ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ ВОДОБОЙНОЙ СТЕНКИ

§ 1. ВЫВОД ФОРМУЛЫ для ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЫСОТЫ ВОДОБОЙНОЙ СТЕНКИ, РАБОТАЮЩЕЙ КАК НЕЗАТОПЛЕННЫЙ ВОДОСЛИВ

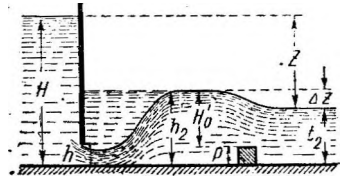
Ранее указывалось, что для затопления прыжка необходимо выполнение условия, согласно которому относительный перепад должен быть или менее или равен критическому относительному перепаду, т. е. когда

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 \geq \frac{Z}{H}.$$

Следовательно, в тех случаях, когда $\frac{Z}{H} > \left(\frac{Z}{H}\right)_0$, то для затопления прыжка необходимо уменьшение относительного перепада $\frac{Z}{H}$ с целью доведения его значения до величины, равной величине критического относительного перепада $\left(\frac{Z}{H}\right)_0$.

Прием, заключающийся в уменьшении относительного перепада $\frac{Z}{H}$ посредством увеличения напора H , т. е. посредством устройства водобойного колодца, нами был выше подробно рассмотрен.

Обратимся теперь к приему, при котором относительный перепад уменьшается за счет уменьшения величины перепада Z , что может быть достигнуто посредством устройства в нижнем бьефе так называемой водобойной стенки, которая создает подпор перед сооружением, увеличивая тем самым глубину нижнего бьефа, т. е. уменьшая величину перепада Z на величину как это, например, показано на фиг. 22.



Фиг. 22.

Еще проф. Б. А. Бахметевым было предложено рассматривать протекание воды через водобойную стенку как через обычный водослив, т. е. для определения подпора, создаваемого водобойной стенкой, пользоваться обычной формулой для расхода через водослив

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

где H_0 — напор на стенке водослива с учетом скорости подхода.

Только проф. Б. А. Бахметев для упрощения расчетов предлагал не учитывать скорость подхода, а взамен этого приравнивать коэффициент расхода водобойной стенки коэффициенту водосливной плотины, в нижнем бьефе которой устраивается водобойная стенка. Ввиду того что коэффициент расхода плотины всегда будет больше коэффициента расхода стенки, то это обстоятельство и давало необходимый запас в расчетах вообще и в частности компенсировало неучет скорости подхода. В нашей работе „К вопросу о расчете водобойных колодцев“ было предложено учитывать скорость подхода при определении необходимой высоты водобойной стенки, т. е. определять подпор, создаваемый стенкой, по формуле

$$H'_0 = H_0 - \frac{q^2}{2g h_2^2},$$

где H'_0 обозначает геометрический напор на водобойной стенке (фиг. 22), т. е. величину подпора, ей создаваемую; H_0 — полный напор на водобойной стенке с учетом скорости подхода;

$\frac{q^2}{2g h_2^2}$ — скоростной напор; h_2 — глубина воды перед водобойной стенкой.

Пользуясь вышеприведенной зависимостью для геометрического напора H'_0 , выведем общую формулу для высоты водобойной стенки p , обеспечивающей затопление прыжка.

Обозначив через ΔZ величину необходимого уменьшения перепада Z для достижения равенства

$$\frac{Z}{H} = \left(\frac{Z}{H}\right)_0,$$

где

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{H}{h_\kappa}\right),$$

можем написать

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = \frac{Z - \Delta Z}{H}.$$

Нетрудно убедиться, что величина равна тогда

$$\Delta Z = H'_0 + p - t_2,$$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = \frac{Z - H'_0 - p + t_2}{H}.$$

Так как очевидно, что $Z + t_2 = H$, то

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = \frac{H - H'_0 - p}{H}.$$

Следовательно, высота водобойной стенки должна быть равной

$$p = H \left[1 - \left(\frac{Z}{H}\right)_0 \right] - H'_0.$$

Подставив в полученное выражение значение $H'_0 = H_0 - \frac{q^2}{2g h_2^2}$, можем написать, что

$$p = H \left[1 - \left(\frac{Z}{H}\right)_0 \right] + \frac{q^2}{2g h_2^2} - H_0.$$

С другой стороны, как выше было показано,

$$H_0 = \frac{h_\kappa}{\sqrt[3]{2m^2}}.$$

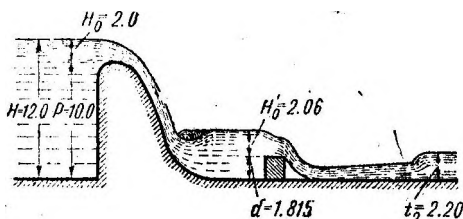
Поэтому окончательное выражение для высоты водобойной стенки принимает следующий вид:

$$p = H \left[1 - \left(\frac{Z}{H}\right)_0 \right] + \frac{h_\kappa^3}{2h_2^2} - \frac{h_\kappa}{\sqrt[3]{2m^2}}. \quad (14)$$

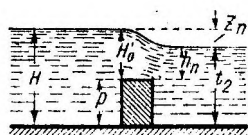
Полученное выражение для высоты водобойной стенки соответствует случаю работы ее как незатопленного водослива (фиг. 23). Практически же водобойные стенки почти всегда бывают затоплены со стороны нижнего бьефа (фиг. 24), а потому для этих случаев в расчетную формулу

$$H_0 = \frac{h_{\kappa}}{\sqrt[3]{2m^2}}$$

должен быть вводим коэффициент затопления σ_n , учитывающий уменьшение пропускной способности водослива вследствие его



Фиг. 23.



Фиг. 24.

затопления. Тогда выражение для высоты водобойной стенки для этого наиболее общего случая примет такую форму:

$$p = H \left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right] + \frac{h_{\kappa}^3}{2h_2^2} - \frac{h_{\kappa}}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}}. \quad (15)$$

Произведем теперь дальнейшее рассмотрение полученной формулы с целью ее некоторого упрощения. Как уже неоднократно отмечалось, критический относительный перепад $\left(\frac{Z}{H} \right)_0$ соответствует критическому положению, при котором глубина нижнего бьефа t_2 равна глубине h_2 , взаимной с глубиной сжатого сечения h_{σ} , соответствующей данному полному напору Я (фиг. 24). Поэтому мы имеем право написать, что $Z_0 = H - h_2$, т. е.

$$p = H \left[1 - \left(\frac{H - h_2}{H} \right)_0 \right] + \frac{h_{\kappa}^3}{2h_2^2} - \frac{h_{\kappa}}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}}$$

или окончательно

$$p = h_2 + \frac{h_{\kappa}^3}{2h_2^2} - \frac{h_{\kappa}}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}}. \quad (16)$$

Эта формула, правда на основании несколько иного рассмотрения,

была выведена нами ранее в вышеуказанной нашей работе „К вопросу о расчете водобойных колодцев“ в 1929 г., на стр. 25¹.

Повторение этого вывода сделано акад. Н. Н. Павловским в 1934 г. на докладе, прочитанном им в Доме ученых в Ленинграде 23/IV (см. статью акад. Н. Н. Павловского в XVI выпуске „Известий НИИГ* — „О принципах маневрирования затворами плотин для доведения размывов до минимума“, стр. 13).

Действительно, если сохранить наши обозначения, то приводимая акад. Н. Н. Павловским формула (25) для высоты водобойной стенки примет вид

$$p = \left(\frac{h_2}{h_\kappa} + \frac{1}{2} \frac{h_2^2}{h_\kappa^2} - \frac{1}{3} \frac{1}{\sqrt{2m^3}} \right) h_\kappa,$$

а по умножении на многочлена, заключенного в скобки,

$$p = h_2 + \frac{h_\kappa^3}{2h_2^2} - \frac{h_\kappa}{3\sqrt{2m^2}},$$

что указывает на справедливость сделанного нами замечания.

Если теперь обратиться к выведенной нами формуле (16) для высоты водобойной стенки, то можно заключить, что сумма

первых двух членов $h_2 + \frac{h_\kappa^3}{2h_2^2}$ представляет собой выражение удельной энергии, соответствующей глубине h_2 , взаимной с глубиной сжатого сечения h_c , т. е.

$$E_2 = h_2 + \frac{h_\kappa^3}{2h_2^2}.$$

Поэтому окончательная формула, которой мы рекомендуем пользоваться для определения высоты водобойной стенки, будет иметь выражение

$$p = E_2 - \frac{h_\kappa}{3\sqrt{2\sigma_n^2 m^2}}. \quad (17)$$

Выше указывалось, что для заданного коэффициента скорости ϕ величина отношения $\frac{E_2}{h_\kappa}$ является функцией отношения $\frac{H}{h_\kappa}$,

т. е. что возможно вычисление значений $\frac{E_2}{h_\kappa} = f\left(\frac{H}{h_\kappa}\right)$.

Такая работа была нами проделана, в результате чего были составлены и в приложении приведены таблицы значений

¹ Выведенная тогда нами формула имела следующий вид:

$$d = h_2 - H'_0.$$

где $H'_0 = H_0 - \frac{q^2}{2g h_2^2}$. Следовательно, $d = h_2 + \frac{q^2}{2g h_2^2} - H_0$ и далее

$$d = h_2 + \frac{h_\kappa^3}{2h_2^2} - \frac{h_\kappa}{3\sqrt{2m^2}}.$$

функций $\frac{E_2}{h_k} = f\left(\frac{H}{h_k}\right)$ и соответствующие им графики (график V). Поэтому, представив формулу (17) в несколько ином виде, т. е.

$$P = \left(\frac{E_2}{h_k} - \frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} \right) h_k, \quad (18)$$

получаем нижеследующее правило для определения высоты водобойной стенки.

Так как обычно бывают заданы:

- | | |
|------------------------------|---------------------------------|
| а) полный напор H ; | г) коэффициент расхода водобой- |
| б) коэффициент скорости | ной стенки m (а также в под- |
| в) единичный расход q (или | лежащем случае коэффициент |
| критическая глубина h_k); | затопления σ_n), |

то для определения высоты водобойной стенки необходимо:

а) вычислить величину отношения $\frac{H}{h_k}$;

б) для заданного коэффициента скорости ϕ и отношения $\frac{H}{h_k}$ по таблицам или по графику найти величину отношения

$$\frac{E_2}{h_k},$$

в) из величины отношения $\frac{E_2}{h_k}$ вычесть величину $\frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}}$

и полученный результат умножить на критическую глубину.

Рассмотрим теперь пример, поясняющий ход расчета для определения необходимой высоты водобойной стенки.

Пример 14. Определить высоту водобойной стенки, необходимой для затопления прыжка, образующегося в нижнем бьефе водосливной плотины, имеющей высоту $P = 10$ м и напор на водосливе $H_0 = 2$ м (фиг. 23). Кроме того, известны: а) глубина, воды в нижнем бьефе $t_2 = 2,2$ м; б. коэффициент расхода водосливной плотины $m = 0,45$; в) коэффициент скорости $\phi = 0,95$; г) коэффициент расхода водобойной стенки $m = 0,40$.

Вычислим значение критической глубины

$$h_k = \sqrt[3]{2m^2 H_0} = \sqrt[3]{2 \cdot 0,45^2 \cdot 2} = 0,741 \cdot 2 = 1,482 \text{ м}$$

и величину отношения

$$\frac{H}{h_k} = \frac{P + H_0}{h_k} = \frac{10 + 2}{1,482} = \frac{12}{1,482} = 8,1.$$

Найдем по таблицам или по графику $\frac{E_2}{h_k} = f\left(\frac{H}{h_k}\right)$ для заданного коэф-

коэффициента скорости $\varphi = 0,95$ значение

$$\frac{E_2}{h_\kappa} = 2,686.$$

Затем вычислим значение

$$\frac{1}{\sqrt[3]{2m^2}} = \frac{1}{\sqrt[3]{2 \cdot 0,40^2}} = \frac{1}{0,684} = 1,462.$$

Подставив теперь все известные величины в формулу для высоты водобойной стенки

$$p = \left(\frac{E_2}{h_\kappa} - \frac{1}{\sqrt[3]{2m^2}} \right) h_\kappa = (2,686 - 1,462) \cdot 1,482 = 1,224 \cdot 1,482 = 1,815 \text{ м.}$$

убеждаемся, что для затопления прыжка необходима водобойная стенка высотой $p = 1,815 \text{ м.}$

Для наилучшего уяснения вопроса произведем поверочный расчет, для чего сначала определим значение критического относительного перепада

$\left(\frac{Z}{H} \right)_0$, каковое значение для заданного коэффициента скорости $\varphi = 0,95$ и

отношения $\frac{H}{h_\kappa} = 8,1$ составляет $\left(\frac{Z}{H} \right)_0 = 0,677$. Фактический же относительный перепад для рассматриваемого сооружения равен

$$\frac{Z}{H} = \frac{12 - 2,2}{12} = \frac{9,8}{12} = 0,816,$$

т. е. при отсутствии гасителей энергии в нижнем бьефе будет иметь

место отогнанный прыжок в силу неравенства $\frac{Z}{H} > \left(\frac{Z}{H} \right)_0$, так как $0,816 >$

$> 0,677$.

Как выше указывалось, задачей водобойной стенки является уменьше-

ние относительного перепада $\frac{Z}{H}$ и доведение его до величины, равной

значению критического относительного перепада.

Покажем теперь, как отвечает поставленным целям водобойная стенка высотой $p = 1,815 \text{ м.}$ Для этого сначала определим величину геометрического напора, устанавливающегося перед стенкой, по формуле

$$H'_0 = H_0 - \frac{h_\kappa^3}{2h_2^2} = \frac{h_\kappa^3}{\sqrt[3]{2m^2}} - \frac{h_\kappa^3}{2h_2^2}.$$

Так как для отношения $\frac{H}{h_\kappa} = 8,10$ отношение $\frac{h_2}{h_\kappa} = 2,613$, то глубина h_2 , взаимная с глубиной сечения h_κ , будет составлять

$$h_2 = 2,613 \cdot 1,482 = 3,875 \text{ м.}$$

Следовательно, необходимый нам геометрический напор будет равен

$$\begin{aligned} H'_0 &= \frac{h_\kappa^3}{\sqrt[3]{2m^2}} - \frac{h_\kappa^3}{2h_2^2} = \frac{1,482^3}{\sqrt[3]{2 \cdot 0,40^2}} - \frac{1,482^3}{2 \cdot 3,875^2} = \\ &= 2,167 - 0,107 = 2,06 \text{ м.} \end{aligned}$$

Теперь имеются все данные для исчисления фактического относительного перепада, измененного в результате устройства в нижнем бьефе водобойной стенки высотой $p = 1,815$ м

Действительно, фактический перепад теперь будет равен

$$Z = H - P - H'_0 = 12 - 1,815 - 2,06 = 12 - 3,875 = 8,125 \text{ м,}$$

т. е. значение относительного перепада уменьшено до

$$\frac{Z}{H} = \frac{8,125}{12} =$$

$= 0,677$, т. е. полностью соблюдено поставленное условие

$$\frac{Z}{H} = \left(\frac{Z}{H} \right)_0.$$

В заключение укажем, что для определения величины геометрического напора при практических расчетах следует идти более простым путем, минуя вычисления его по формуле

$$H'_0 = H_0 - \frac{h_c^3}{2h_2^2} = \frac{h_c}{\sqrt[3]{2m^2}} - \frac{h_c^3}{2h_2^2}.$$

Действительно, для определения величины геометрического напора достаточно из значения глубины h_2 вычесть значение высоты водобойной стенки, т. е.

$$H'_0 = h_2 - p. \quad (19)$$

Это прямо следует из всего сказанного выше.

Поэтому для условий рассматриваемого примера геометрический напор будет равен

$$H'_0 = 3,875 - 1,815 = 2,06 \text{ м.}$$

Наконец, покажем, как для этой же цели можно воспользоваться значением критического относительного перепада, которое обычно всегда бывает известно.

Напишем выражение критического относительного перепада в развернутом виде:

$$\left(\frac{Z}{H} \right)_0 = \frac{H - h_2}{H} = a,$$

где $\left(\frac{Z}{H} \right)_0 = a.$

Тогда $H - h_2 = aH$ и $h_2 = H - aH$. Так как

$$h_2 = H'_0 + p,$$

то

$$H'_0 + p = H - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 H,$$

и наконец

$$H'_0 = \left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right] H - p. \quad (20)$$

Для условий нашего примера это представляется следующим образом:

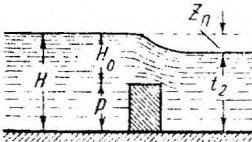
$$\begin{aligned} H'_0 &= [1 - 0,677] 12 - 1,815 = 0,323 \cdot 12 - 1,815 = \\ &= 3,875 - 1,815 = 2,06 \text{ м.} \end{aligned}$$

Таким образом мы видим, что геометрический напор H'_0 может быть исчислен также без пользования значением глубины h_2 . Этим приемом мы и рекомендуем пользоваться при практических расчетах.

§ 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ ВОДОБОЙНОЙ СТЕНКИ, РАБОТАЮЩЕЙ КАК ЗАТОПЛЕННЫЙ ВОДОСЛИВ

Выше был рассмотрен метод расчета высоты водобойной стенки, работающей как незатопленный водослив. В большинстве же практических случаев водобойные стенки являются подтопленными со стороны нижнего бьефа и рассчитывать их приходится как затопленные водосливы, т. е. в соответствующие формулы ввести коэффициенты затопления.

Ввиду того что по условию задачи высота водобойной стенки p , а также напор на ней H'_0 являются неизвестными (известной является только сумма этих двух величин, т. е. $h_2 = p + H'_0$),



Фиг. 25.

то величина коэффициента затопления σ_n может быть найдена только методом последовательного приближения (подбором).

В нашей работе „К вопросу о расчете водобойных колодцев“ в разделе об определении высоты водобойной стенки был предложен метод, позволяющий решить задачу по определению коэффициента затопления σ_n без подбора.

Ниже приводится изложение этого метода.

Вспользуемся для наших целей так называемым „способом американских инженеров“¹, служащим для определения коэффициента затопления для водосливов практической формы, где для определения коэффициента служит таблица значений

$$\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H'_0}\right),$$

Здесь обозначает коэффициент затопления (фиг. 25); H'_0 — геометрический напор на водосливе практической формы; h_n — так называемая „величина подтопа“.

Так как „таблица американских инженеров“ соответствует водосливным плотинам, где благодаря наличию перед ними сравнительно глубоких бьефов скорость подхода, а следовательно, и скоростной напор являются чрезвычайно незначительными, то для практических целей вполне воз-

¹ См., например, „Гидравлический справочник“ акад. Н. Н. Павловского, 1924 г., стр. 58—60; проф. М. Д. Чертоусов, Инженерная гидравлика, 1934 г., стр. 463 и др.

можно считать, что геометрический напор на водосливе H'_0 практически равен напору H_0 с учетом скорости подхода, т. е. в „таблице американских инженеров“

$$\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H'_0}\right) \approx f\left(\frac{h_n}{H_0}\right),$$

а потому в тех случаях, когда скоростной напор является величиной значительной (как это, например, имеет место перед водобойными стенками) и должен быть учитываем, то для этого необходимо при пользовании

таблицей $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_0}\right)$ для определения отношения $\frac{h_n}{H_0}$ вводить величину

полного напора $H_0 = H'_0 + \frac{v^2}{2g}$ и по этому отношению находить коэффициент затопления σ_n , который и будет соответствовать работе водослива с учетом скорости подхода.

Сделав необходимое замечание по вопросу об учете скорости подхода при определении коэффициента затопления σ_n по „способу американских инженеров“, перейдем к дальнейшему.

Назовем полную высоту напора перед стенкой, исправленную на скорость подхода, через H , или что

$$H = H_0 + p,$$

где p — высота водобойной стенки, а H_0 — действующий напор на

ней, равный $H_0 = H'_0 + \frac{q^2}{2g h_2^2}$ (см. фиг. 25).

Наконец, обозначим через Z_n разность уровней бьефов или перепад

$$Z_n = H - t_2.$$

Тогда расход на единицу ширины стенки будет равен

$$q = \sigma_n m \sqrt{2g} H_0^{3/4},$$

или

$$\frac{q^2}{g} = 2\sigma_n^2 m^2 H_0^3,$$

$$h_k^3 = 2\sigma_n^2 m^2 H_0^3,$$

откуда

$$H_0 = \frac{h_k}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}}.$$

С другой стороны, если обратиться к „таблице американских инженеров“, то можно заключить, что зависимость $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_0}\right)$ мо-

жет быть заменена равнозначной ей зависимостью $\sigma_n = f\left(\frac{Z_n}{H_0}\right)$,

как это хорошо видно из приводимой ниже таблицы¹, в которой нами добавлена графа значений $\frac{Z_n}{H_0}$.

Таблица 1

Значения коэффициента затопления для водосливов практической формы (способ американских инженеров)

$\frac{h_n}{H_0}$	$\frac{Z_n}{H_0}$	σ_n	$\frac{h_n}{H_0}$	$\frac{Z_n}{H_0}$	σ_n
0,05	0,95	0,997	0,55	0,45	0,921
0,10	0,90	0,993	0,60	0,40	0,907
0,15	0,85	0,990	0,65	0,35	0,884
0,20	0,80	0,934	0,70	0,30	0,856
0,25	0,75	0,980	0,75	0,25	0,820
0,30	0,70	0,972	0,80	0,20	0,776
0,40	0,60	0,957	0,90	0,10	0,621
0,45	0,55	0,947	0,95	0,05	0,470
0,50	0,50	0,935	1,00	0,00	0,000

Напишем на основании предыдущего равенства

$$\frac{Z_n}{H_0} = \frac{Z_n \sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}}{h_k}$$

или

$$\frac{Z_n}{H_0 \sqrt[3]{\sigma_n^2}} = \frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k}$$

Так как очевидно, что выражение $\frac{Z_n}{H_0 \sqrt[3]{\sigma_n^2}}$ есть функция отноше-

ния $\frac{Z_n}{H_0}$, т. е. что

$$\frac{Z_n}{H_0 \sqrt[3]{\sigma_n^2}} = f\left(\frac{Z_n}{H_0}\right),$$

то мы заключаем, что можно вычислить раз навсегда значения вышеупомянутой функции, пользуясь данными приведенной таблицы.

А так как в свою очередь

$$\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k} = \frac{Z_n}{H_0 \sqrt[3]{\sigma_n^2}},$$

¹ Значения $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_0}\right)$ взяты из „таблицы американских инженеров“,

приведенной в книге проф. М. Д. Чертоусова, Инженерная гидравлика, стр. 463.

$$\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k} = f\left(\frac{Z_n}{H_0}\right).$$

Таким образом из всего изложенного следует, что возможна представление зависимости

$$\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k} = f\left(\frac{Z_n}{H_0}\right),$$

или, что то же, зависимости $\sigma_n = f\left(\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k}\right)$, в силу того что

$\sigma_n = f\left(\frac{Z_n}{H_0}\right)$, в виде кривой или таблицы, пользование которыми весьма упрощает и ускоряет подсчеты, так как при этом исключается необходимость определения коэффициента затопления σ_n путем подбора.

Действительно, отношение $\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k}$ всегда бывает известна

так как обыкновенно задаются

$$\begin{aligned} Z_n &= H - t_2 = h_2 + \\ &+ \frac{q^2}{2g h_2^2} - t_2 \doteq E_2 - t_2 \end{aligned}$$

и

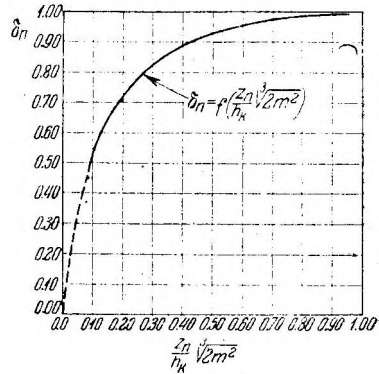
$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}},$$

а также коэффициент расхода водослива или водобойной стенки m .

Поэтому, исчислив величину

$\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k}$, легко можно по зависи-

мости $\sigma_n = f\left(\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k}\right)$ определить соответствующее значение коэффициента затопления σ_n .



Фиг. 26. График для определения коэффициента затопления σ_n для водослива практической формы по известной величине перепада.

После же того, когда будет установлена величина коэффициента затопления σ_n , высота водобойной стенки, а также геометрический напор могут быть определены методом, изложенным выше, т. е. по формулам (18) и (19).

Прежде чем перейти к решению практических примеров, приведем таблицу, поясняющую ход вычислений функции

$\sigma_n = f\left(\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k}\right)$, а также включающую в себя результаты этих вычислений, которые послужили данными для построения кривой фиг. 26.

Определение коэффициента затопления по известной величине перепада
(для водосливов практической формы)

$\frac{h_n}{H_0}$	$\frac{Z_n}{H_0}$	$\sqrt[3]{\frac{1}{\sigma_n^2}}$	σ_n	$\frac{Z_n}{H_0 \sqrt[3]{\sigma_n^2}} = \frac{Z_n}{h_n} \sqrt[3]{2m^2}$
0,05	0,95	0,998	0,997	0,952
0,10	0,90	0,997	0,995	0,903
0,15	0,85	0,993	0,990	0,856
0,20	0,80	0,989	0,984	0,808
0,25	0,75	0,987	0,980	0,760
0,30	0,70	0,981	0,972	0,714
0,35	0,65	0,977	0,966	0,665
0,40	0,60	0,971	0,957	0,618
0,45	0,55	0,964	0,947	0,570
0,50	0,50	0,956	0,935	0,523
0,55	0,45	0,947	0,921	0,475
0,60	0,40	0,937	0,907	0,427
0,65	0,35	0,921	0,884	0,380
0,70	0,30	0,902	0,856	0,333
0,75	0,25	0,876	0,820	0,285
0,80	0,20	0,844	0,776	0,237
0,85	0,15	0,796	0,710	0,188
0,90	0,10	0,728	0,621	0,137
0,95	0,05	0,605	0,470	0,083
1,00	0,00	0,000	0,000	0,000

Переходя теперь к практическому применению предложенного нами метода расчета затопленных водобойных стенок и метода определения коэффициента подтопления σ_n ¹ считаем нужным внести коррективы в „таблицу американских инженеров“ согласно указаниям акад. Н. Н. Павловского, с которым мы всецело соглашаемся. Акад. Н. Н. Павловский² считает, что „таблица

¹ Наш метод полностью использовал акад. Н. Н. Павловским в его „Гидравлическом справочнике“ 1937 г. на стр. 692—698, где он в основу расчета кладет выражение (1984)

$$\xi' + \frac{1}{2\xi_a^2} = \frac{1}{\sqrt[3]{2\alpha m^2 \sigma_n^2}},$$

являющееся идентичным выражению

$$H_0 = \frac{h_n}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} \quad \text{или} \quad H_0' + \frac{\eta^2}{2g h_n'} = \frac{h_n}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}},$$

выведенному в нашей работе „К вопросу о расчете водобойных колодцев“ на стр. 21, а также пользуется функцией $\sigma_n = f(\eta_n)$, т. е. зависимостью

$\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_0}\right)$, приведенной нами там же на стр. 21.

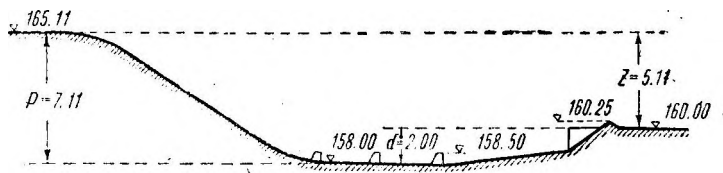
² См. акад. Н. Н. Павловский, „Гидравлический справочник“, 1937 г., стр. 695.

американских инженеров“ „дает величины σ_n с некоторым запасом в сторону уменьшения их, чтобы получаемый при этом расход через водослив не оказался преувеличенным“, и далее указывает, что „совершенно иное мы имеем при расчете водобойной стенки: здесь преуменьшение коэффициента σ_n вело бы уже не в сторону запаса, а наоборот являлось бы недостаточно осторожным, так как преувеличивало бы напор на водобойной стенке, как затопленном водосливе, и следовательно, мы получили бы преувеличенный затопляющий эффект этой стенки“.

В связи с этим акад. Н. Н. Павловский предлагает величины σ_n при расчете водобойных стенок принимать как средние между значениями σ_n из „таблицы американских инженеров“ и значениями σ_n для водослива с широким порогом (см. табл. 152 на стр. 695 „Гидравлического справочника“, 1937 г., акад. Н. Н. Павловского).

Правильность этого предложения подтверждается также результатами наших экспериментальных работ, выполненных при гидравлическом исследовании первого перепада водосброса одного из водохранилищ¹.

Первый перепад указанного водосброса имеет высоту 5,11 м при уклоне стенки падения (фиг. 27) 1—1,5. Для гашения энергии воды, переливающейся через перепал, устроен водобойный колодец глубиной 2 м и длиной 17,7 м, причем для дополнительного гашения энергии на дне колодца



Фиг. 27.

установлено три ряда пирсов, расположенных в шахматном порядке. Выходная грань водобойного колодца исполнена в виде порога по типу Ребокка, причем непосредственно по выходе из колодца устроена дополнительная водобойная стенка треугольного профиля высотой 0,25 м (фиг. 27).

Так как при комплексном гидравлическом исследовании водосброса измерялись величины перепада Z_n , создаваемого указанной водобойной стенкой, а также измерялись величины расходов, проходящих через сооружение, то представилось возможным оценить величину коэффициента затопления применительно к работе водобойной стенки вышеуказанной конструкции.

Действительно, если обратиться к материалам результативной табл. 3, где приведены обработанные данные по семи расходам, то можно заключить, что величина коэффициента затопления σ_n сильно отличается от соответствующих данных „американской таблицы“. Так, например, для отношения

$\frac{h_n}{H_0} = 0,89$ величина $\sigma_n = 0,643$ (по американским данным), в то время как по нашим наблюдениям эта величина равна $\sigma_n \approx 0,918$. Или соответственно для $\frac{h_n}{H_0} = 0,93$ получается $\sigma_n = 0,77$ вместо $\sigma_n = 0,531$ и т. д.

¹ Из работ Отдела исследования гидротехнических сооружений, проведённых в 1936 г.

Данные непосредственных измерений для определения величины коэффициента затопления σ_n водобойной стенки первого перепада водохранилища

№ по пор.	Время производства опыта	Расход Q м ³ /сек., пропущившийся через водоброс	Единичный расход q в м ³ /сек	Напор на водосливе H_0 в м	Перепад Z_n в м	Величина, подтопа* h_n в м	$h_n : H_0$	$m\sigma_n$	σ_n (при $m = 0,40$)	Глубина нижнего бьефа t_2 (глубина в колодце)	Глубина h_2 , взаимная с глубиной сжатого сечения	Коэффициент запаса $n = \frac{t_2}{h_2}$
1	11/IX — 36 г	9,00	0,300	0,350	0,040	0,310	0,886	0,327	0,925	2,60	0,82	3,17
2	10/VIII — 36 г	10,30	0,343	0,357	0,040	0,317	0,888	0,364	0,910	2,61	0,88	2,97
3	13/IX — 36 г.	13,20	0,440	0,440	0,040	0,400	0,910	0,341	0,852	2,69	0,99	2,72
4	11/VIII 36 г.	12,20	0,407	0,415	0,031	0,384	0,925	0,345	0,862	2,67	0,95	2,78
5	10/IX — 36 г.	4,25	0,442	0,220	0,015	0,205	0,932	0,308	0,770	2,47	0,56	4,41
6	7/VIII — 36 г.	6,38	0,213	0,290	0,020	0,270	0,930	0,308	0,770	2,54	0,70	4,00
7	9/VIII — 36 г.	5,10	0,170	0,247	0,010	0,237	0,959	0,312	0,780	2,48	0,62	4,00

Примечание. Коэффициент расхода водобойной стенки треугольного профиля для $\frac{H}{\delta} \approx 1,00$ принят по Павловскому равным $m = 0,40$.

В связи с этим нельзя не прийти к заключению, что „таблица американских инженеров“ при применении ее к расчету водобойных стенок требует значительных корректив.

Не имея возможности в настоящий момент привести более подробные данные по затронутому вопросу (до окончания намеченных обширных гидравлических исследований гидротехнических сооружений канала Москва-Волга), мы считаем целесообразным временно принять отмеченное выше предложение акад. Н. Н. Павловского, имея в виду и в это предложение в дальнейшем внести соответствующие коррективы.

Поэтому, используя вышеуказанные данные, приведенные акад. Н. Н. Павловским¹, нами вычислены различные значения функции

$$\sigma_n = f\left(\frac{Z}{h_k} \sqrt[3]{2m^2}\right)$$

при помощи метода, предложенного выше.

Результаты вычислений приведены в табл. 4 и графически интерпретированы на графике VI (приложение).

Для пояснения всего сказанного рассмотрим несколько примеров расчетов по определению высот водобойных стенок, причем будем пользо-

ваться или кривой $\sigma_n = f\left(\frac{Z_n}{h_k} \sqrt[3]{2m^2}\right)$ или нижеприведенной таблицей значе-

ний $\sigma_n = f\left(\frac{Z_n}{h_k} \sqrt[3]{2m^2}\right)$, находя необходимые величины при помощи интерполирования.

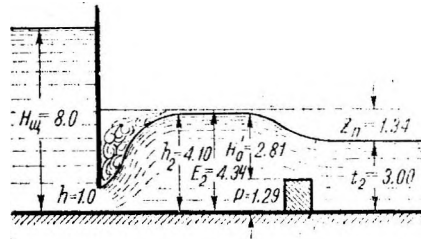
¹ Акад. Н. Н. Павловский, „Гидравлический справочник“, 1937 г., стр. 695, табл. 152.

Определение коэффициента затопления σ_n по известной величине перепада при расчете водобойных стенок

$\frac{h_n}{H_0}$	$\frac{Z_n}{H_0}$	σ_n	$\sigma_n^{1/3}$	$\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_k}$	$\frac{Z_n}{H_0 \sqrt[3]{\sigma_n^2}}$
0,50	0,50	1,00	1,00		0,50
0,55	0,45	0,96	0,97		0,46
0,60	0,40	0,95	0,97		0,41
0,65	0,35	0,94	0,96		0,36
0,70	0,30	0,93	0,95		0,32
0,72	0,28	0,92	0,95		0,30
0,74	0,26	0,91	0,94		0,28
0,76	0,24	0,89	0,93		0,26
0,78	0,22	0,87	0,91		0,24
0,80	0,20	0,85	0,90		0,22
0,82	0,18	0,83	0,88		0,20
0,84	0,16	0,80	0,83		0,19
0,86	0,14	0,77	0,84		0,17
0,88	0,12	0,73	0,81		0,15
0,90	0,10	0,68	0,77		0,13
0,92	0,08	0,62	0,73		0,11
0,95	0,05	0,50	0,63		0,08
1,00	0,00	0,00	0,00		0,00

Пример 15. Русло перегорожено затвором, поддерживающим напор $H_{щ} = 8$ м (фиг. 28), требуется определить условия сопряжения струи, вытекающей из-под щита с уровнем нижнего бьефа, если истечение будет происходить при поднятии щита на высоту $h = 1$ м. В случае необходимости затопления отогнанного прыжка требуется определить высоту водобойной стенки.

Кроме того, известно, что: а) коэффициент расхода отверстия $\mu = 0,75$; б) коэффициент скорости $\varphi = 0,92$; в) коэффициент расхода водобойной стенки $m = 0,40$; г) глубина воды в нижнем бьефе l .



Фиг. 28.

Расчет начнем с определения величины отношения $\frac{H}{h_k}$, для чего установим значение коэффициента

$$\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}} = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{0,75^2}}} = 0,825$$

и по таблицам или графикам функции $\frac{H_{щ}}{h_k} = f\left(\frac{h}{H_{щ}}\right)$ для отношения

$\frac{h}{H_{щ}} = \frac{1}{8} = 0,125$ найдем величину отношения

$$\frac{H_{щ}}{h_{к}} \beta = 3,247$$

и искомое нами значение

$$\frac{H_{щ}}{h_{к}} = \frac{H}{h_{к}} = \frac{3,247}{\beta} = \frac{3\,247}{0,825} = 3,935,$$

а также критическую глубину

$$h_{к} = \frac{H}{3,935} = \frac{8}{3,935} = 2,03 \text{ м.}$$

Определим теперь значение критического относительного перепада по заданному коэффициенту скорости $\varphi = 0,92$ и отношению $\frac{H}{h_{к}} = 3,935$. Это значение для рассматриваемых условий будет равно

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,488,$$

т. е. менее фактического относительного перепада

$$\frac{Z}{H} = \frac{H - t_2}{H} = \frac{8,0 - 3,0}{8,0} = \frac{5}{8} = 0,625.$$

Следовательно, сопряжение уровней бьефов будет происходить при помощи отогнанного прыжка, вследствие того что

$$\frac{Z}{H} > \left(\frac{Z}{H}\right)_0, \text{ так как } 0,625 > 0,488.$$

Поэтому дальнейшей нашей задачей будет определение высоты водобойной стенки. Для этого вычислим величину перепада

$$Z_n = E_2 - t_2,$$

предварительно определив значение по таблицам или графикам

$$\frac{E_2}{h_{к}} = f\left(\frac{H}{h_{к}}\right) \text{ для } \varphi = 0,92 \text{ и } \frac{H}{h_{к}} = 3,935, \text{ т. е.}$$

$$\frac{E_2}{h_{к}} = 2,138 \text{ и } E_2 = 2,138 h_{к} = 2,138 \cdot 2,03 = 4,34 \text{ м.}$$

Тогда

$$Z_n = E_2 - t_2 = 4,34 - 3 = 1,34 \text{ м}$$

и далее

$$\frac{Z_n^3}{h_{к}} \sqrt{2m^2} = \frac{1,34^3}{2,03} \sqrt{2 \cdot 0,40^2} = \frac{1,340 \cdot 0,684}{2,03} = 0,451.$$

По таблице функций $\sigma_n = f\left(\frac{Z_n^3}{h_{к}} \sqrt{2m^2}\right)$ для значения $\frac{Z_n^3}{h_{к}} \sqrt{2m^2} = 0,451$ находим величину коэффициента затопления $\sigma_n = 0,96$.

Дальнейшие расчеты по определению высоты водобойной стенки ведем по предыдущему, т. е. пользуемся формулой (18)

$$p = \left(\frac{E_2}{h_{к}} - \frac{1}{\sqrt{\frac{3}{2\sigma_n^2 m^2}}}\right) h_{к} =$$

$$= \left(2,138 - \frac{1}{\sqrt{2 \cdot 0,96^2 \cdot 0,40^2}} \right) 2,03 = (2,138 - 1,502) \cdot 2,03 =$$

$$= 0,636 \cdot 2,03 = 1,29 \text{ м.}$$

Следовательно, для затопления прыжка необходимо устройство водобойной стенки высотой $p = 1,29 \text{ м}$.

Вычислим теперь величину геометрического напора

$$H_0' = \left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right] H - p =$$

$$= [1 - 0,488] 8 - 1,29 = 0,512 \cdot 8 - 1,29 = 4,10 - 1,29 = 2,81 \text{ м}$$

и значение фактического относительного перепада

$$\frac{Z}{H} = \frac{H - p - H_0'}{H} = \frac{8 - 1,29 - 2,81}{8} = \frac{3,9}{8} = 0,488.$$

Полученный результат свидетельствует о правильности исполненного расчета, так как нами получено необходимое равенство

$$\left(\frac{Z}{H} \right)_0 = \frac{Z}{H} = 0,488.$$

Так как водобойная стенка представляет собой водослив, в нижнем бьефе которого тоже при известных условиях может образоваться отогнанный прыжок, то всегда надлежит производить проверку характера сопряжения уровней бьефов за водобойной стенкой. Поэтому произведем подобный расчет для условий рассматриваемого нами примера:

Высота водослива $P = p = 1,29 \text{ м}$. Полный напор $H = E_2 = 4,3 \text{ м}$. Глубина воды в нижнем бьефе $t_2 = 3 \text{ м}$. Критическая глубина $h_k = 2,03 \text{ м}$.

Принимая коэффициент скорости, учитывающий потерю энергии при протекании потока в пределах водобойной стены, равным $\phi = 0,90$ (неплавные очертания), выполняем расчет по предыдущему, т. е. находим следующие данные:

$$\frac{H}{h_k} = \frac{E_2}{h_k} = \frac{4,34}{2,03} = 2,138,$$

$$\left(\frac{Z}{H} \right)_0 = 0,312,$$

$$\frac{Z}{H} = \frac{4,34 - 3}{4,34} = \frac{1,34}{4,34} = 0,309.$$

Сопоставляя величину критического относительного перепада с фактическим относительным перепадом, убеждаемся, что прыжок за водобойной стенкой будет затоплен, вследствие того что

$$\frac{Z}{H} < \left(\frac{Z}{H} \right)_0, \text{ так как } 0,309 < 0,312.$$

Но одновременно с этим мы видим, что затопление прыжка здесь находится почти на пределе, так как значения относительных перепадов здесь почти равны между собой.

Отмеченное обстоятельство подтверждает необходимость выполнения такой проверки, которую мы только что исполнили.

Покажем теперь, как влияет неучет скорости подхода (т. е. скоростного напора) на высоту водобойной стенки. Для этого, обращаясь к условиям

нашего примера, определим величину перепада Z_n без учета скорости подхода:

$$Z_n = h_2 - t_2 = 1,29 + 2,81 - 3 = 4,10 - 3 = 1,1 \text{ м}$$

и далее

$$\frac{Z_n^3}{h_c} \sqrt{2m^2} = \frac{1,10 \sqrt{2 \cdot 0,40^2}}{2,03} = 0,371,$$

$$c_n = 0,94,$$

$$\frac{Z_n}{H_0} = 0,36 \left[\text{по таблице } \frac{Z_n}{H_0} = f \left(\frac{Z_n^3}{h_c} \sqrt{2m^2} \right) \right],$$

$$H_0 = \frac{Z_n}{0,360} = \frac{1,1 \cdot}{0,36} = 3,05.$$

Следовательно, в рассматриваемом случае необходимая высота водобойной стенки должна быть равной

$$p = h_2 - H_0 = 4,1 - 3,05 = 1,05 \text{ м.}$$

Таким образом мы убеждаемся, что неучет скорости подхода привел к преуменьшению высоты водобойной стенки в

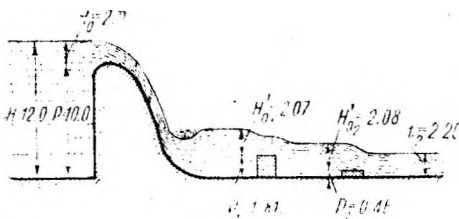
$$\frac{1,29}{1,05} = 1,23 \text{ раза.}$$

Полученный результат указывает на то, что при подсчетах высоты водобойной стенки скорость подхода должна быть всегда учитываемая.

Пример 16. Рассмотрим случай, довольно часто встречающийся на практике, когда устройство одной водобойной стенки является недостаточным

для затопления прыжка, так как при некоторых соотношениях прыжок снова может получить форму „отогнанного уже после падения струи с водобойной стенки.

В этом случае для затопления вторично образующегося прыжка приходится ставить вторую стенку. Ниже приводится пример определения высот двух водобойных стенок, устраиваемых для затопления прыжка,



Фиг. 29.

образующегося при переливе воды через водосливную плотину высотой $P = 10 \text{ м}$, где, кроме того, известны следующие гидравлические элементы (фиг. 29): а) напор на водосливе $H_0 = 2 \text{ м}$; б) коэффициент расхода водослива плотины $m = 0,45$; в) коэффициент скорости $\varphi = 0,95$; г) глубина воды в нижнем бьефе $t_2 = 2,2 \text{ м}$; д) коэффициент расхода водобойных стенок $m = 0,4$; е) коэффициент скорости водобойных стенок $\varphi = 0,92$.

Производя расчет вышеизложенным методом, определим полный напор

$$H = P + H_0 = 10 + 2 = 12 \text{ м,}$$

критическую глубину

$$h_c = \sqrt[3]{2m^2 H_0} = \sqrt[3]{2 \cdot 0,4^2 \cdot 2} = 0,741 \cdot 2 = 1,482 \text{ м}$$

и отношение

$$\frac{H}{h_c} = \frac{12}{1,482} = 8,1.$$

Затем устанавливаем, что критический относительный перепад для

$$\varphi = 0,95 \text{ и } \frac{H}{h_{\kappa}} = 8,1 \text{ составляет}$$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,677.$$

Вычислив значение фактического относительного перепада

$$\frac{Z}{H} = \frac{H - t_2}{H} = \frac{12 - 2,2}{12} = \frac{9,8}{12} = 0,816,$$

убеждаемся, что в рассматриваемом случае прыжок будет отогнан ввиду того, что

$$\frac{Z}{H} > \left(\frac{Z}{H}\right)_0, \text{ так как } 0,816 > 0,677.$$

Определим теперь высоту водобойной стенки по формуле (18), для какой цели предварительно установим величину коэффициента затопления σ_n . Так как

$$Z_n = E_2 - t_2,$$

$$\text{а } \frac{E_2}{h_{\kappa}} = 2,686, \text{ т. е. } E_2 = h_{\kappa} \cdot 2,686 = 2,686 \cdot 1,482 = 3,976 \text{ (для } \varphi = 0,95),$$

то

$$Z_n = 3,976 - 2,2 = 1,776 \text{ м.}$$

Следовательно,

$$\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_{\kappa}} = \frac{1,776 \sqrt[3]{2 \cdot 0,4^2}}{1,482} = \frac{1,776 \cdot 0,684}{1,482} = 0,820.$$

Пользуясь таблицей значений $\sigma_n = f\left(\frac{Z_n \sqrt[3]{2m^2}}{h_{\kappa}}\right)$, устанавливаем, что

$$\sigma_n \approx 1.$$

Тогда

$$\frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} = \frac{1}{\sqrt[3]{2 \cdot 0,40^2}} = \frac{1}{0,684} = 1,462.$$

Определим теперь высоту водобойной стенки, подставив все известные величины в формулу (18):

$$p_1 = (2,686 - 1,462) \cdot 1,482 = 1,224 \cdot 1,482 = 1,81 \text{ м,}$$

а также вычислим величину геометрического напора

$$H'_0 = \left[1 - \left(\frac{Z}{H}\right)_0\right] H - p = (1 - 0,677) \cdot 12 - 1,81 = \\ = 0,323 \cdot 12 - 1,81 = 3,88 - 1,81 = 2,07 \text{ м.}$$

Произведем теперь исследование вопроса о форме сопряжения струи, падающей со стенки высотой $p_1 = 1,81$ м с уровнем нижнего бьефа, имеюшего глубину $t_2 = 2,2$ м.

$$\text{Здесь } H = E_2 = 3,976 \text{ м, } \frac{E_2}{h_{\kappa}} = \frac{H}{h_{\kappa}} = 2,686.$$

Тогда для $\frac{H}{h_{\kappa}} = 2,686$ и $\varphi = 0,92$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,362.$$

Фактический же относительный перепад равен

$$\frac{Z}{H} = \frac{3\,976 - 2,2}{3,976} = \frac{1,776}{3,976} = 0,447.$$

Так как

$$\frac{Z}{H} > \left(\frac{Z}{H}\right)_c \text{ в силу того, что } 0,447 > 0,362,$$

то мы убеждаемся, что за стенкой возможно образование отогнанного прыжка. Таким образом для полного затопления прыжка необходимо будет устроить две водобойные стенки. Определим высоты их (фиг. 29).

Так как в результате устройства второй водобойной стенки может измениться глубина нижнего бьефа перед первой стенкой, в силу чего также изменится установленный нами ранее коэффициент затопления σ_n , то для определения новой величины этого коэффициента (и, следовательно, новой высоты водобойной стенки) необходимо в первую очередь определить высоту второй стенки и величину геометрического напора на ней.

Выше было установлено, что величина удельной энергии перед первой стенкой равна $E_2 = 3,976$ и $\frac{E_2}{h_{\kappa}} = 2,686$.

Это значение удельной энергии перед первой стенкой является полным напором, под которым будет происходить сопряжение струи, падающей со стенки с уровнем нижнего бьефа. Поэтому необходимое нам значение удельной энергии E_2' перед второй стенкой найдем по таблицам функций

$$\frac{E_2}{h_{\kappa}} = f\left(\frac{H}{h_{\kappa}}\right) \text{ для } \frac{E_2}{h_{\kappa}} = \frac{H}{h_{\kappa}} = 2,686 \text{ и } \varphi = 0,92.$$

Эта величина будет равна

$$E_2' = 1,883 \cdot 1,482 = 2,79 \text{ м,}$$

так как $\frac{E_2'}{h_{\kappa}} = 1,883$. Производя расчет далее, имеем

$$Z_n' = E_2' - t_2 = 2,79 - 2,2 = 0,59 \text{ м,}$$

$$\frac{Z_n' \sqrt[3]{2m^2}}{h_{\kappa}} = \frac{0,59 \sqrt[3]{2 \cdot 0,40^2}}{1,482} = \frac{0,59 \cdot 0,684}{1,482} = 0,272,$$

$$\sigma_n = 0,90,$$

$$\frac{1}{\sqrt[3]{2 \sigma_n^2 m^2}} = \frac{1}{\sqrt[3]{2 \cdot 0,90^2 \cdot 0,40^2}} = \frac{1}{\sqrt[3]{0,259}} = 1,570.$$

Следовательно, высота второй водобойной стенки определится величиной в

$$p_2 = \left(\frac{E_2}{h_{\kappa}} - \frac{1}{\sqrt[3]{2 \sigma_n^2 m^2}} \right) h_{\kappa} = (1,883 - 1,570) \cdot 1,482 = 0,313 \cdot 1,482 = 0,46 \text{ м.}$$

Геометрический напор, ею создаваемый,

$$H_0' = \left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right] H - p = (1 - 0,362) 3,976 - 0,46 = 0,638 \cdot 3,976 - 0,46 = 2,54 - 0,46 = 2,08 \text{ м.}$$

Проверим условия сопряжения струи, падающей со второй стенки, с уровнем нижнего бьефа.

Так как известно, что в рассматриваемом случае

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{E_2'}{h_{\kappa}} = 1,883,$$

то при $\varphi = 0,92$ критический относительный перепад

$$\left(\frac{Z}{H} \right)_0 = 0,277,$$

фактический же относительный перепад равен

$$\frac{Z}{H} = \frac{E_2' - t_2}{E_2'} = \frac{2,79 - 2,2}{2,79} = \frac{0,59}{2,79} = 0,211,$$

т. е.

$$\frac{Z}{H} < \left(\frac{Z}{H} \right)_0.$$

Следовательно, за второй стенкой сопряжение уровней бьефов будет происходить при помощи затопленного прыжка.

Произведем теперь проверку коэффициента затопления σ_n для первой водобойной стенки в связи с установленной новой увеличенной глубиной нижнего бьефа перед ней.

Так как

$$Z_n = E_2 - t_2 = E_2 - p_2 = 3,976 - 0,46 - 2,08 = 1,436 \text{ м,}$$

то

$$\frac{Z_n \sqrt{2m^2}}{h_{\kappa}} = \frac{1,436 \sqrt{2 \cdot 0,40^2}}{1,482} = \frac{1,436 \cdot 0,684}{1,482} = 0,664$$

и $\sigma_n \approx 1$.

Так как коэффициент затопления первой стенки σ_n не изменился в связи с устройством второй водобойной стенки, то останется без изменения к определенной нами ранее высота первой водобойной стенки $p_1 = 1,81 \text{ м}$.

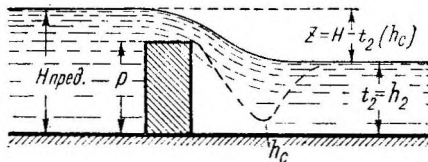
Ограничиваясь приведенными примерами расчета, перейдем теперь к рассмотрению чрезвычайно важного вопроса о предельной высоте водобойной стенки.

§ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНОЙ ВЫСОТЫ ВОДОБОЙНОЙ СТЕНКИ

Существо этого вопроса заключается в том, что при чрезмерном увеличении высоты водобойной стенки, например, при желании дать большой запас для затопления прыжка, возможно создание условий, способствующих образованию отогнанного прыжка в нижнем бьефе стенки. Объясняется это возрастанием полного напора (удельной энергии) перед стенкой при увеличении ее высоты, что в результате и сможет привести к созданию отогнанного прыжка. Пользуясь предложенными и приводимыми

нами выше значениями функций $\frac{h_2}{h_k} = f\left(\frac{Z}{H}\right)_0$, можно дать очень наглядное аналитическое выражение для предельной высоты водобойной стенки, т. е. для той высоты, когда дальнейшее увеличение ее может привести к образованию отогнанного прыжка.

Если мы обозначим через $H_{пред}$ предельный полный напор, создаваемый стенкой (фиг. 30), при котором критический относительный перепад $\left(\frac{Z}{H}\right)_0$ равен фактическому относительному



Фиг. 30.

$$\frac{Z}{H},$$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = a,$$

$$\frac{H_{пред} - t_2}{H_{пред}} = a,$$

откуда

$$H_{пред}(1 - a) = t_2,$$

и наконец,

$$H_{пред} = \frac{t_2}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H}\right)_0\right]}. \quad (21)$$

С другой стороны, высота водобойной стенки равна

$$p = \left(\frac{E_2}{h_k} - \frac{1}{\sqrt{2\sigma_n^2 m^2}}\right) h_k$$

или в нашем случае

$$p_{пред} = \left(\frac{H_{пред}}{h_k} - \frac{1}{\sqrt{2\sigma_n^2 m^2}}\right) h_k,$$

где через $p_{пред}$ обозначена искомая нами предельная высота водобойной стенки.

Следовательно, выражение для предельной высоты водобойной стенки в окончательном виде может быть представлено такой формулой:

$$p_{пред} = \left\{ \frac{t_2}{h_k} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H}\right)_0\right]} - \frac{1}{\sqrt{2\sigma_n^2 m^2}} \right\} h_k, \quad (22)$$

причем величина перепада соответствующая рассматриваемому нами предельному положению, будет равна

$$\begin{aligned} Z_{н. пред} &= E_2 - t_2 = H_{пред} - t_2 = \frac{t_2}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H}\right)_0\right]} - t_2 = \\ &= t_2 \left\{ \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H}\right)_0\right]} - 1 \right\}. \end{aligned} \quad (23)$$

Две последние формулы (22) и (23) совместно с значениями функций $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right)$ и $\sigma_n = f\left(\frac{Z_n \sqrt{2m^2}}{h_k}\right)$ дают возможность определить предельную высоту водобойной стенки. В соответствии с изложенным расчет для определения предельной высоты водобойной стенки должен заключаться в нижеследующем:

Так как обычно бывают заданы: а) единичный расход q (или критическая глубина h_k), б) глубина воды в нижнем бьефе t_2 , в) коэффициент расхода m и коэффициент скорости ϕ стенки, то для вычисления предельной высоты водобойной стенки необходимо:

а) вычислить величину отношения $\frac{t_2}{h_k}$;

б) для заданного коэффициента скорости и отношения $\frac{t_2}{h_k}$ по таблицам или графикам функций $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right)$ найти величину критического относительного перепада $\left(\frac{Z}{H}\right)_0$;

в) вычислить величину перепада $Z_{n. пред}$ по формуле (23), вычислить величину функции $\frac{Z_{n. пред} \sqrt{2m^2}}{h_k}$ и по таблицам функ-

ции $\sigma_n = f\left(\frac{Z_n \sqrt{2m^2}}{h_k}\right)$ найти коэффициент затопления σ_n ;

г) подставить все известные величины в формулу (22) для предельной высоты водобойной стенки.

Рассмотрим теперь два примера, поясняющие ход расчета для определения предельной высоты водобойной стенки.

Пример 17. Определить предельную высоту водобойной стенки для условный примера 15, где задано (см. фиг. 28): а) критическая глубина $h_k=2,03$ м; б) глубина воды в нижнем бьефе $t_2=3$ м; в) коэффициент расхода водобойной стенки $m = 0,40$; г) коэффициент скорости водобойной стенки $\phi=0,90$. Основываясь на всем сказанном выше, определяем отношение

$$\frac{t_2}{h_k} = \frac{3}{2,03} = 1,478$$

и находим соответствующее этому отношению значение критического относительного перепада для $\phi = 0,90$ по таблицам функций $\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right)$:

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,313.$$

Затем вычисляем величину перепада

$$Z_{n. пред} = t_2 \left\{ \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H}\right)_0\right]} - 1 \right\} = 3 \left[\frac{1}{(1 - 0,313)} - 1 \right] =$$

$$= 3 \left[\frac{1}{0,687} - 1 \right] = 3(1,456 - 1) = 3(1,456 - 1) = 3 \cdot 0,456 = 1,368 \text{ м}$$

и далее

$$\frac{Z_{n. \text{ пред}} \sqrt[3]{2m^2}}{h_k} = \frac{1,368 \sqrt[3]{2 \cdot 0,40^2}}{2,03} = \frac{1,368 \cdot 0,684}{2,03} = 0,461,$$

откуда

$$\sigma_n = 0,96.$$

Теперь имеются все данные для определения предельной высоты водобойной стенки по формуле (22)

$$h_{\text{пред}} = \left\{ \frac{t_2}{h_k} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - \frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} \right\} h_k =$$

$$= \left\{ \frac{3,00}{2,03} \frac{1}{[1,0 - 0,313]} - \frac{1}{\sqrt[3]{2 \cdot 0,96^2 \cdot 0,40^2}} \right\} h_k =$$

$$= (1,478 \cdot 1,456 - 1,502) \cdot 2,03 = (2,152 - 1,502) \cdot 2,03 = 0,650 \cdot 2,03 = 1,32 \text{ м}.$$

Выше, в примере 15, было установлено, что необходимая высота водобойной стенки для заданных условий составляет $p = 1,29 \text{ м}$, т. е. всего на $0,03 \text{ м}$ менее предельной высоты.

Вполне естественно, что теперь возникает вопрос о методах назначения запаса в конструкции водобойных стенок для лучшего обеспечения затопления прыжка, так как рекомендуемый различными авторами (например, проф. М. Д. Чертоусовым в книге „Инженерная гидравлика“, стр. 441), метод установления запаса по зависимости (в наших обозначениях)

$$p + H'_0 = nh_2, \text{ или } p = nh_2 - H'_0$$

$$\text{при } n = 1,05 - 1,10$$

не всегда может дать удовлетворительные результаты, ибо, например, при $n = 1,05$ прыжок за стенкой может быть затоплен, а при $n = 1,10$ отогнан и т. д.

Зная же предельную высоту водобойной стенки, мы всегда можем дать наиболее рациональный запас в ее высоте.

Пример 18. Определить предельную высоту второй водобойной стенки для условий примера 16. где задано (фиг. 29): а) критическая глубина $h_k = 1,482 \text{ м}$; б) глубина воды в нижнем бьефе $t_2 = 2,2 \text{ м}$; в) коэффициент расхода водобойной стенки $m = 0,40$; г) коэффициент скорости водобойной стенки $\sigma = 0,92$.

Поступая по предыдущему, имеем

$$\frac{t_2}{h_k} = \frac{2,2}{1,482} = 1,485,$$

$$\left(\frac{Z}{H} \right)_0 = 0,293 \quad (\text{для } \sigma = 0,92),$$

$$Z_{н. пред} = t_2 \left\{ \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - 1 \right\} = 2,2 \left[\frac{1}{(1-0,293)} - 1 \right] = 2,2 \cdot 0,414 =$$

$$= 0,911 \text{ м,}$$

$$\frac{Z_{н. пред} \sqrt[3]{2m^2}}{h_{к}} = \frac{0,911 \sqrt[3]{2 \cdot 0,40^2}}{1,482} = \frac{0,911 \cdot 0,684}{1,482} = 0,421.$$

Следовательно, коэффициент затопления

$$= 0,95.$$

Определим теперь предельную высоту водобойной стенки

$$p_{пред} \left\{ \frac{t_2}{h_{к}} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - \frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} \right\} h_{к} =$$

$$= \left[1,485 \frac{1}{(1-0,293)} - \frac{1}{\sqrt[3]{2 \cdot 0,95^2 \cdot 0,40^2}} \right] 1,482 =$$

$$= \left(\frac{1,485}{0,707} - \frac{1}{\sqrt[3]{0,289}} \right) 1,482 = (2,100 - 1,513) 1,482 = 0,587 \cdot 1,482 = 0,87 \text{ м.}$$

Таким образом мы приходим к заключению о том, что в данном случае предельная высота водобойной стенки значительно превышает высоту водобойной стенки, необходимую для затопления прыжка и равную

$$p_2 = 0,46 \text{ м.}$$

§ 4. СООБРАЖЕНИЯ О НАЗНАЧЕНИИ ЗАПАСА В ВЫСОТЕ ВОДОБОЙНОЙ СТЕНКИ

Выше уже отмечалось, что увеличение высоты водобойной стенки с целью создания запаса в отношении затопления прыжка может привести к ухудшению условий затопления, если такое увеличение будет произведено без надлежащего анализа работы водобойной стенки. В качестве весьма важного критерия при подобном анализе может служить предлагаемое нами понятие предельной высоты водобойной стенки. Действительно, зная тот предел, до которого мы можем безопасно увеличивать высоту стенки, мы всегда будем иметь возможность правильно назначить запас, а в случае наличия возникающих затруднений при создании необходимого запаса можно правильно наметить другую конструкцию гасителя энергии (например, перейти к комбинированной схеме, добавить вторую стенку и т. д.).

Переходя теперь к рассмотрению конкретных примеров, поясняющих ход анализа и расчетов по определению высот водобойных стенок с заданным запасом, напомним, что выведенная нами выше формула (22) для предельной высоты водобойной стенки

$$p_{пред} = \left\{ \frac{t_2}{h_{к}} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - \frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} \right\} h_{к}$$

определяет лишь теоретическую величину „предельной высоты“, также не содержа в себе запаса. Поэтому для получения расчетной предельной высоты водобойной стенки надо также внести соответствующий коэффициент запаса и в эту формулу. Как нетрудно видеть, такого запаса мы сможем достигнуть, умножая глубину нижнего бьефа на некоторый коэффициент запаса α , меньший единицы. Это прямо следует из всего сказанного выше при выводе вышеуказанной формулы.

Таким образом для установления предельной высоты водобойной стенки с заданным запасом мы будем иметь следующие зависимости:

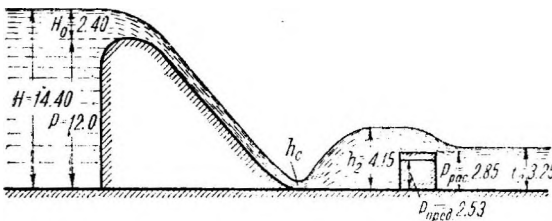
$$Z_{п. пред. расч} = \alpha t_2 \left\{ \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - 1 \right\}, \quad (24)$$

$$P_{пред. расч} = \left\{ \frac{\alpha t_2}{h_{к}} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - \frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} \right\} h_{к}, \quad (25)$$

где индекс *расч* указывает, что формула предусматривает наличие запаса в затопленном прыжке, определяемого коэффициентом $\alpha = 0,90 - 0,95$ (по аналогии с коэффициентом $n = 1,1 - 1,06$).

Ограничиваясь сделанными указаниями, перейдем к рассмотрению примера расчета.

Пример 19. Восдосливно-ная плотина высотой $P = 12$ м и с напором на гребне водослива $H_0 = 2,4$ м имеет глубину воды в нижнем бьефе $z_2 = 3,25$ м (фиг. 31). Определить необходимую высоту водобойной стенки, причем при расчетах затопления прыжка необходимо обеспечить запас, характер-



Фиг. 31.

ризующийся коэффициентами $n = 1,1$ и $\alpha = 0,90$. Кроме того, задано, что:

коэффициент расхода водосливной плотины	$m = 0,45$,
„ „ водобойной стенки	$m = 0,40$,
„ скорости водосливной плотины	$\phi = 0,95$,
„ водобойной стенки	$\phi = 0,92$.

Первой задачей настоящего расчета будет являться определение теоретической высоты водобойной стенки. Тогда

$$h_{к} = \sqrt[3]{2m^2 H_0} = \sqrt[3]{2 \cdot 0,40^2 \cdot H_0} = 0,741 \cdot 2,4 = 1,78 \text{ м},$$

$$\frac{H}{h_{к}} = \frac{P + H_0}{h_{к}} = \frac{12 + 2,4}{1,78} = \frac{14,4}{1,78} = 8,09,$$

$$\left(\frac{Z}{H} \right)_0 = 0,677,$$

фактический же относительный перепад равен

$$\frac{Z}{H} = \frac{H - t_2}{H} = \frac{14,4 - 3,25}{14,4} = \frac{11,15}{14,4} = 0,774,$$

что указывает на то, что прыжок будет отогнан, так как

$$\frac{Z}{H} = 0,774 > \left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,677.$$

Для известного отношения $\frac{H}{h_\kappa} = 8,09$ и $\varphi = 0,95$ находим, что

$$\frac{E_2}{h_\kappa} = 2,687 \text{ и } E_2 = 2,687 \cdot 1,78 = 4,78 \text{ м и далее}$$

$$Z_n = E_2 - t_2 = 4,78 - 3,25 = 1,53 \text{ м,}$$

$$\frac{Z_n \sqrt{2m^2}}{h_\kappa} = \frac{1,53 \cdot 0,741}{1,78} = 0,638.$$

Следовательно, можно принять, что коэффициент затопления

$$\sigma_n \approx 1,00.$$

Тогда

$$p = \left(\frac{E_2}{h_\kappa} - \frac{1}{\sqrt{2m^2}} \right) h_\kappa = (2,687 - 1,350) \cdot 1,78 = 2,38 \text{ м}$$

В

$$H'_0 = \left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right] H - p = [1 - 0,677] \cdot 14,4 - 2,38 = 0,323 \cdot 14,4 - 2,38 = 2,27 \text{ м.}$$

т. е.

$$h_2 = p + H'_0 = 2,38 + 2,27 = 4,65 \text{ м.}$$

Исчислим теперь теоретическую предельную высоту водобойной стенки

$$\frac{t_2}{h_\kappa} = \frac{3,25}{1,78} = 1,825$$

и соответственно для $\varphi = 0,92$ критический относительный перепад

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,408,$$

$$Z_{n. \text{ пред}} = t_2 \left\{ \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - 1 \right\} = 3,25 (1,689 - 1,00) = 2,24 \text{ м,}$$

$$\frac{Z_{n. \text{ пред}} \sqrt{2m^2}}{h_\kappa} = \frac{2,24 \cdot 0,741}{1,78} = 0,932,$$

$$\sigma_n \approx 1,00.$$

Тогда

$$p_{\text{пред}} = \left\{ \frac{t_2}{h_\kappa} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - \frac{1}{\sqrt{2\sigma_n^2 m^2}} \right\} h_\kappa =$$

$$= (1,825 \cdot 1,689 - 1,350) 1,78 = 3,08 \text{ м.}$$

Таким образом мы получили, что теоретическая предельная высота водобойной стенки равна 3,08 м при теоретической высоте стенки в $p = 2,38$ м. Определим теперь эти значения при заданных коэффициентах запаса. Тогда расчетная высота стенки будет составлять

$$p_{расч} = nh_2 - H'_0 = 1,1 \cdot 4,65 - 2,27 = 5,12 - 2,27 = 2,85 \text{ м.}$$

Расчетная же предельная высота стенки определится нижеследующим образом:

$$Z_{н. пред. расч} = \alpha t_2 \left\{ \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - 1 \right\} =$$

$$= 0,90 \cdot 3,25 (1,689 - 1,00) = 2,017 \text{ м,}$$

$$\frac{Z_{н. пред. расч} \sqrt[3]{2m^2}}{h_k} = \frac{2,017 \cdot 0,741}{1,78} = 0,838, \text{ т. е. } \sigma_n \approx 1,00.$$

$$p_{пред. расч} = \left\{ \frac{\alpha t_2}{h_k} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)_0 \right]} - \frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} \right\} h_k =$$

$$= (0,90 \cdot 1,825 \cdot 1,689 - 1,350) 1,78 = 2,53 \text{ м.}$$

Таким образом мы убеждаемся, что при заданных коэффициентах запаса предельная расчетная высота стенки меньше необходимой расчетной высоты, ибо $2,85 > 2,53$ м. Следовательно, предъявленные к водобойной стенке требования выполнены быть не могут, а потому в рассматриваемом случае мыслимы два решения:

а) Уменьшение коэффициентов запаса n и α . Так, например, если коэффициенты n и α принять равными $n = 1,05$ $\alpha = 0,95$, то можно получить, что

$$p_{расч} = 1,05 \cdot 4,65 - 2,27 = 4,88 - 2,27 = 2,61 \text{ м,}$$

$$p_{пред. расч} = \left\{ \frac{0,95 \cdot 3,25}{1,78} - \left(\frac{1}{1 - 0,408} \right) - \frac{1}{\sqrt[3]{2 \cdot 0,40^2}} \right\} 1,78 = 2,80 \text{ м}$$

$p_{пред. расч} > p_{расч}$ в силу неравенства $2,61 < 2,80$.

б) Устройство второй водобойной стенки или устройство комбинированного гасителя энергии (заглубление дна перед стенкой или заглубление дна в нижнем бьефе стенки) и т. д.

Таким образом мы видам, как удобно пользоваться при расчетах понятием „предельной высоты“ водобойной стенки.

§ 5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТНЫХ РАЗМЕРОВ КОМБИНИРОВАННЫХ ГАСИТЕЛЕЙ ЭНЕРГИИ (КОМБИНАЦИЯ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА И ВОДОБОЙНОЙ СТЕНКИ)

В ряде практических случаев иногда применяются так называемые комбинированные гасители энергии, представляющие собой соединение в различных комбинациях водобойного колодца с водобойной стенкой, как это, например, показано на фиг. 32. На основании рассмотрения этого чертежа, а также на основании всего сказанного ранее, можно заключить, что приведенные в гл. II и III методы расчетов полностью применимы

и для расчета вышеупомянутых комбинированных схем. Поэтому, не повторяя изложения теории этих расчетов, перейдем к решению числовых примеров, поясняющих как постановку самих задач, так и самую практику вычислений. Предварительно только укажем, что для водобойного колодца с водобойной стенкой мыслимы две основные задачи:

а) При заданной глубине водобойного колодца d определить высоту водобойной стенки p .

б) При заданной высоте водобойной стенки p определить глубину водобойного колодца d .

В дальнейшем изложении мы и перейдем к решению перечисленных двух основных задач.

Пример 20. Для схемы водобойного колодца с водобойной стенкой определить высоту водобойной стенки p при заданной глубине водобойного колодца d .

Дано: напор перед затвором $H_{ц} = 8$ м (фиг. 38); глубина нижнего бьефа $t_2 = 3$ м; критическая глубина $h_k = 2,03$ м; коэффициент скорости $\phi = 0,92$;

коэффициент расхода водобойной стенки $m = 0,40$.

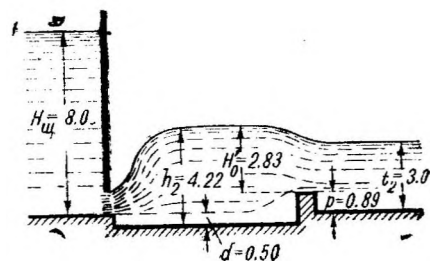
Определить высоту водобойной стенки, если глубина водобойного колодца $d = 0,5$ м.

Для решения настоящей задачи поступаем следующим образом: определяем величину полного напора

$$H = H_{ц} + d = 8 + 0,5 = 8,5 \text{ м}$$

и отношение

$$\frac{H}{h_k} = \frac{8,5}{2,03} = 4,29 \text{ м.}$$



Фиг. 33.

для какового отношения (по таблицам или графикам для $\phi = 0,92$) находим

$$\frac{h_2}{h_k} = 2,08 \text{ и } \frac{E_2}{h_k} = 2,20$$

или

$$h_2 = 2,03 \cdot 2,08 = 4,22 \text{ м.}$$

$$E_2 = 2,03 \cdot 2,20 = 4,46 \text{ м.}$$

Затем по предыдущему вычисляем значение

$$Z_n = E_2 - t_2 - d = 4,46 - 3 - 0,50 = 1,16$$

и

$$\frac{Z_n}{h_k} \sqrt{2m^2} = \frac{1,16 \cdot 0,684}{2,03} = 0,392,$$

что определяет величину коэффициента затопления $\sigma_n = 0,95$. Следовательно, геометрический напор H_0 на водобойной стенке может быть также вычислен.

Действительно,

$$H'_0 = H_0 - \frac{h_k^3}{2h_2^2} = \frac{h_k}{3\sqrt{2\sigma_n^2 m^2}} - (E_2 - h_2) = \frac{2,03}{0,661} - (4,46 - 4,22) = 3,07 - 0,24 = 2,83 \text{ м.}$$

Нетрудно видеть, что высота водобойной стенки p в рассматриваемом случае будет равна

$$p = h_2 - d - H'_0,$$

так как очевидно, что

$$h_2 = H'_0 + p + d.$$

Следовательно, искомое нами значение высоты водобойной стенки будет составлять

$$p = 4,22 - 0,5 - 2,93 = 4,22 - 3,33 = 0,89 \text{ м.}$$

Проверим теперь, обеспечивает ли рассчитанная нами комбинированная схема затопление прыжка. Для этого установим значение критического относительного перепада. Тогда

$$Z = H - h_2 = H - d - p - H'_0 = 8,50 - 4,22 = 4,28 \text{ м,}$$

$$\frac{Z}{h_k} = \frac{4,28}{2,03} = 2,11$$

в соответствии для $\varphi = 0,92$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,505.$$

С другой же стороны

$$\frac{Z}{H} = \frac{4,28}{8,5} = 0,505.$$

Следовательно, наши расчеты были произведены правильно, так как мы получили необходимое равенство

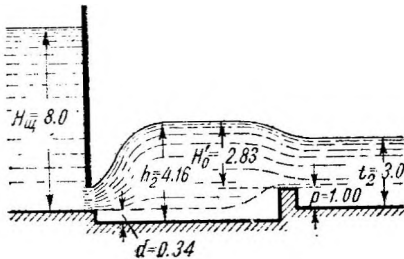
$$\frac{Z}{H} = \left(\frac{Z}{H}\right)_0.$$

Пример 21. Для схемы водобойного колодца с водобойной стенкой определить глубину водобойного колодца при заданной высоте водобойной стенки p .

Дано: напор перед затвором $H_{ц} = 8 \text{ м}$ (фиг. 34); глубина нижнего бьефа $t_2 = 3 \text{ м}$; критическая глубина $h_k = 2,03 \text{ м}$; коэффициент скорости $\varphi = 0,92$; коэффициент расхода водобойной стенки $m = 0,40$.

Определить глубину водобойного колодца, если высота водобойной стенки $p = 1 \text{ м}$.

Для решения настоящей задачи расчет производим в следующем порядке, имея в виду, что эту задачу можно решить только методом после-



Фиг. 34.

довательного приближения или подбором¹: исчислим значение удельной энергии соответствующей глубине h_2 взаимной с глубиной сжатого сечения, в предположении отсутствия водобойного колодца. Тогда

$$\frac{H}{h_k} = \frac{8}{2,03} = 3,935$$

и для $\varphi = 0,92$

$$\frac{E_2}{h_k} = 2,138 \quad \text{и} \quad E_2 = 2,138 \cdot 2,03 = 4,34 \text{ м}$$

и, кроме того,

$$\frac{h_2}{h_k} = 2,02,$$

откуда

$$h_2 = 2,02 \cdot 2,03 = 4,10 \text{ м.}$$

Так как величина „подтопа“ h_n в рассматриваемом случае равна

$$h_n = 3,0 - 1,0 = 2,0,$$

то

$$\frac{h_n}{H_0} = \frac{h_n}{E_2 - p} = \frac{2,0}{4,34 - 1,0} = \frac{2,0}{3,34} = 0,599$$

и соответственно $\sigma_n = 0,95$ [по таблице значений $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_0}\right)$ на стр. 61].

Теперь можем определить в первом приближении значение геометрического напора

$$\begin{aligned} H_0' &= H_0 - (E_2 - h_2) = \frac{h_k}{3} - (E_2 - h_2) = \\ &= \frac{2,03}{3} - (4,34 - 4,10) = \frac{2,03}{0,661} - 0,24 = 3,07 - 0,24 = 2,83 \text{ м} \end{aligned}$$

и глубину водобойного колодца

$$Z = H - (p + H_0') = 8 - (1 + 2,83) = 8 - 3,83 = 4,17 \text{ м,}$$

$$\frac{Z}{h_k} = \frac{4,17}{2,03} = 2,055,$$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,5,$$

$$d = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H = \frac{4,17}{0,5} - 8 = 8,34 - 8 = 0,34 \text{ м.}$$

¹ Вследствие невозможности определить в один прием точное значение удельной энергии E_2 (соответствующей глубине и, следовательно, значение скоростного напора, установление которого необходимо для исчисления коэффициента затопления σ_n).

Произведем теперь уточнение расчета. Для этого вычислим новое значение удельной энергии E_2 уже с учетом устройства водобойного колодца глубиной $d = 0,34$ м. Тогда

$$H = H_{\text{пл}} + d = 8 + 0,34 = 8,34 \text{ м,}$$

$$\frac{H}{h_{\kappa}} = \frac{8,34}{2,03} = 4,11,$$

$$\frac{E_2}{h_{\kappa}} = 2,167 \text{ и } E_2 = 2,03 \cdot 2,167 = 4,4 \text{ м,}$$

$$\frac{h_2}{h_{\kappa}} = 2,048 \text{ и } h_2 = 2,03 \cdot 2,048 = 4,16 \text{ м,}$$

$$\frac{h_n}{H_0} = \frac{h_n}{E_2 - p} = \frac{2,0}{4,4 - 1,0} = \frac{2,0}{3,4} = 0,588,$$

$$\tau_n = 0,95,$$

$$H'_0 = H_0 - (E_2 - h_2) = \frac{2,03}{\sqrt{2 \cdot 0,40^2 \cdot 0,95^2}} - (4,4 - 4,16) =$$

$$= 3,07 - 0,24 = 2,83 \text{ м,}$$

$$Z = H - (p + H'_0) = 8 - (1 + 2,83) = 4,17 \text{ м,}$$

$$\frac{Z}{h_{\kappa}} = \frac{4,17}{2,03} = 2,055,$$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,5,$$

$$d = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H = \frac{4,17}{0,5} - 8 = 8,34 - 8 = 0,34 \text{ м.}$$

Следовательно, мы убеждаемся, что искомая нами глубина колодца равна $d = 0,34$ и, так как фактический относительный перепад равен

$$\frac{Z}{H} = \frac{4,17}{8,34} = 0,50,$$

т. е. соблюдено условие $\frac{Z}{H} = \left(\frac{Z}{H}\right)_0$.

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

ВЫБОР РАСЧЕТНОГО РАСХОДА ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГАСИТЕЛЕЙ ЭНЕРГИИ

Гидротехнические сооружения по условиям эксплуатации в большинстве своем работают при переменных условиях, характеризующихся переменными расходами, напорами и изменяющимися глубинами воды в нижнем бьефе. В нашей работе

„К вопросу о расчете водобойных колодцев“¹ было рассмотрено два типовых примера работы гидротехнического сооружения при переменных расходах и напорах (стр. 29—33). На этих двух примерах было отчетливо показано, что гасители энергии (водобойные колодцы, стенки) должны рассчитываться для тех условий, при которых создаются наибольшие затруднения для затопления прыжка. Там же было показано, что максимальный расход, проходящий через сооружение, не всегда является тем расходом, при котором возникают наибольшие трудности для погашения энергии при помощи водобойного колодца или водобойной стенки. Тогда же отмечалось, что ввиду сложности явления прыжка и ввиду сложности зависимостей, представляющих аналитически это явление, а также ввиду многочисленности факторов, влияющих на высотные размеры указанных гасителей, весьма трудно дать точное решение для нахождения расчетного положения, дающего наибольшую глубину водобойного колодца или наибольшую высоту водобойной стенки. Поэтому при определении глубин водобойных колодцев или высот водобойных стенок для гидротехнических сооружений, работающих при переменных условиях, рекомендовалось графическое решение, заключающееся в построении кривых, имеющих максимум,

$$d = f(H_0) \text{ и } p = f(Q)$$

и нахождение по этим кривым расчетных (максимальных) значений.

Здесь обозначено d — глубина водобойного колодца; H_0 — напор над гребнем водосливной плотины; p — высота водобойной стенки; Q — расход, проходящий через сооружение.

Одновременно и независимо от нашей работы проф. В. О. Баумгартом на заседании совета Государственного научно-мелиорационного института 24/1 1928 г.² был доложен разработанный им общий метод определения расчетного расхода, на который, по его мнению, необходимо проектировать гасители энергии. Этот метод заключается в нахождении путем графического построения максимума функции

$$N = Q (E_0 - E_i),$$

представляющей количество энергии, которое должно быть погашено в нижнем бьефе, и в установлении по этому максимуму соответствующего ему расхода, который проф. В. С. Баумгарт и рекомендовал принимать в качестве расчетного.

В приведенной зависимости Q обозначает расход, проходящий через сооружение; E_0 — удельную энергию перед сооружением; E_i — удельную энергию, соответствующую бытовым условиям потока при данном расходе Q .

¹ Представленной в 1927 г. в Государственный научно-мелиорационный институт и опубликованной в XIX выпуске „Известий ГНМИ“ в 1929 г.

² „Известия ГНМИ“, вып. XIX за 1929 г., стр. 291.

В начале 1928 г. инж. Б. А. Мацман¹ также дал решение, в общем аналогичное вышеприведенному решению проф. В. С. Баумгарта.

Наконец, в 1932 г. опубликовано решение проф. М. Д. Чертоусова², заключающееся, так же как и решение проф. В. С. Баумгарта, в графическом построении функции вида

$$N_f = (E_0 - E_1) Q$$

и в нахождении по этой функции расчетного расхода, соответствующего $N_f = \max$.

Проф. М. Д. Чертоусов в отличие от проф. В. С. Баумгарта вместо значения удельной энергии, соответствующей бытовым условиям E_0 , рекомендует принимать значение удельной энергии E_1 , соответствующей сечению перед отогнанным прыжком, отвечающим глубине нижнего бьефа (для заданного расхода Q). Следовательно, в зависимости проф. М. Д. Чертоусова величина есть не что иное, как полная энергия, которая должна быть рассеяна на длине от сжатого сечения до прыжка.

Предлагая свой метод расчета, проф. М. Д. Чертоусов отмечает несовершенство метода В. С. Баумгарта, указывая, что „последний прием расчета нижнего бьефа сооружений может привести к неправильным выводам в отношении выбора типа и размеров гасителя энергии, ибо расход Q , как следует из вышеизложенного, не соответствует наиболее трудным условиям погашения энергии“ (см. там же, стр. 7).

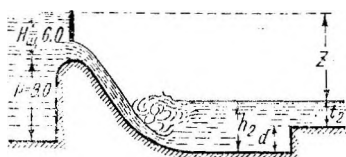
Соглашаясь с критикой метода проф. В. С. Баумгарта, изложенной проф. М. Д. Чертоусовым, мы одновременно с этим считаем нужным также отметить, что и его метод полностью обладает теми же недостатками при практическом применении этого метода к расчету водобойных колодцев и водобойных стенок, т. е. к тем гасителям энергии, которые наиболее часто употребляются в гидротехнической практике и поддаются теоретическому расчету. Настоящая глава в значительной своей части и посвящена затронутому вопросу.

Решая многочисленные примеры по определению глубин водобойных колодцев и высот водобойных стенок для различных условий, мы убедились, что расчетные расходы, определяемые по методу проф. В. С. Баумгарта и по методу проф. М. Д. Чертоусова, не соответствуют наиболее трудным условиям гашения энергии. Действительно, наибольшие высотные размеры указанных гасителей энергии всегда соответствовали расходам, значительно отличающимся от расчетных расходов, исчисленных по вышеуказанным методам. Для подтверждения и пояснения всего сказанного мы ниже приводим несколько примеров, в результате рассмотрения и анализа которых можно удостовериться в правильности сделанного нами утверждения.

¹ Инж. Б. А. Мацман, Гидравлический расчет нижнего бьефа сооружений, „Вестник ирригации“ № 2 за 1928 г.

² Доц. М. Д. Чертоусов, Установление расчетного значения расхода при проектировании гасителей энергии, вып. II „Известий НИИГ“ за 1934 г. и ранее в газете „Гидротехник“ № 19 за 1932 г. (Ленинград).

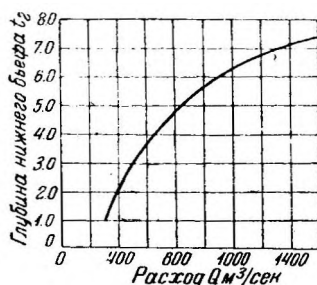
Пример 22. Определение расчетной (наибольшей) глубины водобойного колодца для плотины высотой $P = 9$ м, перекрытой затворами высотой



Фиг. 35.

$H_{пл} = 6$ м (фиг. 35) и имеющей эффективную ширину отверстий $Z = 60$ м.

Здесь, кроме того, принят коэффициент скорости $\phi = 0,90$, коэффициент расхода $m = 0,45$ и кривая связи расходов и горизонтов для нижнего бьефа, представленная на фиг. 36¹ и построенная по данным, помещенным в табл. 5.



Фиг. 36. Кривая связи расходов и горизонтов $Q = f(t_2)$.

Таблица 5

Данные для построения кривой связи расходов и горизонтов

t_2 , м	1,00	2,85	4,25	5,35	6,35	6,90	7,25
Q м ³ /сек	300	500	700	900	1200	1500	1800

В соответствии с приведенными данными максимальный расход, проходящий через плотину, будет равен

$$Q_{\max} = Im \sqrt{2gH^3} = 60 \cdot 0,45 \cdot 4,429 \cdot 6 = 1760 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Для определения наибольшей (расчетной) глубины водобойного колодца произведем расчеты при различных значениях пропускаемого через плотину расхода для возможности построения кривой $d = f(Q)$, где через d нами обозначена необходимая глубина водобойного колодца. Для определения глубин водобойных колодцев воспользуемся способом, изложенным выше, т. е. будем пользоваться формулой

$$d = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H \text{ м.}$$

В результате произведенных расчетов для семи значений расходов получены данные, сведенные в табл. 6.

¹ Приводимая кривая связи расходов и горизонтов по своей конфигурации совпадает с конфигурацией одной кривой связи для р. Москвы. Здесь только для получения более отчетливого примера ординаты глубин уменьшены на 2 м ($t_2 = 0$ м на данной кривой соответствует $t_2 = 2$ м на действительной кривой, т. е. дно как бы поднято на 2 м).

Расчетные данные для определения глубин водобойных колодцев

Q м ³ /сек	q м ³ /сек	h_k в.м	t_2 в.м	Z в.м	d в.м
500	8,33	1,919	2,85	12,15	2,15
700	11,66	2,402	4,25	10,75	1,52
900	15,00	2,841	5,35	9,65	1,06
1100	18,34	3,249	6,05	8,95	0,95
1300	21,66	3,630	6,55	8,45	0,98
1500	25,00	3,994	6,90	8,10	1,23
1760	29,32	4,441	7,20	7,80	1,37

Рассматривая приведенную таблицу, мы убеждаемся, что максимальная глубина водобойного колодца $d = 2,15$ м соответствует расходу $Q = 500$ м³/сек, т. е. наименьшему расходу, причем зависимость $d = f(Q)$ имеет минимум при значении $Q = 1100$ м³/сек ($d = 0,95$ м). При максимальном же расходе $Q = 1760$ м³/сек глубина водобойного колодца должна составлять $d = 1,37$ м. Поэтому расчетным расходом для данного примера следует считать $Q = 500$ м³/сек, так как при этом расходе возникают наибольшие затруднения по гашению энергии, обуславливающие наибольшую глубину водобойного колодца. Приведем теперь исчисления „расчетных“ расходов по методам проф. В. С. Баумгарта и проф. М. Д. Чертоусова.

При этом будем пользоваться зависимостями по Баумгарту

$$N_f(B) = (E_c - E_t) Q$$

и по Чертоусову

$$N_{f(Ч)} = (E_c - E_1) Q,$$

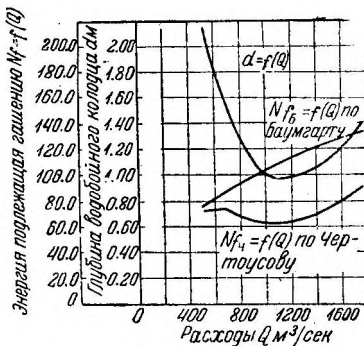
где

$$E_c = h_c + \frac{v_c^2}{2g} = h_c + \frac{h_k^3}{2h_c^2},$$

$$E_t = t_2 + \frac{v_t^2}{2g} = t_2 + \frac{h_k^3}{2t_2^2},$$

$$E_1 = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_1 + \frac{h_k^3}{2h_1^2}.$$

Фиг. 37. Сопоставление зависимости $d = f(Q)$ о зависимостях $N_f = f(Q)$, исчисленными по формулам В. С. Баумгарта и М. Д. Чертоусова для условий примера 22.



Глубину воды в сжатом сечении будем определять по таблицам или графикам $\frac{h_k}{h_1} = f\left(\frac{H}{h_k}\right)$, а глубину h_1 , взаимную с глубиной нижнего бьефа t_2 , по таблицам или графикам функции

$$\frac{h_k}{h_1} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right).$$

Все вычисления сводим в табл. 7 и 8.

Представим полученные данные в виде трех кривых

$$d = f(Q), N_f(B) = f(Q) \text{ и } N_f(Ч) = f(Q),$$

совмещенных на одном чертеже (фиг. 37).

Таблица 7

Расчетные данные для определения глубин сжатого сечения и глубин, взаимных с глубинами нижнего бьефа

Q м ³ /сек	t_2 в м	h_k в м	h_c в м	h_l в м
500	2,85	1,919	0,549	1,219
700	4,25	2,402	0,776	1,199
900	5,35	2,841	1,005	1,291
1100	6,05	3,249	1,240	1,500
1300	6,55	3,630	1,480	1,758
1500	6,90	3,994	1,720	2,062
1760	7,20	4,441	2,041	2,510

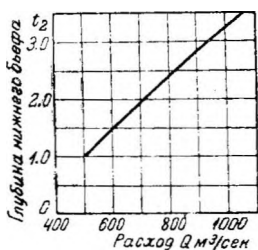
Таблица 8

Данные для определения значений „расчетного“ расхода по методам проф. В. С. Баумгарта и проф. М. Д. Чертоусова

Q м ³ /сек							По методу проф. В. С. Баумгарта		По методу проф. М. Д. Чертоусова	
	h_c в м	E_c в м	h_l в м	E_l в м	t_2 в м	E_l в м	$E_c - E_l$	$N_f^{(B)} = q(E_c - E_l)$	$E_c - E_l$	$N_f^{(Ч)} = q(E_c - E_l)$
500	0,549	12,274	1,219	3,598	2,85	3,285	8,989	74,90	8,676	72,30
700	0,776	12,281	1,199	6,019	4,25	4,635	7,646	89,20	6,262	73,00
900	1,005	12,355	1,291	8,171	5,35	5,750	6,605	99,10	4,184	62,80
1100	1,240	12,390	1,500	9,120	6,05	6,518	5,872	107,60	3,270	60,00
1300	1,480	12,400	1,758	9,498	6,55	7,107	5,293	114,60	2,902	62,90
1500	1,720	12,485	2,062	9,555	6,90	7,570	4,915	112,90	2,930	73,25
1760	2,041	12,551	2,510	9,465	7,20	8,044	4,507	132,30	3,096	90,85

Из рассмотрения фиг. 37 (а также вышеприведенных таблиц) можно определенно установить, что при пользовании методами проф. В. С. Баумгарта или проф. М. Д. Чертоусова следовало бы принять в качестве расчетного расхода максимальный расход $Q = 1760$ м³/сек, так как этому расходу соответствуют максимальные значения функции $N_{f(B)} = 132,30$ и $N_{f(Ч)} = 90,85$. Максимальная же глубина водобойного колодца, как уже выше отмечалось, соответствует расходу $Q = 500$ м³/сек, т. е. минимальному расходу. Следовательно, для рассмотренного примера получено полное несоответствие теоретических предположений с результатами практических расчетов по определению максимальной глубины водобойного колодца. Здесь же следует отметить, что кривая $d = f(Q)$ имеет хорошее совпадение со второй половиной кривой $N_{f(Ч)} = f(Q)$ (исчисленной по методу проф. М. Д. Чертоусова), начиная с расхода $Q = 750$ м³/сек. Поэтому, если бы мы начали расчет именно с этого расхода, то нами было бы получено совпадение в расчетах. В этом отношении метод проф. М. Д. Чертоусова дает, как будто, лучший результат по сравнению с методом проф. В. С. Баумгарта. Ограничиваясь здесь сделанными замечаниями, перейдем к рассмотрению второго примера, заимствованного уже из книги проф. М. Д. Чертоусова „Инженерная гидравлика“ (пример 51 на стр. 414 — 416).

Пример 23. Определение расчетной (наибольшей) глубины водобойного колодца для водосливной плотины, имеющей высоту $P = 7$ м, рабочую ширину водослива $L = 60$ м, максимальный расход $Q = 1000$ м³/сек, коэффициент расхода водослива $m = 0,45$ и коэффициент скорости $\varphi = 0,95$.



Фиг. 38. кривая связи расходов и горизонтов $Q = f(t_2)$.

Кривая связи расходов и горизонтов для русла реки, имеющей уклон $I = 0,00035$, характеризуется данными табл. 9 и кривой $Q = f(t_2)$, представленной на фиг. 38.

Решая задачу теми же методами, которые были применены в предыдущем примере, будем задаваться различными величинами напоров на водосливе H_0 и определять соответствующие им значения d , $N_{f(B)}$ и $N_{r(B)}$ для построения кривых $d = f(Q)$, $N_{f(B)} = f(Q)$ и

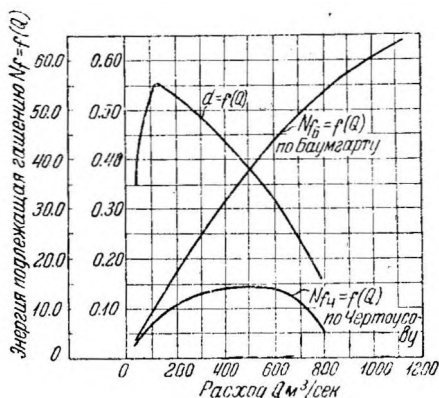
Расчетные данные для определения необходимой глубины водобойного колодца приведены в табл. 10.

Решая задачу теми же методами, которые были применены в предыдущем примере, будем задаваться различными величинами напоров на водосливе H_0 и определять соответствующие им значения d , $N_{f(B)}$ и $N_{r(B)}$ для построения кривых $d = f(Q)$, $N_{f(B)} = f(Q)$ и

Таблица 9

Данные для построения кривой связи расходов и горизонтов

t_2 в м	Q м ³ /сек	t_2 в м	Q м ³ /сек
1,0	51,5	4,0	505,0
1,5	102,0	4,5	607,4
2,0	165,2	5,0	717,0
2,5	238,2	5,5	831,5
3,0	314,4	6,0	950,0
3,5	408,1	6,5	1072,0



Фиг. 39. Сопоставление зависимости $d = f(Q)$ с зависимостями $N_f = f(Q)$, исчисленными по формулам В.С. Баумгарта и М. Д. Чертоусова для условий примера 23.

Таблица 10

Расчетные данные для определения глубины водобойного колодца

H_0 в м	Q м ³ /сек	q м ³ /сек	h_x в м	t_2 в м	H в м	Z в м	d в м
0,50	42	0,71	0,371	0,92	7,50	6,58	0,35
0,63	70	1,00	0,467	1,10	7,63	6,53	0,42
1,00	120	2,00	0,742	1,60	8,00	6,40	0,55
1,50	221	3,68	1,114	2,40	8,50	6,10	0,52
2,00	339	5,65	1,482	3,15	9,00	5,58	0,44
2,50	474	7,89	1,851	3,85	9,50	5,65	0,40
3,00	623	10,39	2,224	4,54	10,00	5,46	0,30
3,50	786	13,10	2,619	5,30	10,50	5,20	0,16
4,00	960	16,00	2,966	6,05	11,00	4,95	прыжок затоплен
4,50	1145	19,08	3,335	6,80	11,50	4,70	

Следовательно, максимальная глубина водобойного колодца для рассматриваемого примера соответствует расходу $Q = 120 \text{ м}^3/\text{сек}$ и равна $d_{\text{max}} = 0,55 \text{ м}$. Произведем, как и раньше, сравнительные исчисления с целью определения „расчетного“ расхода по методам проф. В. С. Баумгарта и проф. М. Д. Чертоусова. Полученные при этом результаты сгруппируем в табл. 11 и 12.

Таблица 11

Данные для определения значений „расчетного“ расхода по методам проф. В. С. Баумгарта и проф. М. Д. Чертоусова

$Q \text{ м}^3/\text{сек}$	$h_c \text{ в м}$	$E_c \text{ в м}$	$h_1 \text{ в м}$	$E_1 \text{ в м}$	$t_2 \text{ в м}$	$E_t \text{ в м}$	По методу проф. Баумгарта		По методу проф. Чертоусова	
							$E_c - E_t$	$N_f^{(B)} = \frac{1}{q} (E_c - E_t)$	$E_c - E_1$	$N_f^{(Ч)} = \frac{1}{q} (E_c - E_1)$
42,6	0,062	6,702	0,108	2,298	0,92	0,950	5,752	4,08	4,404	3,13
60	0,0864	6,906	0,149	2,443	1,10	1,142	5,680	5,68	4,379	4,38
120	0,170	7,230	0,273	3,014	1,60	1,680	5,550	11,00	4,216	8,43
221	0,305	7,730	0,409	4,539	2,40	2,520	5,210	19,16	3,191	11,75
339	0,460	8,148	0,557	5,798	3,15	3,314	4,834	27,30	2,350	13,28
474	0,630	8,620	0,722	6,802	3,85	4,064	4,556	36,00	1,818	14,35
623	0,814	9,114	0,893	7,793	4,54	4,807	4,307	44,72	1,321	13,75
786	1,024	9,584	1,062	9,022	5,30	5,620	3,964	51,95	0,562	7,36
960	1,215	10,045	1,191	10,391	6,05	6,406	3,639	58,20	прыжок	затопл.
1145	1,429	10,507	1,340	11,655	6,80	7,201	3 306	63,10	"	"

Таблица 12

Расчетные данные для определения глубин сжатого сечения и глубин, взаимных с глубинами нижнего бьефа

$Q \text{ м}^3/\text{сек}$	$H \text{ в м}$	$h_K \text{ в м}$	$t_2 \text{ в м}$	$h_c \text{ в м}$	$h_1 \text{ в м}$
42,6	7,50	0,371	0,92	0,062	0,108
60	7,63	0,467	1,10	0,0864	0,149
120	8,00	0,742	1,60	0,170	0,273
221	8,50	1,114	2,40	0,305	0,409
339	9,00	1,482	3,15	0,460	0,557
474	9,50	1,851	3,85	0,630	0,722
623	10,00	2,224	4,54	0,814	0,893
786	10,50	2,619	5,30	1,024	1,062
960	11,00	2,966	6,05	1,215	1,191
1145	11,50	3,335	6,80	1,429	1,340

Сделав графическое сопоставление полученных данных на фиг. 39, мы убеждаемся, что и для этого призера максимальная глубина водобойного колодца также не соответствует максимуму функций $N_{f(Ч)}$ и $N_{f(Б)}$. Действительно, максимальная глубина водобойного колодца, равная $d_{\text{max}} = 0,55 \text{ м}$, соответствует расходу $Q = 130 \text{ м}^3/\text{сек}$, в то время как „расчетный“ расход, определенный по методу проф. М. Д. Чертоусова, равен

$Q_{расч(Ч)} = 550 \text{ м}^3/\text{сек}$, а по Баумгарту $Q_{расч(Б)} = 1760 \text{ м}^3/\text{сек} = Q_{max}$. Таким образом, если бы следовать методу проф. М. Д. Чертоусова, то глубина колодца должна бы быть равной $d = 0,35 \text{ м}$, т. е. имело бы место уменьшение глубины колодца в $\frac{0,55}{0,35} \approx 1,5$ раза.

Метод же проф. В. С. Баумгарта для условий рассматриваемого примера дал бы совершенно неудовлетворительный результат, так как при "расчетном" расходе, определенном по указанному методу, прыжок затоплен и устройство гасителя энергии вообще не требуется.

Чтобы найти объяснение неудовлетворительности методов, предложенных проф. В. С. Баумгартом и проф. М. Д. Чертоусовым, при применении этих методов для проектирования водобойных колодцев, обратимся к выведенной нами выше зависимости для глубины водобойного колодца (см. стр. 36):

$$d = h_2 - t_2 + \frac{h_c^3}{2h_2^2} - \frac{h_c^3}{2t_2^2}.$$

Так как очевидно, что

$$h_2 + \frac{h_c^3}{2h_2^2} = E_2, \text{ а } t_2 + \frac{h_c^3}{2t_2^2} = E_t,$$

где E_2 — удельная энергия сечения, соответствующего глубине, взаимной с глубиной сжатого сечения, а E_t — удельная энергия, соответствующая глубине нижнего бьефа.

Следовательно,

$$d = E_2 - E_t.$$

С другой стороны, можно написать, что

$$E_c = E_2 + \frac{(h_2 - h_c)^3}{4h_2h_c},$$

где член $\frac{(h_2 - h_c)^3}{4h_2h_c}$ представляет собой потерю энергии в прыжке, т. е. между сжатым сечением и взаимной с ним глубиной h_c . Тогда

$$E_2 = E_c - \frac{(h_2 - h_c)^3}{4h_2h_c}.$$

Подставим полученное значение для E_2 в выражение для глубины водобойного колодца

$$d = E_2 - E_t = E_c - \frac{(h_2 - h_c)^3}{4h_2h_c} - E_t.$$

Сопоставляя теперь формулы проф. В. С. Баумгарта и проф. М. Д. Чертоусова с нашей зависимостью

$$\begin{aligned} N_{f(Б)} &= Q(E_c - E_t), \\ N_{f(Ч)} &= Q(E_c - E_1), \\ d &= E_c - E_t - \frac{(h_2 - h_c)^3}{4h_2h_c}, \end{aligned}$$

мы убеждаемся, что выражение для глубины водобойного колодца является функцией, совершенно отличной от функций $N_{л(б)}$ и $N_{л(ч)}$, а потому минимумы этих функций и не совпадают.

Проделанные нами аналогичные расчеты для определения высот водобойных стенок привели нас также к выводу о неприемлемости предложенных зависимостей $N_{л(б)}$ и $N_{л(ч)}$ для определения максимальной высоты водобойных стенок.

Поэтому мы рекомендуем при расчете водобойных колодцев и водобойных стенок отказаться от методов проф. В. С. Баумгарта и проф. М. Д. Чертоусова, а пользоваться нашим приемом построения зависимостей

Надо полагать, что сказанного вполне достаточно для доказательства правильности наших выводов.

ГЛАВА ПЯТАЯ

СОСТАВЛЕНИЕ СХЕМЫ МАНЕВРИРОВАНИЯ ЗАТВОРАМИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Практика проектирования и эксплуатации гидротехнических сооружений давно привела к необходимости составления гидравлически обоснованной эксплуатационной схемы маневрирования затворами для создания оптимальных условий сопряжения уровней бьефов.

Лишь только рационально составленная и фактически выполняемая схема эксплуатации может дать полную гарантию в том, что запроектированные устройства для гашения энергии будут максимально обеспечивать нижний бьеф от размыва.

В последнее время ряд авторов посвятили данному вопросу несколько специальных работ (акад. Н. Н. Павловский¹, инж. А. Ф. Бурков², доц. А. Н. Шварц³), в связи с чем небезынтересно привести также наш метод расчета, разработанный еще в 1926—1928 г., но до сего времени еще не опубликованный в печати. Этот метод, который мы будем именовать „табличным методом расчета схемы маневрирования затворами“, ниже и излагается.

¹ Акад. Н. Н. Павловский, О принципах маневрирования затворами плотин для доведения размывов до минимума („Известия научно-исследовательского института гидротехники — НИИГ“, вып. XVI за 1935 г.).

² Инж. А. Ф. Бурков, К расчету сопряжения бьефов плотин, имеющих большой сливной фронт („Известия НИИГ“, вып. XVI за 1935 г.).

³ Доц. А. И. Шварц, О новых зависимостях в области расчетов сопряжения бьефов и некоторых их приложениях („Известия НИИГ“, вып. II за 1934 г.).

**§ 1. ТАБЛИЧНЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА СХЕМЫ МАНЕВРИРОВАНИЯ
ЗАТВОРАМИ (ИНЖ. А. А. УГИНЧУС, 1927 г.)**

Автором настоящей работы еще в 1926—1928 гг. по поручению Бюро по составлению нового проекта орошения Голодной степи был исполнен подробный гидравлический расчет¹ нижнего бьефа Беговатской плотины на р. Сыр-Дарье, причем основной целью расчета являлся выбор такой схемы маневрирования затворами, которая давала бы наиболее рациональную глубину водобойного колодца. Необходимость получения такого решения диктовалась соображениями чисто практического характера, так как расчет на самый невыгодный случай сопряжения бьефов (работа только одного отверстия из двенадцати на полную пропускную способность) давал чрезмерную глубину водобойного колодца.

Вышеуказанный расчет был выполнен по нижеследующей схеме: пользуясь методом определения глубины водобойного колодца, изложенным в нашей статье „К вопросу о расчете водобойных колодцев“², для каждого из двенадцати отверстий плотины были подсчитаны необходимые глубины водобойных колодцев для различных значений единичных расходов.

При этом расчеты велись по нижеследующей табличной форме:

Таблица 12а

Число одновременно работающих отверстий

q	h_k	$Q = nlq$	t_2	$Z = H - t_2$	$\frac{Z}{h_k}$	$\frac{H_k}{h_k}$	H_k	$d = H_k - H$

Здесь n обозначает число одновременно работающих отверстий с одинаковым открытием; q — расход на единицу ширины отверстия; h_k — критическую глубину; l — эффективную ширину одного отверстия; Q — суммарный расход, проходящий через все отверстия; глубину воды в нижнем бьефе, соответствующую расходу $Q = nlq$ (определяется по кривой связи между расходами и горизонтами); Z — перепад (разность уровней бьефов); H — полный напор (полная удельная энергия); H_k — „критический напор“, при котором происходит затопление прыжка при помощи колодца глубиной $d = H_k - H$; d — глубину водобойного колодца.

На основании анализа полученных данных была выбрана, во-первых, глубина водобойного колодца, во-вторых, было установлено необходимое количество одновременно работающих отверстий для пропуска различных расходов воды, при котором вы-

¹ Пояснительная записка с вышеуказанным гидравлическим расчетом находится среди технических документов б. Бюро по орошению Голодной степи (Ташкент).

² См. XIX выпуск „Известий научно-мелиорационного института“ за 1929 г.

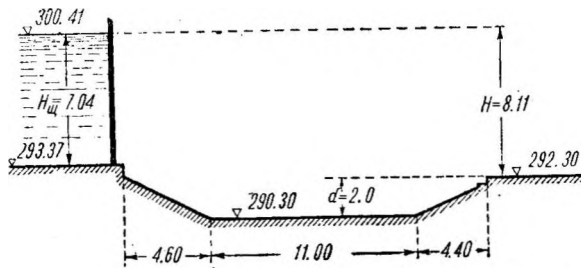
бранная глубина водобойного колодца обеспечивала бы затопление прыжка и, наконец, были установлены те расходы и то количество отверстий, при которых не требовалось бы устройство водобойных колодцев.

Последние данные весьма просто получались для разных комбинаций при случаях, соответствующих нулевой глубине водобойного колодца.

Иначе говоря, при помощи таблиц подобного рода, как будет показано ниже, можно чрезвычайно наглядно и просто разрешать почти все вопросы, связанные с составлением схемы маневрирования затворами, что и было исполнено в 1926—1928 гг. для Беговатской плотины на р. Сыр-Дарье.

Ввиду того что этот табличный метод расчета представляет и в данный момент практический интерес, мы ниже и приводим подробный пример расчета схемы маневрирования затворами для условий Беговатской плотины на р. Сыр-Дарье.

Пример 24. Составить схему маневрирования затворами и установить



Фиг. 40.

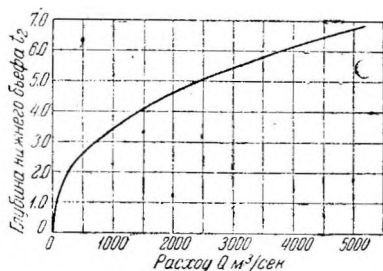
рациональную глубину водобойного колодца для условий запроектированной Беговатской плотины на р. Сыр-Дарье¹. Дано (фиг. 40):

Полный напор на плотине без учета скорости подхода $H = 8,11 \text{ м}$
 Число отверстий $n = 12$
 Ширина каждого отверстия $l = 12,80 \text{ м}$
 коэффициент скорости $\phi = 0,92$
 Максимальный расход $Q = 5195 \text{ м}^3/\text{сек}$

Кривая связи расходов и горизонтов приведена на фиг. 41.

Задаваясь десятью различными значениями единичных расходов в пределах от $q = 1,00 \text{ м}^3/\text{сек}$ до $q = 33,8 \text{ м}^3/\text{сек}$ (полное открытие затвора), произведем расчет по табличной форме, показанной в виде табл. 12а.

Затем, опуская промежуточные расчетные данные, приведем окончательные результаты в табл. 13 и 14



Фиг. 41. Кривая связи расходов и горизонтов для р. Сыр-Дарьи.

¹ См. проф. Г. К. Ризенкампф, К новому проекту орошения Голодной степи, ч. 1, 1930 г., стр. 122 и атлас чертежей, лист 35 и другие.

Таблица 13

Результаты расчетов по определению глубин водобойных колодцев для
Беговатской плотины при $n = 1 - 6$

q м ³ /сек	$n = 1$		$n = 2$		$n = 3$		$n = 4$		$n = 5$		$n = 6$	
	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м
1,0	12,8	1,30	25,6	1,07	38,4	0,87	51,2	0,66	64,0	0,51	76,8	0,40
2,5	32,0	1,84	64,0	1,42	96,0	1,12	128,0	0,92	160,0	0,71	192,0	0,59
5,0	64,0	2,45	128,0	1,92	192,0	1,62	256,0	1,37	320,0	1,18	384,0	1,08
7,5	96,0	3,06	192,0	2,38	288,0	2,04	384,0	1,74	480,0	1,53	576,0	1,31
10,0	128,0	3,35	256,0	2,79	384,0	2,35	512,0	2,04	640,0	1,81	768,0	1,53
15,0	192,0	4,14	384,0	3,45	576,0	2,99	768,0	2,60	960,0	2,20	1152,0	1,89
20,0	256,0	4,85	512,0	4,08	768,0	3,52	1024,0	3,00	1280,0	2,59	1536,0	2,25
25,0	320,0	5,45	640,0	4,27	960,0	3,86	1280,0	3,27	1600,0	2,78	1920,0	2,35
30,0	384,0	5,97	768,0	4,99	1152,0	4,16	1536,0	3,58	1920,0	2,99	2304,0	2,35
33,8	4330,0	6,39	866,0	5,22	1299,0	4,44	1732,0	3,70	2165,0	2,97	2598,0	2,04

Таблица 14

Результаты расчетов по определению глубин водобойных колодцев для
Беговатской плотины при $n = 7 - 12$

q м ³ /сек	$n = 7$		$n = 8$		$n = 9$		$n = 10$		$n = 11$		$n = 12$	
	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м	Q м ³ /сек	d м
1,0	89,6	0,28	102,4	0,20	115,2	0,10	128,0	0,01	140,8	0,00	153,6	0,00
2,5	224,0	0,46	256,0	0,37	288,0	0,29	320,0	0,18	352,0	0,09	384,0	0,00
5,0	448,0	0,85	512,0	0,69	576,0	0,57	640,0	0,47	704,0	0,30	768,0	0,17
7,5	672,0	1,09	768,0	0,90	864,0	0,70	960,0	0,50	1056,0	0,36	1152,0	0,20
10,0	896,0	1,27	1024,0	1,01	1152,0	0,83	1280,0	0,66	1408,0	0,49	1536,0	0,34
15,0	1344,0	1,57	1536,0	1,38	1728,0	1,09	1920,0	0,87	2112,0	0,53	2304,0	0,33
20,0	1792,0	1,80	2048,0	1,46	2304,0	1,11	2560,0	0,70	2816,0	0,39	3072,0	0,00
25,0	2240,0	1,87	2560,0	1,39	2880,0	0,87	3200,0	0,39	3520,0	0,00	3840,0	0,00
30,0	2688,0	1,67	3072,0	0,93	3456,0	0,19	3840,0	0,00	4224,0	0,00	4608,0	0,00
33,8	3031,0	1,26	3464,0	0,00	3897,0	0,00	4330,0	0,00	4763,0	0,00	5195,0	0,00

На основании данных табл. 13 и 14 составлена сводная табл. 15, чрезвычайно удобная для дальнейшего рассмотрения и анализа.

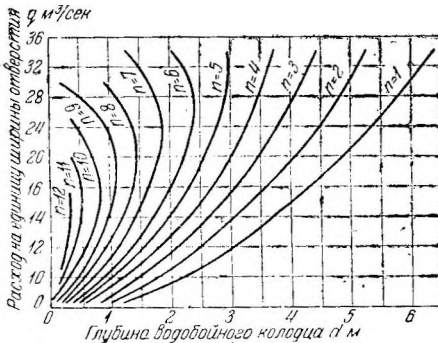
Полученные таблицы и являются основным материалом для решения тех задач, которые ставятся при составлении схемы маневрирования затворами и при выборе рациональной глубины водобойного колодца. На самом деле, если обратиться к вопросу о выборе расчетной глубины водобойного колодца, то из рассмотрения приведенных данных можно сделать следующее заключение: максимальная глубина водобойного колодца соответствует случаю работы одного отверстия при полном его открытии и равна $d = 6.39$ м.

Сводные данные о глубинах водобойных колодцев при различном числе одновременно работающих отверстий для Беговатской плотины

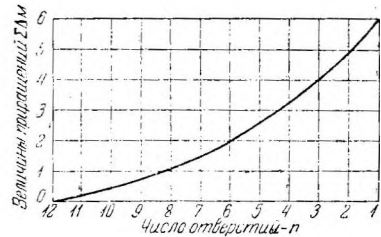
q м ³ /сек	h_{κ}	Число одновременно работающих отверстий											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1,00	0,467	1,30	1,07	0,87	0,66	0,51	0,40	0,28	0,20	0,10	0,01	0,00	0,00
2,50	0,860	1,84	1,42	1,12	0,92	0,71	0,59	0,46	0,37	0,29	0,18	0,09	0,00
5,00	1,37	2,45	1,92	1,62	1,37	1,18	1,08	0,85	0,69	0,57	0,47	0,30	0,17
7,50	1,79	3,06	2,38	2,04	1,74	1,53	1,31	1,09	0,90	0,70	0,50	0,36	0,20
10,00	2,17	3,35	2,79	2,35	2,04	1,81	1,53	1,27	1,01	0,83	0,66	0,49	0,34
15,00	2,84	4,14	3,45	2,99	2,60	2,20	1,89	1,57	1,38	1,09	0,87	0,53	0,33
20,00	3,44	4,85	4,08	3,52	3,00	2,59	2,25	1,80	1,46	1,11	0,70	0,39	0,00
25,00	3,99	5,45	4,27	3,86	3,27	2,78	2,35	1,87	1,39	0,87	0,39	0,00	0,00
30,00	4,51	5,97	4,99	4,16	3,58	2,99	2,35	1,67	0,93	0,19	0,00	0,00	0,00
33,80	4,88	6,39	5,22	4,44	3,70	2,97	2,04	1,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

При одновременной работе 2, 3, 4 и 5 отверстий максимальная глубина водобойного колодца также отвечает полным открытиям затворов и соответственно равна $d = 5,22$ м, $d = 4,44$ м, $d = 3,70$ м и $d = 2,97$ (2,99) м. Но при работе 6, 7, 8, 9, 10, 11 и 12 отверстий максимальная глубина соответствует некоторым промежуточным отверстиям, причем зависимость $d = f(q)$ приобретает ясно выраженный максимум, характеризующаясь одновременно с этим значительным снижением глубин водобойных колодцев.

Особенно это наглядно видно на графике изменения глубины водобойного колодца, представленном на фиг. 42.



Фиг. 42. График изменения глубины водобойного колодца в зависимости от величины пропускаемого расхода и числа одновременно работающих отверстий для условий Беговатской плотины на р. Сыр - Дарье $d=f(q)$ при $n = \text{const}$.



Фиг. 43. Кривая приращений максимальных глубин водобойных колодцев при уменьшении числа одновременно работающих отверстий $n = f(\Sigma\Delta)$.

Как будет показано ниже, все эти данные по совокупности позволяют производить выбор рациональной глубины водобойного колодца, т. е., такой глубины, которая, с одной стороны, не является чрезмерной, а с другой стороны, не требует маневрирования большим числом затворов, т. е. не вызывает затруднений эксплуатационного характера. Действительно, глубина водобойного колодца, удовлетворяющая поставленным выше требованиям, является глубиной, соответствующей точке перегиба кривой $n = f(\Sigma\Delta)$, где $\Sigma\Delta$ — сумма приращений максимальных глубин колодцев при уменьшении числа одновременно работающих отверстий. Построение же этой кривой можно легко сделать, используя вышеприведенные табличные данные. Для пояснения всего сказанного нами

вычислена таблица функции $n = f(\Sigma\Delta)$, а также построена соответствующая ей кривая $n = f(\Sigma\Delta)$ изображенная на фиг. 43. Из анализа табл. 16 и кривой $n = f(\Sigma\Delta)$ можно заключить, что точка перегиба примерно соответствует числу отверстий $n = 6$. На самом деле, увеличение числа отверстий, например, с 4 до 6, дает уменьшение глубины водобойного колодца на 135 м, увеличение же числа отверстий с 6 до 8 уменьшает глубину колодца всего на 0,89 м, т. е. эффект получается в 1,5 раза меньший. Таким образом при помощи предлагаемого метода и можно решать задачу об определении рациональной глубины водобойного колодца в той постановке, в которой мы вели наше рассмотрение. Здесь же надо иметь в виду (как показали проведенные нами дополнительные подсчеты), что глубина колодца, удовлетворяющая поставленным требованиям, почти всегда соответствует тому числу отверстий, при котором кривые $d=f(q)$ начинают приобретать ясно выраженный максимум. Пользуясь изложенным методом, и была запроектирована глубина водобойного колодца для Беговатской плотины, равная $d = 2 \text{ м}^1$ (что соответствует одновременной работе 6—7 отверстий).

Обращаясь теперь к вопросу о составлении схемы маневрирования затворами, в первую очередь отметим, что выбором глубины колодца $d=2 \text{ м}$ нами было уже поставлено эксплуатационное ограничение, заключающееся в том, что для обеспечения затопления прыжка во всех случаях работы сооружения необходимо маневрировать затворами по определенному плану и таким образом, чтобы выбранная глубина колодца была достаточной для затопления прыжка при любых комбинациях открытий затворов и числа одновременно работающих отверстий. Сам же порядок маневрирования затворами легко можно установить на основании анализа таблицы величин предельных расходов для различного числа одновременно работающих отверстий (см. табл. 17), составленной по данным табл. 13, 14 и 15 и вышеприведенного графика (фиг. 42).

Действительно, из табл. 17 следует, что при работе только одним отверстием можно как предел давать единичный расход $q = 3,2 \text{ м}^3/\text{сек}$, или, что то же, пропускать суммарный расход не свыше $Q = 41,0 \text{ м}^3/\text{сек}$. При необходимости же производить дальнейшее увеличение расхода нужно соответственно увеличивать число одновременно работающих отверстий. Так, например, если бы потребовалось пропустить расход $Q = 450 \text{ м}^3/\text{сек}$, то необходимо было бы одновременно открыть четыре отверстия и давать единичный расход $q = 8,8 \text{ м}^3/\text{сек}$ и т. д. Величины же открытий затворов, соответствующие указанным предельным единичным расходам $q = 3,2$ и $q = 8,8 \text{ м}^3/\text{сек}$ и т. д., можно легко определить при помощи кривых $\frac{H}{h} = f\left(\frac{H}{h_k}\right)$, как это, например, показано в нашей работе

Приращения максимальных глубин водобойных колодцев при уменьшении числа одновременно работающих отверстий

Число отверстий n	Максимальная глубина водобойного колодца $d \text{ в м}$	Увеличенные глубины водобойного колодца $\Delta \text{ в м}$	$\Sigma\Delta$ в м
12	0,34		0,19
11	0,53	0,19	0,53
10	0,87	0,34	0,77
9	1,11	0,24	1,12
8	1,46	0,35	1,53
7	1,87	0,41	2,01
6	2,35	0,48	2,65
5	2,99	0,64	3,36
4	3,70	0,71	4,10
3	4,44	0,74	4,88
2	5,22	0,78	6,05
1	6,39	1,17	

колодца для Беговатской плотины,

¹ См. проф. Г. К. Р и з е н к а м п ф, К новому проекту орошения Голодной степи 1930 г. Атлас чертежей, лист 35.

Величины предельных расходов воды для различного числа одновременно работающих отверстий

Число отверстий n	Предельный единственный расход q $m^3/сек$	Предельный суммарный расход Q $m^3/сек$	Число отверстий n	Предельный единственный расход d $m^3/сек$	Предельный суммарный расход Q $m^3/сек$
1	3,2	41	7	33,8	3031
2	5,2	133	8	33,8	3464
3	7,5	288	9	33,8	3897
4	9,6	492	10	33,8	4330
5	12,0	768	11	33,8	4763
6	15,6	1198	12	33,8	5195

„К вопросу о расчете водобойных колодцев“ на стр. 15, а также методом, изложенным в § 5 гл. I.

Как нетрудно убедиться, таблица предельных расходов и дает тот основной материал, который необходим для составления схемы маневрирования затворами.

В заключение необходимо отметить следующее обстоятельство: так как уровень воды в нижнем бьефе при пропуске сбросных расходов устанавливается не мгновенно, а лишь по истечении некоторого промежутка времени то и маневрирование затворами должно производиться с учетом этого обстоятельства, имея в виду, что все наши расчеты соответствуют установившемуся горизонту воды в нижнем бьефе (т. е. тому случаю, при котором горизонт воды в нижнем бьефе в точности соответствует по кривой связи $t_2 = f(Q)$ расходу, проходящему через сооружение). Поэтому каждый новый попуск должен начинаться лишь после того, как горизонт воды в нижнем бьефе может считаться установившимся, фиксирование какого положения должно производиться в процессе самого пуска по специальным водомерным устройствам.

Заканчивая на этом рассмотрение табличного метода расчета схемы маневрирования затворами, остановимся на кратком изложении метода акад. Н. Н. Павловского, как представляющего наибольший интерес из трех вышеперечисленных работ по данному вопросу (см. стр. 90). Одновременно с описанием метода акад. Н. Н. Павловского дадим также наши критические возражения и вытекающие из них практические предложения.

¹ Определяемого размерами и темпами пусков, а также гидравлическими особенностями русла в нижнем бьефе.

Представляющая наибольший интерес из указанных работ статья акад. Н. Н. Павловского „О принципах маневрирования затворами плотин для доведения размывов до минимума“ является его докладом, посланным в XVI Международный судовой конгресс в Брюсселе.

В значительной части эта работа построена на использовании нашего предложения об отнесении к критической глубине всех гидравлических элементов, служащих для определения условий сопряжения уровней бьефов, и на использовании наших уравнений, названных им „характеристическими уравнениями сопряжения бьефов“. В соответствии с этим акад. Н. Н. Павловский для „сбросного модуля“¹ предлагает строить систему двух взаимно связанных кривых

$$\frac{H}{t_2} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right) \quad \text{и} \quad \frac{H}{t_2} = f\left[\frac{3}{\left(\frac{h_2}{h_k}\right)^{3/2}}\right],$$

для чего предлагает вычислять² значения функции $\frac{H}{h_k} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right)$, где h_2 — глубина воды в нижнем бьефе, взаимная с глубиной сжатого сечения; остальные обозначения соответствуют указанным выше.

Рассматривая предложение акад. Н. Н. Павловского об определении „сбросного модуля“ при помощи указанных двух кривых³, мы нашли возможным рекомендовать для решения поставленной задачи, а также и для решения ряда других вопросов

по сопряжению уровней бьефов, одну новую кривую $\frac{Z}{H} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right)$, полученную выше в результате введения нового понятия для критического относительного перепада в виде отношения

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_k}\right) = f'\left(\frac{H}{h_k}\right) = f''\left(\frac{h_2}{h_k}\right).$$

Большим достоинством этой кривой являются чрезвычайно незначительные величины разностей между крайними значениями величин $\frac{Z}{H} \approx \frac{h_2}{h_k}$, что позволяет строить графики, обеспечи-

¹ Термин, данный акад. Н. Н. Павловским для единичного расхода, при котором глубина нижнего бьефа t_2 равна глубине h_2 , взаимной с глубиной сжатого сечения в работающих отверстиях плотины.

² Необходимо указать, что совершенно нет надобности вычислять значения функции $\frac{h_2}{h_k} = f\left(\frac{H}{h_k}\right)$, так как эти вычисления давно проделаны в нашей работе „К вопросу о расчете водобойных колодцев“ и приведены на стр. 35—42, а сама кривая помещена на стр. 11.

³ Как показано выше, этот модуль может быть определен и при помощи нашего „табличного метода“.

вающие большую точность отсчета даже при сравнительно небольших размерах чертежа (график VII, приложенный в конце книги).

Здесь мы отметим, что кривая $\frac{Z}{H} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right)$ является чрезвычайно удобной для пользования, так как может быть построена, в простой, а не логарифмической форме и позволяет производить очень точные отсчеты. Это объясняется тем обстоятельством, что значения Z/H , а также значения h_2/h_k колеблются в чрезвычайно незначительных пределах. Так, например, для коэффициента скорости $\varphi = 0,95$ и отношений H/h_k , заключающихся в пределах между 1,5 и 55,5, значение Z/H колеблется всего в пределах между 0,292 и 0,920, а значение h_2/h_k — в пределах 1,61-4,23.

Поэтому мы и рекомендуем для определения „сбросного модуля“, или, как мы будем в дальнейшем называть его, „предельно допустимого единичного расхода“, пользоваться предлагаемой кривой $\frac{Z}{H} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right)$ вместо использования системы двух кривых, данных акад. Н. Н. Павловским.

В вышеуказанной статье акад. Н. Н. Павловского приведены примеры построения и пользования так называемыми „сбросными кривыми плотины“, представляющими собой совокупность двух кривых

$$Q_{сбр} = f(t_2) \text{ и } Q_n = f(t_2).$$

Здесь $Q_n = q_n l$, где l — эффективная длина сливного фронта, а предельно допустимый единичный расход (сбросной модуль).

По месту пересечения этих двух кривых акад. Н. Н. Павловский и предлагает определить критическое положение, при котором имеет место затопление прыжка, т. е. обеспечиваются оптимальные условия для работы плотины.

Указанная графическая интерпретация расчетных данных по сопряжению уровней бьефов, приведенная акад. Н. Н. Павловским, с нашей точки зрения не является достаточно совершенной, так как для составления схемы маневрирования затворами (для чего собственно весь этот расчет и производится) указанные кривые не являются достаточными. Поэтому следует отметить, что построение „сбросных кривых плотины“ не есть еще доведение решения задачи до конца.

Действительно, для того чтобы знать величины открытия затворов в разные моменты работы плотины, необходимо при помощи формулы

$$q = \mu h \sqrt{2g \left(H - \frac{h}{2} \right)},$$

служашей для определения расхода воды при истечении из-под щита, определять величину открытия затвора h . Для этого нужно каждый раз решать кубическое уравнение относительно h , т. е. выполнять не менее длительную работу, чем вычисление данных для построения „сбросных кривых плотины“.

Поэтому нами предлагается иное, более рациональное и более совершенное решение, полностью разрешающее поставленную задачу. Это решение ниже и излагается, причем в дальнейшем нашем рассмотрении будем пользоваться понятием „предельно допустимого открытия затвора“, т. е. того открытия, при котором осуществляется равенство $h_2 = t_2$, т. е. явление образования прыжка находится на пределе. Следовательно, при предельно допустимом открытии затвора через плотину должен проходить „предельно допустимый единственный расход“.

Предельно допустимое открытие затвора в дальнейшем будем обозначать h_n . Заканчивая на этом рассмотрение и критику метода акад. Н. Н. Павловского, перейдем к изложению нашего нового метода расчета схемы маневрирования затворами.

§ 3. МЕТОД РАСЧЕТА СХЕМЫ МАНЕВРИРОВАНИЯ ЗАТВОРАМИ, ПРЕДЛОЖЕННЫЙ АВТОРОМ (1936 г.)

а) Определение предельно допустимого единичного расхода (сбросного модуля). Предельно допустимый расход, который мы будем в дальнейшем обозначать через q_n , легко определяется по кривой

$$\frac{Z}{H} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right) = f\left(\frac{t_2}{h_k}\right).$$

Действительно, зная величину расхода, подлежащего сбросу в нижний бьеф $Q_{сбр}$, можно установить соответствующую глубину нижнего бьефа по кривой связи расходов и горизонтов $Q_{сбр} = f(t_2)$.

Определив величину перепада $Z = H - t_2$ и вычислив отношение $\frac{Z}{H}$ по кривой $\frac{Z}{H} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right)$, находим соответствующее ему отношение $\frac{h_2}{h_k} = a$. Тогда

$$h_k = \frac{h_2}{a} = \frac{t_2}{a}.$$

Следовательно, критическая глубина, соответствующая предельно допустимому единичному расходу, может быть определена. С другой стороны,

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q_n^2}{g}},$$

откуда

$$q_n = \sqrt{g} h_k^{3/4} = 3,13 h_k^{3/4}.$$

б) Определение предельно допустимого открытия затвора. В гл. I настоящей работы в разделе, посвященном способам определения критических глубин для различных условий работы сооружений,

на основании рассмотрения формулы для расхода воды при истечении воды из-под щита $q = \mu h \sqrt{2g \left(H_{щ} - \frac{h}{2} \right)}$ был составлен

график функции (см. график II)
$$\frac{H_{щ}}{h_k \sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}} = \frac{1}{\sqrt[3]{2 \frac{h^2}{H_{щ}^2} - \frac{h^3}{H_{щ}^3}}},$$

т. е. график $\frac{H_{щ}}{h_k \sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}} = f\left(\frac{h}{H_{щ}}\right)$, при помощи которого можно опре-

делять, как было выше показано, необходимое открытие щита для пропуска заданного расхода.

Пользуясь кривой $\frac{H_{щ}}{h_k \sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}} = f\left(\frac{h}{H_{щ}}\right)$, необходимое открытие

затвора h определяется следующим образом: для заданного коэффициента расхода μ и, следовательно, коэффициента $\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$,

но известному отношению $\frac{H_{щ}}{h_k}$ находится соответствующее ему

значение отношения $\frac{h}{H_{щ}} = b$ и, следовательно, величина открытия затвора $h = b H_{щ}$.

Напомним здесь способ нахождения величины открытия затвора для пропуска заданного расхода, перейдем к дальнейшему и в первую очередь остановимся на понятии „кривой предельно допустимых открытий затворов“.

в) Построение кривой предельно допустимых открытий затворов.

Под „кривой предельно допустимых открытий затворов“ мы будем понимать кривую вида

$$h_n = f(Q_{сбр}),$$

где $Q_{сбр}$ — расход, сбрасываемый через плотину; h_n — предельно допустимое открытие затвора.

Этой кривой чрезвычайно удобно (как будет показано ниже) пользоваться при составлении схемы маневрирования затворами.

Вычисления для построения кривой $h_n = f(Q_{сбр})$ должны вестись в таковой последовательности: задаваясь различными значениями величин сбросных расходов $Q_{сбр}$, по кривой связи расходов и горизонтов устанавливаются соответствующие сбросным расходам глубины воды в нижнем бьефе t_2 .

Затем вычисляются величины перепадов $Z = H - t_2$ (здесь H — полный напор с учетом скорости подхода, исчисляемый от горизонта верхнего бьефа до дна водобойного колодца, если таковой имеется) и отношения $\frac{Z}{H}$.

По известным отношениям $\frac{Z}{H}$ и заданному значению коэффициента скорости φ по кривой $\frac{Z}{H} = f\left(\frac{h_2}{h_\kappa}\right)$ находятся значения критической глубины, соответствующие различным сбросным расходам $Q_{сбр}$.

Наконец, вычисляются значения отношений $\frac{H_{щ}}{h_\kappa} \beta$ и по кривой $\frac{H_{щ}}{h_\kappa} \beta = f\left(\frac{h}{H_{щ}}\right)$ для заданного коэффициента расхода μ устанавливаются значения отношений $\frac{h}{H_{щ}}$ и вычисляются величины „предельно допустимых открытий затворов“.

На основании полученных данных строится кривая $h_n = f(Q_{сбр})$.

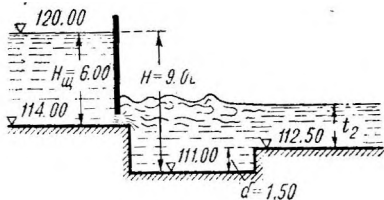
Вышеуказанные вычисления удобнее всего представлять в нижеприведенной табличной форме:

$Q_{сбр}$	t_2	Z	$\frac{Z}{H}$	$\frac{h_2}{h_\kappa}$	h_κ	$\frac{H_{щ}}{h_\kappa} \beta$	$\frac{h_n}{H_{щ}}$	h_n

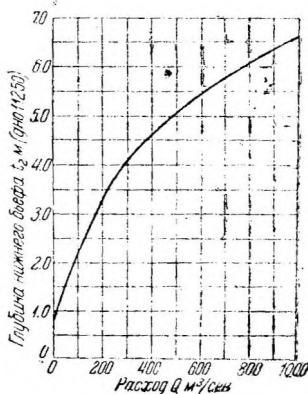
Для иллюстрации всего сказанного приведем пример построения „кривой предельно допустимых открытий затворов“. В качестве примера рассмотрим одну из сооруженных водоподъемных плотин и построим для нее кривую $h_n = f(Q_{сбр})$.

Пример 25. Вычисления для построения кривой предельно допустимых открытий затворов плотины.

Плотина характеризуется следующими необходимыми для расчета данными (фиг. 44): полный напор $H = 120,00 - 111,00 = 9$ м; высота напора на водосливе перед затвором $H_{щ} = 120,00 - 114,00 = 6$ м. Глубина водобойного колодца $d = 112,50 - 111,00 = 1,5$ м; число отверстий $n = 7$. Ширина отверстий: 5 средних по 24 м, 2 крайних по 22 м.



Фиг. 44.



Фиг. 45. Кривая расхода $Q = f(t_2)$.

Кривая расходов для нижнего бьефа представлена на фиг. 45. Приняв для условий данной плотины коэффициент скорости $\varphi = 0,95$ и коэффициент

расхода при истечении воды из-под щита $\mu = 0,65$, произведем вычисления „предельно допустимых открытых затворов“, пользуясь вышеизложенным методом. Все вычисления сводим в табл. 18.

Таблица /8

$Q_{сбр}$	t_2	Z	$\frac{Z}{H}$	$h_2 = t_2 + d$	$\frac{h_3}{h_к}$	$h_к$	$\frac{H_{щ} \beta}{h_к}$	$\frac{h_n}{H_{щ}}$	h_n
65	1,60	5,90	0,656	3,10	2,54	1,220	3,69	0,102	0,61
100	2,15	5,35	0,594	3,65	2,36	1,546	2,91	0,148	0,29
150	2,75	4,75	0,528	4,25	2,18	1,950	2,28	0,215	1,29
200	3,20	4,30	0,478	4,70	2,00	2,280	1,97	0,275	1,65
300	4,00	3,50	0,389	5,50	1,87	2,940	1,53	0,421	2,53
400	4,55	2,95	0,328	6,05	1,72	3,519	1,28	0,580	3,48
500	5,00	2,50	0,278	6,50	1,57	4,140	1,08	0,775	4,65

Примечание. коэффициент $\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}} = 0,75$.

На основании данных этой таблицы построена кривая предельно допустимых открытых затворов для данной плотины

$$h_n = f(Q_{сбр}).$$

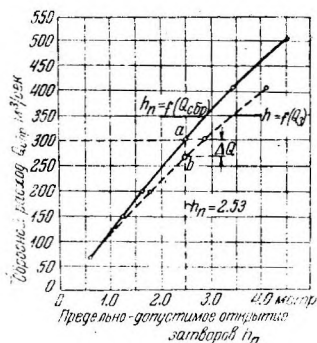
Полученная кривая (фиг. 46) дает очень наглядное сопоставление сбросных расходов и предельно допустимых открытых затворов, что позволяет чрезвычайно легко намечать рациональную схему маневрирования затворами.

Так, например, если требуется пропустить через плотину расход $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$, то это значит, что затворы должны быть открыты не выше чем на 2,53 м, так как при всех других открытиях, больших чем 2,53, при расходе $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$ будет иметь место образование прыжка.

Поэтому, как уже выше отмечалось, построение кривой $h_n = f(Q_{сбр})$ исключает необходимость построения кривых, приводимых акад. Н. Н. Павловским (сбросные кривые плотин), ибо эти кривые менее наглядны и для практического пользования менее удобны.

г) Кривая критического числа одновременно работающих отверстий. Как следует из изложенного выше, при помощи кривой предельно допустимых открытых затворов $h_n = f(Q_{сбр})$ могут быть установлены безопасные величины поднятия щитов, но еще не может быть исчислено число отверстий, которое должно быть открыто для пропуска заданного расхода $Q_{сбр}$.

Для установления же числа отверстий, которые должны работать одновременно, необходимо произвести дополнительные подсчеты, заключающиеся в определении „предельно допустимых единичных расходов“, соответствующих различным сбросным



Фиг. 46. Кривая предельно допустимых открытых затворов $h_n = f(Q_{сбр})$ для плотины $h_n = f(Q_{сбр})$.

расходам, и установление отвечающих им эффективных длин сливного фронта плотины.

Такие вычисления легко могут быть выполнены, так как основные данные для таких расчетов получаются ранее, при построении „кривой предельно допустимых открытий затворов“.

Определив длины сливного фронта $L_{эфф}$ и зная эффективную ширину одного отверстия $l_{эфф}$ можно установить для каждого значения сбросного расхода $Q_{сбр}$ минимально необходимое число одновременно работающих отверстий с максимальным открытием, равным предельно допустимому.

Это минимально необходимое число отверстий будем в дальнейшем называть критическим числом отверстий n_k ; так как всякое другое число отверстий более критического будет обеспечивать лучшие условия для сопряжения уровней бьефов.

Полученные данные могут быть чрезвычайно наглядно представлены кривой вида $n_{k<} = f(Q_{сбр})$, которую мы будем называть в дальнейшем кривой „критического“ числа одновременно работающих отверстий“.

В качестве примера построения подобной кривой произведем необходимые подсчеты для условий примера 25.

Пример 26. Вычисления для построения кривой критического числа одновременно работающих отверстий в условиях плотины из примера 25 (без учета подтопления отверстий).

Пользуясь полученными ранее данными для $h_k = f(Q_{сбр})$, определим предельно допустимые единичные расходы по зависимости

$$q_n = 3,13 h_k^{3/2},$$

соответствующие им длины сливного фронта

$$L_{эфф} = \frac{Q_{сбр}}{q_n}$$

и число отверстий, работающих одновременно,

$$n_k = \frac{L_{эфф}}{l_{эфф}}.$$

Приняв для условий данной плотины эффективную ширину одного отверстия равной

$$l_{эфф} = l - 0,1 \xi H_{из} = 24 - 2 \cdot 0,1 \cdot 0,7 = 24 - 0,84 = 23,16 \text{ м},$$

представим произведенные вычисления в нижеследующей табличной форме:

Таблица 19

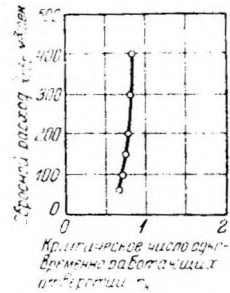
$Q_{сбр}$	h_k	q_n	$L_{эфф}$	n_k
65	1,220	4,23	15,35	0,66
100	1,546	6,02	16,60	0,72
150	1,950	8,52	17,60	0,76
200	2,280	10,78	18,55	0,80
300	2,940	15,80	19,00	0,82
400	3,519	20,70	19,35	0,84

Полученные данные свидетельствуют о том, что для условий данной плотины для пропуска всех сбросных расходов в пределах от 65 до 400 м³/сек практически являлось бы достаточным открытие одного отверстия, если бы при пропуске расходов, больших чем 100 м³/сек, не происходило бы затопление отверстия (о методах учета этого обстоятельства будет сказано ниже).

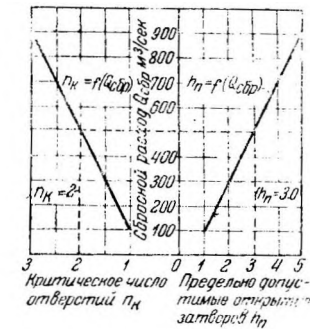
Отмеченное положение и должно быть принято за основу при составлении схемы маневрирования затворами. Рассматривая теперь кривую критического числа одновременно работающих отверстий $n_k = f(Q_{сбр})$, представленную на фиг. 47, заключаем, что для условий данной плотины кривая эта практически представляется прямой линией, почти параллельной оси расходов, если даже в основу построения положить дробные величины пролетов (как это и было сделано при составлении графика).

В общем же нужно отметить, что кривые вида $n_k = f(Q_{сбр})$ всегда имеют аналогичную конфигурацию (увеличение необходимого числа одновременно работающих отверстий с увеличением сбросного расхода, что указывает на более тяжелые условия работы сооружения при пропуске больших расходов (вследствие большого содержания в потоке избыточной энергии, подлежащей гашению)).

В заключение укажем, что результаты расчетов по определению предельно допускаемых открытий затворов и критического числа одновременно работающих отверстий могут получить очень наглядную графическую интерпретацию на совмещенном графике, изображенном на фиг. 48, где представлен более типовой случай, чем пример рассмотренной плотины. Пользуясь



Фиг. 47. Кривая критического числа одновременно работающих отверстий [условия плотины без учета подтопления отверстий $n_k = f(Q_{сбр})$].



Фиг. 48. Типовой совмещенный график критических кривых.

В силу изложенного рекомендуется составлять при разработке схемы эксплуатации гидротехнических сооружений рассматриваемого нами типа.

д) Внесение корректив в критические кривые в случае подтопления отверстий со стороны нижнего бьефа. Все выполненные выше расчеты исходят из предположения, что отверстия, через которые происходит истечение, являются незатопленными. Поэтому все гидравлические элементы (q , h_c , h_2 и т. д.), а также необхо-

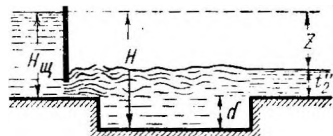
таким совмещенным графиком, можно исключительно быстро и наглядно определять необходимые данные. Так, например, из графика следует, что для пропуска расхода $Q_{сбр} = 500$ м³/сек необходимо открывать минимум два отверстия, приподняв затворы на высоту $h_n = 3$ м, и что сооружение будет работать значительно лучше, если для пропуска того же расхода открыть три и более отверстия, приподнимая затворы на высоту H , меньшую $h_n = 3$ м.

Наконец, из приведенного графика видно, что один затвор может быть поднят не выше чем на 1 м.

графики подобного рода и рекомендуется составлять при разработке схемы эксплуатации гидротехнических сооружений рассматриваемого нами типа.

дима глубина водобойного колодца определяются именно из этого условия, являющегося наиболее невыгодным для расчета. Но вместе с этим нельзя не отметить, что после создания в нижнем бьефе режима с затопленным прыжком (посредством колодца, стенки и т. д.) отверстия часто получаются затопленными, как это, например, показано на фиг. 49.

Это же обстоятельство ведет к уменьшению расхода, проходящего через отверстие, так как в этом случае меняется форма истечения и расход, ранее бывший равным



Фиг. 49.

$$q_1 = \mu h \sqrt{2g \left(H - \frac{h}{2} \right)},$$

уменьшается до

$$q_2 = \mu h \sqrt{2gZ} = \mu h \sqrt{2g \left(H - t_2 \right)}.$$

О точки зрения гашения энергии это обстоятельство является положительным фактором, так как при заданном открытии затворов в этом случае проходит меньший удельный расход, чем тот, на который рассчитано гашение энергии. Но это положение является справедливым только тогда, когда горизонт воды в нижнем бьефе не уменьшается в связи с уменьшением расхода, проходящего через отверстие. В противном случае затопление отверстий может обратиться в отрицательный фактор.

Действительно, если с уменьшением расхода, проходящего через отверстие, будет падать горизонт воды в нижнем бьефе, то возможно в связи с этим изменение условия

$$h_2 < d + t_2,$$

что в свою очередь может вызвать отгон прыжка и образование в нижнем бьефе неустановившегося режима. Отмеченное явление неустановившегося режима аналитически может быть представлено следующим образом:

Т. Положение — отверстие не затоплено (фиг. 50)

$$q_1 = \mu h \sqrt{2g \left(H - \frac{h}{2} \right)},$$

$$Q_{сбр 1} = q_1 l_{эфф}.$$

Глубина нижнего бьефа $t_2 = t'_2$,

$$h'_2 < t'_2 + d,$$

т. е. прыжок затоплен.

II. Положение — отверстие затоплено (фиг. 49)

$$q_2 = \mu h \sqrt{2gZ}, \quad \text{где } Z = H - t_2,$$

$$Q_{сбр 2} = q_2 l'_{эфф},$$

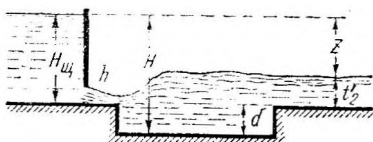
расход падает, в связи с чем глубина нижнего бьефа уменьшается с t'_2 до t''_2 ,

$$t_2 = t''_2,$$

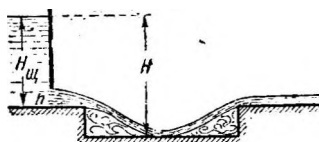
$$h'_2 > t''_2 + d,$$

поэтому некоторый момент прыжок будет затоплен, потом будет отогнан.

III. Положение — отверстие не затоплено вследствие отгона прыжка (фиг. 51)



Фиг. 50.



Фиг. 51.

$$q_1 = q_3 = \mu h \sqrt{2g \left(H - \frac{h}{2} \right)},$$

$$Q_{собр 1} = Q_{собр 3} = q_3 l_{эфф},$$

$Q_{собр 3} > Q_{собр 2}$, а потому глубина в нижнем бьефе будет возрастать с t''_2 до t'''_2 , $t_2 = t'_2$, $t_2 = t'''_2 = t'_2$, следствием чего будет затопление прыжка в силу достижения равенства

$$h'_2 \leq t'''_2 + d \leq t'_2 + d.$$

Но затопление прыжка снова вызовет затопление отверстия и наступит положение IV, аналогичное положению II и т. д.

Таким образом отмечаемое нами неустановившееся движение, которое при известных условиях может образоваться в нижнем бьефе, заключается в периодическом переходе от отогнанного прыжка к затопленному и обратно.

Для пояснения всего сказанного выше рассмотрим пример.

Пример 27. Произвести расчет сопряжения уровней бьефов для сооружения, схема которого представлена на фиг. 52, при следующих заданных условиях: $H = 7,50$ м, $Q = 100$ м³/сек. Ширина сливного фронта $l_{эфф} = 24$ м.

$\varphi = 0,95$, $\mu = 0,65$.

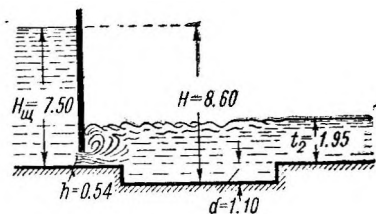
Глубина воды в нижнем бьефе определяется по кривой связи расходов и горизонтов $Q = f(t_2)$ представленной на фиг. 45.

Для расхода $Q = 100$ м³/сек глубина $t_2 = 2,15$ м.

Тогда

$$q = \frac{100}{24} = 4,17 \text{ м}^3/\text{сек},$$

$$h_{ic} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{4,17^2}{9,81}} = 1,211 \text{ м}.$$



Фиг. 52.

Определим теперь величину открытия затвора, при которой будет проходить расход $q = 4,17$ м³/сек. Пользуясь графиком $\frac{H_{щ} \varphi}{h_{ic}} = f\left(\frac{h}{H_{щ}}\right)$, най-

дем для коэффициента расхода отверстия $\mu = 0,65$ по известному отношению $\frac{H_{\text{ш}}}{h_{\kappa}} \beta = \frac{7,5}{1,211} \cdot 0,75 = 4,64$ величину отношения $\frac{h_n}{H_{\text{ш}}} = 0,072$ и необходимую нам величину открытия затвора

$$h_n = 0,072 \cdot 7,50 = 0,54 \text{ м.}$$

Затем определим величину перепада

$$Z = H - t_2 = 7,5 - 2,15 = 5,35 \text{ м}$$

и значение относительного перепада

$$\frac{Z}{H} = \frac{5,35}{7,5} = 0,714.$$

Для суждения о форме сопряжения уровней бьефов установим величину критического относительного перепада. Для этого вычислим отношение

$$\frac{Z}{h_{\kappa}} = \frac{5,35}{1,211} = 4,42$$

и по таблице для коэффициента скорости $\phi = 0,95$ найдем значение критического относительного перепада

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,639.$$

Так как

$$\frac{Z}{H} = 0,714 > \left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,639,$$

то сопряжение уровней бьефов будет происходить при помощи отогнанного прыжка. Для затопления прыжка необходимо устройство водобойного колодца глубиной

$$d = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H = \frac{5,35}{0,639} - 7,5 = 8,37 - 7,5 = 0,87 \text{ м.}$$

Предположим, что мы ограничимся этой глубиной водобойного колодца. Тогда после затопления прыжка и после затопления отверстия расход, проходящий через отверстие, будет постепенно уменьшаться и станет равным

$$q = \mu h \sqrt{2gZ} = \mu h \sqrt{2g(H - t_2)} = 0,65 \cdot 0,54 \sqrt{19,62(7,5 - 2,15)} = 3,6 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Следовательно, суммарный расход нижнего бьефа упадет с $Q_1 = 100 \text{ м}^3/\text{сек}$ до $Q_2 = 24,36 = 86 \text{ м}^3/\text{сек}$, что в свою очередь приведет к падению горизонта воды в нижнем бьефе до $t_1 t_2 = 1,95 \text{ м}$ (определенного по кривой связи). Вследствие падения горизонта в нижнем бьефе прыжок может быть отогнан, так как глубина, взаимная с глубиной сжатого сечения, теперь получается больше, чем сумма $d + t_2$, т. е. $h_2 > d_1 + t_2$; так,

$$h_2 = 0,87 + 2,15 = 3,02 \text{ м, а } d_1 + t_2 = 0,87 + 1,95 = 2,82 \text{ м.}$$

Таким образом мы видим, что назначенная нами глубина водобойного колодца не является достаточной. Для устранения указанного явления неустановившегося режима в нижнем бьефе можно рекомендовать два приема:

а) Назначение глубины водобойного колодца с известным запасом.

б) Поддержание расчетного значения глубины нижнего бьефа посредством маневрирования дополнительными затворами.

Обращаясь к вопросу о назначении запаса в глубине водобойного колодца, отметим, что в рассматриваемом случае этот необходимый запас, можно точно подсчитать.

Для этого поставим условием, чтобы прыжок был затоплен при глубине нижнего бьефа, соответствующей расходу, проходящему при затопленном отверстии. Соблюдение этого условия дает полную гарантию в том, что прыжок при любых условиях будет затоплен.

Действительно, применяя это положение в условиях нашего примера, имеем

$$Z = H - t_2 = 7,5 - 1,95 = 5,55 \text{ м},$$

$$\frac{Z}{h_k} = \frac{5,55}{1,211} = 4,58,$$

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = 0,645.$$

Следовательно, необходимая глубина водобойного колодца вместо $d_1 = 0,87 \text{ м}$ должна быть равной

$$d_2 = \frac{Z}{\left(\frac{Z}{H}\right)_0} - H = \frac{5,55}{0,645} - 7,5 = 8,6 - 7,5 = 1,1 \text{ м}.$$

Колодец должен быть назначен с запасом в

$$\Delta d = d_2 - d_1 = 1,10 - 0,87 = 0,23 \text{ м}$$

по сравнению с обычным расчетом.

Как уже выше отмечалось, запроектированный на основании такого условия колодец будет обеспечивать сооружение от образования неустойчивого режима.

Эго следует из сопоставления глубины $h_2 = 3,02 \text{ м}$ с новой суммой величин

$$d_2 + t_2 = 1,1 + 1,95 = 3,05 \text{ м},$$

т. е.

$$h_2 = 3,02 < d_2 + t_2 = 1,1 + 1,95 = 3,05 \text{ м}.$$

Перейдем теперь ко второму способу предотвращения образования неустойчивого режима в нижнем бьефе и рассмотрим его в применении к условиям эксплуатации Перервинской плотины.

Предварительно вычислим высоты, на которые должны быть подняты затворы при затоплении отверстий для пропуска удельных расходов, соответствующих случаю незатопленного истечения. Такие расчеты нами были проделаны и результаты их помещены в приводимой таблице, а также нанесены пунктиром на фиг. 46 совместно с кривой критических открытых затворов.

Таблица 20

$Q_{сбр}$	t_2	Z	$\mu \sqrt{2gZ}$	η	$h = \frac{q}{\mu \sqrt{2gZ}}$	h
150	2,75	4,75	6,27	8,52	1,36	1,29
200	3,20	4,30	5,97	10,78	1,81	1,65
300	4,00	3,50	5,39	15,80	2,93	2,53
400	4,55	2,95	4,95	20,70	4,18	3,48

В результате рассмотрения полученных данных, а также учитывая все сказанное выше, можно установить следующее правило для маневрирования затворами с целью предотвращения возможности образования в нижнем бьефе неустойчивого режима: при пропуске через сооружение заданного сбросного расхода $Q_{сбр}$ этот расход должен состоять из двух частей:

$$Q_{сбр} = Q'_{сбр} + Q''_{сбр}.$$

а) Первая часть $Q'_{сбр}$ соответствующая расходу, проходящему через затопленное отверстие при открытии, равно предельно допустимому h_n и отвечающем по кривой $h_k = f(Q_{сбр})$ заданному сбросному расходу $Q_{сбр}$

$$Q'_{сбр} = Q_3,$$

где Q_3 — расход затопленных отверстий при предельно допустимом открытии затворов.

С другой стороны,

$$Q'_{сбр} = Q_{сбр} - \Delta Q,$$

где ΔQ — разность между расходами незатопленного и затопленного отверстий при открытии их, равно предельно допустимому:

$$\Delta Q = Q_c - Q_3.$$

(Q_c — расход при свободном истечении).

На фиг. 46 величина ΔQ выражается отрезком ab [разность ординат функций $h_n = f(Q_{сбр})$ и $h = f(Q_3)$].

б) Вторая часть $Q''_{сбр}$, равная разности между расходами затопленного и незатопленного отверстия при предельно допустимом открытии затворов:

$$Q''_{сбр} = \Delta Q = Q_c - Q_3.$$

Первая основная часть расхода $Q'_{сбр}$ должна пропускаться через отверстия, число которых должно учитываться по „кривой числа одновременно работающих отверстий“.

Вторая часть $Q''_{сбр} = \Delta Q$ должна пропускаться через дополнительное отверстие с открытием затвора, значительно меньшим предельно допустимого.

Начинать пуски необходимо со второй части сбросного расхода. При указанной схеме маневрирования затворами полностью будут обеспечены условия, необходимые для затопления прыжка. Действительно, предельно допустимое открытие отверстий, через которые проходит основной сбросной расход, обеспечивает затопление прыжка при устойчивом уровне воды в нажем бьефе, а пуски воды через дополнительное отверстие обеспечивают необходимый устойчивый уровень. Уменьшение же удельного расхода, проходящего через основные отверстия (за счет расхода пуска через дополнительное отверстие), дает дополнительный запас в расчетах.

Обращаясь теперь к конкретному примеру (прим. 25 и 26) плотины и принимая во внимание все сказанное ранее, можно видеть, что для пропуска, например, $300 \text{ м}^3/\text{сек}$ необходимо:

- 1) основные отверстия открыть на $h_n = 2,5 \text{ м}$;
- 2) через основные отверстия пропустить расход

$$Q'_{сбр} = 265 \text{ м}^3/\text{сек};$$

¹ Для расхода $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$ под понятием „основные отверстия“ для данной плотины приходится считать 82% одного пролета.

3) через дополнительное отверстие пропустить расход $Q''_{сбр} = \Delta Q = 35 \text{ м}^3/\text{сек}$, подняв его на высоту, определяемую по формуле

$$Q''_{сбр} = \mu h \sqrt{2gZ}$$

$$Z = H - t_2,$$

где t_2 — глубина нижнего бьефа, соответствующая расходу $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$.

е) Определение размеров „ступеней“ подъема затворов. Ввиду того что расчетный уровень воды в нижнем бьефе при пропуске сбросных расходов устанавливается только через некоторый промежуток времени, а также учитывая опасность быстрого открытия отверстий для устойчивости сооружения в нижнем бьефе, затворы обычно поднимают, по возможности, медленно, давая известные интервалы в подъеме, которые иногда называют „ступенью“ подъема затвора.

Задачей настоящего раздела нашей работы и будет являться изложение метода расчета „высоты“ ступени подъема затвора.

При этом в качестве расчетного условия положим требование, чтобы при подъеме затвора на определенную „ступень“ установившийся уровень воды в нижнем бьефе обеспечивал затопление прыжка. Следовательно, если до начала подъема затвора уровень воды в нижнем бьефе равен t_2 при перепаде $Z = H - t_2$, то высота „ступени“ подъема может быть найдена нижеследующим путем:

1) вычисляется отношение $\frac{Z}{H}$ и по кривой $\frac{Z}{H} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right)$ нахо-

дится величина отношения $\frac{h_2}{h_k} = a$, соответствующая заданным условиям;

2) определяется предельное значение глубины h_2 , которое соответствует условию затопления прыжка; это предельное значение должно быть равно

$$h_2 = d + t_2;$$

3) определяется значение критической глубины, соответствующее предельному значению глубины $h_2 = d + t_2$ по равенству $h_k = \frac{h_2}{a}$;

4) по определенному значению критической глубины устанавливается величина расхода и необходимое для пропуска этого расхода открытие отверстия h .

Полученная высота подъема затвора и будет являться искомой нами „высотой“ ступени.

Таким образом затвор может быть безопасно поднят на высоту h .

После достижения этой высоты подъема затвор должен быть остановлен до тех пор, пока в нижнем бьефе не установится устойчивый горизонт, соответствующий суммарному расходу,

проходящему через плотину (с включением в него расхода, проходящего через данное отверстие).

Высота следующей ступени подъема устанавливается путем аналогичного расчета, но с учетом уже новой установившейся глубины нижнего бьефа (увеличенной за счет расхода, проходящего через данное отверстие).

Для пояснения всего сказанного приведем пример расчета для определения высот „ступеней“ подъема затворов в условиях плотины, разобранных выше в примерах 25 и 26.

Пример 28. Определить размеры „ступеней“ подъема для пропуска сбросного расхода $Q_{сбр} = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$ через плотину (примеры 25 и 26).

По кривой предельно допустимых открытий затворов устанавливаем, что для пропуска расхода $Q_{сбр} = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$ необходимо основные отверстия (т. е. те, через которые будет пропускаться основной расход) открыты на высоту $h_n = 2,53 \text{ м}$, а через дополнительное отверстие пропустить расход $\Delta Q = 45 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Так как попуски необходимо начинать с дополнительного отверстия, то определим в первую очередь „ступени“ подъема затвора для дополнительного отверстия.

Предположим, что в нижнем бьефе горизонт воды стоит только на уровне верха водобойного колодца (самый невыгодный случай).

Тогда высота подъема первой „ступени“ определится следующим образом: так как

$$t_2 = 0, \text{ то } h_2 = d \text{ и}$$

$$Z = H - d = 9 - 1,5 = 7,5 \text{ м,}$$

$$\frac{Z}{H} = \frac{7,5}{9} = 0,834 \text{ и } \frac{h_2}{h_k} = 3,39$$

$$\left[\text{по кривой } \frac{Z}{H} = f\left(\frac{h_2}{h_k}\right) \right].$$

Тогда

$$h_k = \frac{1,50}{3,39} = 0,442 \text{ м,}$$

$$q = 3,13 h_k^{3/2} = 0,917 \text{ м}^3/\text{сек,}$$

$$Q = q l_{эфф} = 0,917 \cdot 23,16 = 21,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Следовательно, расход в $21,2 \text{ м}^3/\text{сек}$ может быть безопасно пропущен даже при отсутствии воды в нижнем бьефе и без учета подъема горизонта от данного расхода (это обстоятельство здесь и в дальнейших расчетах будет идти в запас).

Определим необходимую высоту подъема затвора для пропуска указанного расхода $Q = 21,2 \text{ м}^3/\text{сек}$.

По предыдущему находим

$$\frac{H_{из}^3}{h_k^3} = \frac{9 \cdot 0,75}{0,442} = 15,26; \text{ для } \mu = 0,65 \beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\mu^2}} = 0,750$$

и по графику определяем для $\frac{H_{из}^3}{h_k^3} = 15,26$

$$\frac{h}{H_{из}} = 0,0145.$$

Следовательно, первая „ступень“ подъема должна составлять

$$h = 0,0145 \cdot 9 = 0,13 \text{ м.}$$

После того как уровень в нижнем бьефе установится и будет равен глубине t_2 , соответствующей расходу $Q = 21,2 \text{ м}^3/\text{сек}$, затвор можно поднимать далее.

Определим теперь высоту второй „ступени“ подъема, учитывая, что горизонт воды в нижнем бьефе теперь будет равен

$$t_2 = 1,05 \text{ м.}$$

Тогда

$$h_2 = 1,5 + 1,05 = 2,55 \text{ м,}$$

$$Z = 9,0 - 2,55 = 6,45 \text{ м,}$$

$$\frac{Z}{H} = \frac{6,45}{9,0} = 0,717; \quad \frac{h_2}{h_c} = 2,76 \text{ и } h_c = \frac{2,55}{2,76} = 0,924.$$

$$q = 3,13 h_c^{3/2} = 0,313 \cdot 0,924^{3/2} = 2,78 \text{ м}^3/\text{сек,}$$

$$Q = 2,78 \cdot 23,16 = 64,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Следовательно, следующий подъем затвора может безопасно быть совершен до расхода в $64,5 \text{ м}^3/\text{сек}$, что соответствует открытию затвора в

$$h = 0,4 \text{ м.}$$

Действительно,

$$\frac{H_{uc} \beta}{h_c} = \frac{9}{0,924} \cdot 0,750 = 7,31; \quad \frac{h}{H_{uc}} = 0,0445 \text{ и } h = 9 \cdot 0,0445 = 0,40 \text{ м.}$$

Выше указывалось, что через дополнительное отверстие необходимо пропустить расход $Q = 45 \text{ м}^3/\text{сек}$ при глубине воды в нижнем бьефе, равной $h_2 = 4 \text{ м}$ (что соответствует расходу $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$). В этих условиях дополнительное отверстие должно иметь открытие, определенное по зависимости

$$h = \frac{q}{\mu \sqrt{2gZ}} = \frac{q}{\mu \sqrt{2g(H_{uc} - t_2)}},$$

где

$$q = \frac{45}{23,16} = 1,945 \text{ м}^3/\text{сек,}$$

$$t_2 = 4 \text{ м,}$$

$$Z = H - d - t_2 = 9 - 1,5 - 4 = 3,5 \text{ м,}$$

т. е.

$$h = \frac{1,945}{0,65 \sqrt{19,62 \cdot 3,5}} = 0,36 \text{ м.}$$

Таким образом мы заключаем, что дополнительное отверстие при своем подъеме должно иметь две „ступени“:

$$I \dots 0,13 - 0 = 0,13 \text{ м}$$

$$II \dots 0,36 - 0,13 = 0,23 \text{ м}$$

$$0,36 \text{ м}$$

Произведем теперь аналогичный расчет для основного отверстия, предполагая, что будет работать одно отверстие с шириной в 22 м и подъем затвора начнется после установления глубины в нижнем бьефе, соответствующей расчетному расходу дополнительного отверстия $Q = 45 \text{ м}^3/\text{сек}$. Все расчеты сведем в нижепомощаемую табл. 21. Из рассмотрения данных приведенной таблицы можно установить, что основное отверстие должно быть открываемо по заданной высоте в пять приемов, т. е. пятью „сту-

Таблица 21

$Q_{сбр}^{\prime}$	$Q_{сбр}^{\prime\prime}$	$Q_{сбр}$	t_2	Z	$h_2 = d + t_2$	$\frac{Z}{H}$	$\frac{h_2}{h_{\kappa}}$
—	45	45	1,5	6,0	3,0	0,666	2,57
83,6	45	128,6	2,5	5,0	4,0	0,556	2,26
140	45	185	3,1	4,4	4,6	0,489	2,09
190	45	235	3,55	3,05	5,06	0,489	1,97
230	45	275	3,8	3,7	5,3	0,411	1,91

Продолжение таблицы

h_{κ}	q	$\frac{H_{щ}^{\circ}}{h_{\kappa}}$	$\frac{h}{H_{щ}}$	h	Q_c	Q_3	Высота „ступени“ Δh
1,167	3,95	3,86	0,063	0,57	83,6	—	0,57
1,77	7,67	2,54	0,121	0,09	156	140	0,62
2,20	10,21	2,05	0,172	1,55	216	190	0,46
2,56	12,82	1,76	0,222	2,00	271	230	0,45
2,78	14,20	1,62	0,255	2,30 ¹	300	больше	0,30

пенями“, соответственно равными 0,57; 0,52; 0,46; 0,45 и 0,30 м.

На этом и закончим рассмотрение вопроса о составлении схемы маневрирования затворами, считая, что приводимые выше материалы достаточно полно освещают поставленные задачи.

Действительно, „кривая предельно допустимых открытий затворов“ и „кривая критического числа одновременно работающих отверстий“ в сопоставлении с таблицей „ступеней“ подъема затворов дают полное решение вопроса в той постановке, которая нами была изложена вначале.

Вместе же с этим считаем необходимым отметить, что дальнейшие исследования в этой области должны быть по преимуществу сосредоточены на изучении работы сооружений в действительных условиях, для возможности внесения корректив в теоретические предположения, а также в те коэффициенты, которые входят в приводимые выше формулы. Кроме того, на основании изучения работы построенных сооружений должно быть также оценено влияние растекания потока в нижнем бьефе на устойчивость креплений и внесены надлежащие коррективы в правила эксплуатации, а также в изложенные выше теоретические расчеты.

§ 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВОПРОСА О БЫСТРОТЕ И ХАРАКТЕРЕ ЗАПОЛНЕНИЯ НИЖНЕГО БЬЕФА ПРИ ПРОПУСКЕ СБРОСНЫХ РАСХОДОВ

Последней задачей, которую необходимо разрешить для составления схемы маневрирования затворами, является установление интервалов между отдельными операциями по подъему затворов (т. е. установление того времени, по истечении которого можно поднимать затвор на следующую ступень).

¹ Некоторое расхождение в высоте подъема (2,30 м вместо 2,53, полученных из графика) объясняется тем, что здесь принята другая ширина отверстия, где фактический удельный расход несколько меньше.

Настоящую задачу целесообразнее всего разрешать экспериментально для каждого частного случая в отдельности. Для этого достаточно в период опробования гидротехнического сооружения поставить надлежащие наблюдения за характером заполнения нижнего бьефа, в результате чего могут быть получены исчерпывающие материалы для составления окончательной схемы маневрирования затворами.

Решая задачу именно таким образом, мы будем, с одной стороны, получать данные, необходимые для практических целей, а с другой стороны, будем накапливать экспериментальный материал, который в дальнейшем может быть положен в основу теоретического решения проблемы о быстроте и характере заполнения нижнего бьефа гидротехнических сооружений при пропуске сбросных расходов. В качестве примера подобных экспериментальных работ приведем результаты исследования¹ процессов заполнения нижнего бьефа одной из построенных плотин и заполнения отводящего канала при водоспуске другой (земляной) плотины.

Прежде чем перейти к рассмотрению и анализу полученного материала, отметим, что организация подобных исследований элементарно проста.

Для этого необходимо только установить несколько лимниграфов или водомерных реек в нижнем бьефе сооружения и произвести ряд пусков воды для возможности получения графиков вида

$$t_{2\text{ мги}} = f(T),$$

где $t_{2\text{ мги}}$ — переменная (мгновенная) глубина воды в нижнем бьефе; T — время, считая от начала пуска.

Обращаясь теперь к результатам вышеуказанных исследований, остановимся на рассмотрении материалов по нижеследующим трем бьефам, подвергнутым нашему экспериментальному изучению:

а) Нижний бьеф водосброса при первой плотине. Здесь нижним бьефом является естественное русло реки типовой поперечный профиль которой представлен на фиг. 53. Средний уклон реки $I = 0,0000336$.

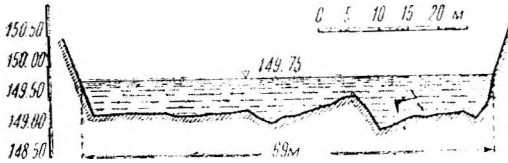
б) Нижний бьеф головного сооружения водосброса при первой плотине. В этом случае нижним бьефом является бетонированный отводящий канал длиной 200 м, шириной по дну 30 м, имеющий двойные откосы и уклон $I = 0,0009$ (фиг. 54). Канал заканчивается перепадом.

в) Нижний бьеф водоспуска при второй (земляной) плотине. Здесь нижним бьефом является отводящий канал (поперечный профиль которого представлен на фиг. 55), впадающий в естественное русло реки.

Средний уклон канала $I = 0,000265$.

¹ Из работ Отдела исследования гидротехнических сооружений.

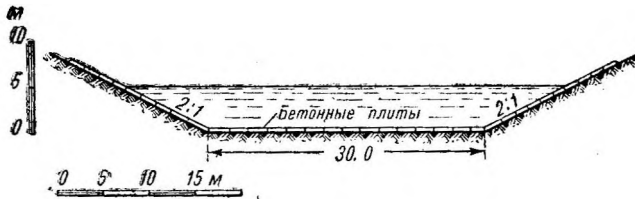
Произведенные экспериментальные исследования позволили нам построить ряд кривых, характеризующих процесс заполнения нижнего бьефа для вышеперечисленных сооружений. Не



Фиг. 53. Поперечный профиль реки по промерам на 5/VIII 1936 г. (нижний бьеф водосброса).

приводя здесь всего материала, мы ограничимся только иллюстрацией наиболее характерных графиков, которые можно рассматривать в качестве типовых. Поэтому для первой реки (случай „а“) мы приведем график (фиг. 56), характеризую-

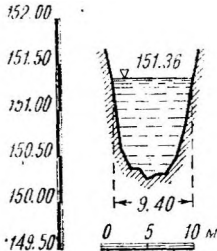
щий наполнение и опорожнение бьефа при попуске в нижний бьеф расхода $Q = 29 \text{ м}^3/\text{сек}$ в практически пустой нижний бьеф



Фиг. 54. Поперечный профиль отводящего канала от головного сооружения водосброса (случай „б“) водохранилища.

(в начале попуска в нижнем бьефе стоял горизонт, соответствовавший расходу около $3 \text{ м}^3/\text{сек}$).

Для отводящего канала головного сооружения (случай „б“) приведем график пуска и опорожнения канала для следующих положений (фиг. 57):



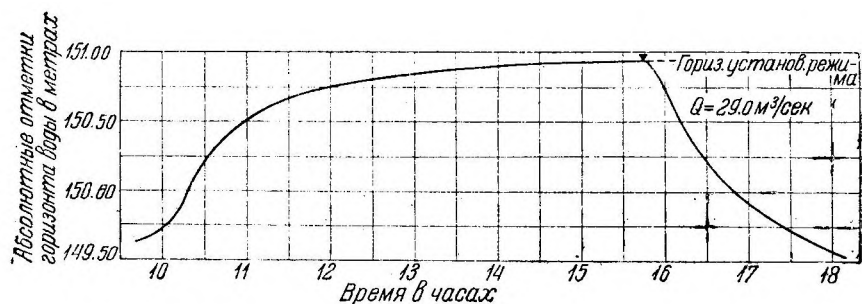
Фиг. 55. Поперечный профиль отводящего канала от донного водоспуска земляной плотины по промерам на 7/II 1937 г.

- 6,0 $\text{м}^3/\text{сек}$ — 0,0;
- 0,0 — 6,0 $\text{м}^3/\text{сек}$
- 6,0 $\text{м}^3/\text{сек}$ — 23,0 $\text{м}^3/\text{сек}$
- 23,0 $\text{м}^3/\text{сек}$ — 8,0 $\text{м}^3/\text{сек}$;
- 8,0 $\text{м}^3/\text{сек}$ — 16,0 $\text{м}^3/\text{сек}$;
- 16,0 $\text{м}^3/\text{сек}$ — 0,0.

Наконец, для случая отводящего канала донного водоспуска (случай „в“) дадим график, характеризующая наполнение канала при попуске расхода $Q = 2,9 \text{ м}^3/\text{сек}$ в пустой нижний бьеф (фиг. 58).

Сопоставляя полученные данные, мы видим резкое различие в характере заполнения естественных русел большой протяженности (река — случай „а“ и река — случай „в“) и короткого искусственного канала (случай „б“). В то время как в естественных руслах процесс заполнения нижнего бьефа происходит довольно длительно, в коротком искусственном канале этот про-

цесс происходит практически мгновенно. Это тот первый довольно важный вывод, который мы можем сделать на основании анализа полученных материалов. Обращаясь теперь к детальному

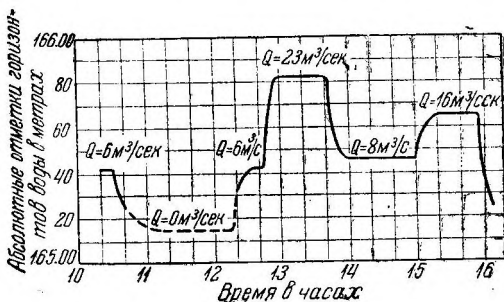


Фиг. 56.

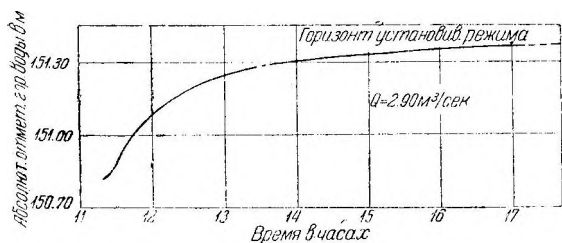
рассмотрению графиков заполнения бьефов для естественных русел (т. е. для наиболее часто встречающихся на практике случаев), можно отметить совершенно определенную закономерность,

закрывающуюся в том, что быстрота наполнения русла сильно изменяется с течением времени: вначале горизонт воды поднимается очень интенсивно, причем интенсивность подъема быстро уменьшается по мере заполнения русла.

В общем можно отметить, что для рассмотренных нами естественных русел до 75% нормальной глубины заполняется в течение 15% времени, если за 100% считать время от начала пуска до установления глубины нормальной



Фиг. 57-



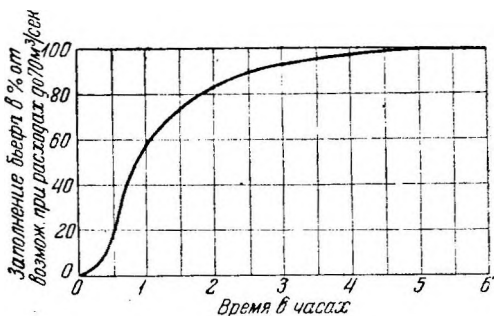
Фиг. 58-

процесс маневрирования затворами при пропуске сбросных расходов.

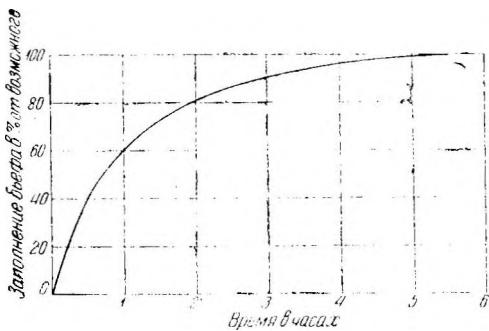
Поэтому для практических целей большой интерес может представлять «построение кривой интенсивности заполнения нижнего

бьефа“, где по оси ординат откладывается заполнение бьефа в % от полной глубины установившегося режима, а по оси абсцисс — время заполнения¹. Такая кривая для условий реки случая „а“ представлена на фиг. 59, а для реки случая „в“ — на фиг. 60.

Наконец, сопоставляя кривую интенсивности заполнения нижнего бьефа (фиг. 61), построенную для условий реки „а“, при пропуске расхода от 3 до 29 м³/сек (практически внезапный попуск) с аналогичной кривой, построенной для расхода от 5,2 до 60 м³/сек (попуск расхода ступенями²), можно заключить, что характер и быстрота заполнения русла практически мало изменяются в зависимости от величин пропускаемых расходов.



Фиг. 59.



Фиг. 60.

Эта особенность изученных нами водотоков (если судить пока по обследованным нами трем объектам) дает возможность ограничиваться построением одной общей для всех расходов кривой „интенсивности заполнения нижнего бьефа“, а также высказать предположение о том, что отмеченным свойством, очевидно, обладают все естественные водотоки.

Заканчивая анализ материалов экспериментальных исследований, нельзя не отметить еще одно чрезвычайно интересное обстоятельство.

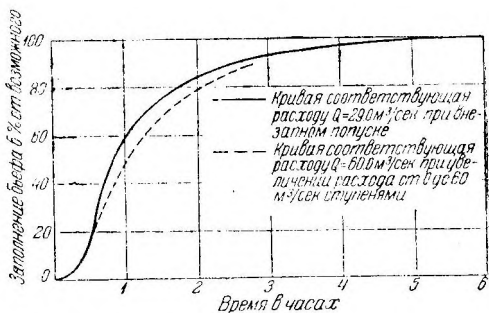
Если сравнить кривую интенсивности заполнения нижнего бьефа для двух совершенно различных естественных русел

¹ Время можно также откладывать в %.

² Попуски производились следующими ступенями:

Начальный расход $Q = 5,2$ м³/сек; 14 ч. 30 м. — 17,9 м³/сек; 14 ч. 40 м. — 24,7 м³/сек; 14 ч. 50 м. — 30 м³/сек; 15 ч. 15 м. — 36 м³/сек; 15 ч. 35 м. — 54 м³/сек; 16 ч. 15 м. — 60 м³/сек (т. е. весь попуск был растянут на 1 ч. 45 м.).

(реки „а“ и „в“), нельзя не прийти к выводу о полной конформности этих кривых (фиг. 59 и 60). Отмеченное обстоятельство, а также предварительный анализ некоторых дополнительных материалов по другим объектам исследований позволяют высказать предположение о том, что характер заполнения естественных русел, очевидно, подчиняется некоторому закону, общему для всех естественных русел. Подтверждение этого предположения, имеющего известное практическое значение, мы будем искать в дальнейших экспериментах над естественными руслами различных форм. Ограничиваясь сделанными выводами по вопросу о быстроте и характере заполнения нижнего бьефа, перейдем к рассмотрению вопроса о применении результатов экспериментальных исследований по наполнению бьефов для практических расчетов по составлению схемы маневрирования затворами и составлению прочих эксплуатационных правил. Для этого рассмотрим пример составления эксплуатационных правил для пропуска воды через водосброс плотины¹.



Фиг. 61. Кривая интенсивности заполнения нижнего бьефа для р. Истры.

Пример 29. Составить правила пропуска воды через второй перепад водосброса плотины. Дано: Высота стенки падения перепада $P = 11,13 \text{ м}$ (фиг. 62); отметка дна нижнего бьефа $149,15 \text{ м}$; коэффициент скорости $= 0,95$; коэффициент расхода перепада m характеризуется графиком (фиг. 63) $m = f(Q)$, составленным на основании данных непосредственных измерений² (для $Q < 50 \text{ м}^3/\text{сек}$) и лабораторных исследований (для $Q > \text{м}^3/\text{сек}$).

Кривая связи расходов и горизонтов для нижнего бьефа представлена на фиг. 64, а кривая интенсивности заполнения нижнего бьефа — на фиг. 59.

Для решения поставленной задачи, пользуясь общим методом, изложенным выше, была построена кривая $t_2 = f(Q_k)$, соответствующая критическому равенству $\frac{Z}{H} = \left(\frac{Z}{H}\right)_0$, или, что то же, равенству $h_2 = t_2$.

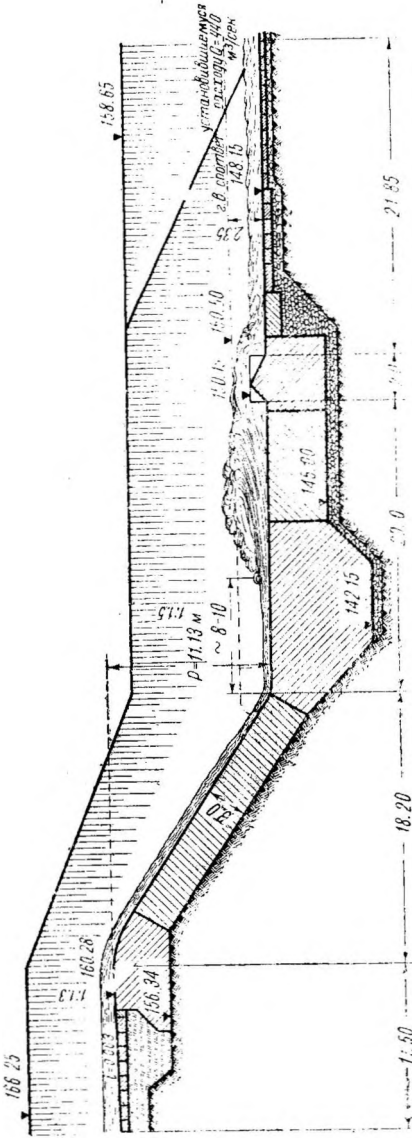
Указанная кривая $t_2 = f(Q_k)$ при $\frac{Z}{H} = \left(\frac{Z}{H}\right)_0$ представлена на фиг. 65.

При помощи этой кривой можно для любой глубины нижнего бьефа

¹ Эта работа была выполнена под руководством автора инж. Е. В. Воскресенским и Н. В. Булаевским.

² Для определения коэффициента расхода перепада было произведено до 30 измерений расходов воды в двух гидросторах, расположенных ниже перепада, с одновременной нивелировкой уровней воды на перепаде.

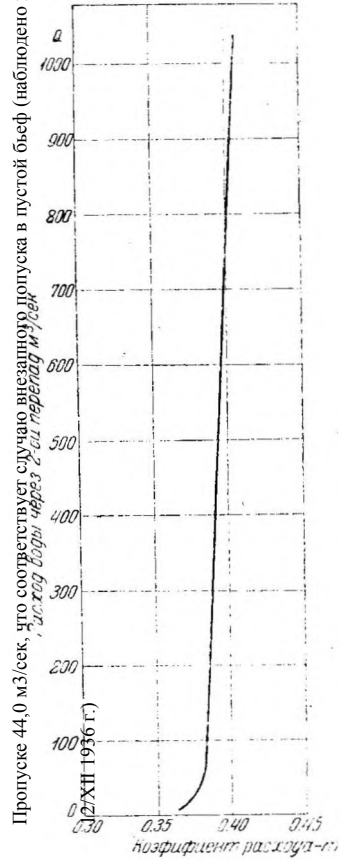
установить величину критического расхода, а также при совместном пользовании с кривой интенсивности заполнения нижнего бьефа (фиг. 59) составлять правила пуска воды через перепад.



Фиг. 62. Явление образования отогнанного прыжка в водобойном колодце второго перепада водосброса при

Действительно, предположим, что через водосброс идет расход $Q = 40 \text{ м}^3/\text{сек}$, причем требуется этот расход увеличить до $Q = 120 \text{ м}^3/\text{сек}$. Тогда поступаем следующим образом:

По кривой связи расходов и горизонтов для нижнего бьефа (фиг. 64) устанавливаем.



Фиг. 63.

что расходу $Q = 40 \text{ м}^3/\text{сек}$ соответствует горизонт нижнего бьефа 151.40 м или глубина $t_2 = 151,40 - 149,15 = 2,25 \text{ м}$.

По кривой $t_2 = f(Q_k)$ определяем величину критического расхода Q_k , которая для установившегося горизонта нижнего бьефа 151,40 м равна $Q_k = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$. Следовательно, расход $Q = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$ можно пропускать беспрепятственно.

Установившийся горизонт воды в нижнем бьефе для расхода $Q_k = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$ соответствует отметке 151,90 м или глубине нижнего бьефа $= 151,90 - 149,15 = 2,75 \text{ м}$.

Определим теперь % заполнения нижнего бьефа, соответствующий расходу $Q_k = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$ и горизонту 151,40 м. Для этого устанавливаем по кривой связи расходов и горизонтов (фиг. 64) отметку нижнего бьефа, отвечающую расходу $Q = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$, которая получается равной 151,90 м при глубине $t_2 = 151,90 - 149,15 = 2,75 \text{ м}$. Следовательно, необходимый нам процент

заполнения будет составлять $2,25 \cdot 100 / 2,75 = 82\%$. Если принять, например,

для наших расчетов достижение 90% заполнения русла, то таковое заполнение при расходе $Q = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$ наступит через 40 мин. (1 ч. 50 м. — 2 ч. 30 м. по графику, изображенному на фиг. 59 для разности между 82 и 90%). Следовательно, через 40 мин. после пропуска расхода $Q_k = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$ в нижнем бьефе установится горизонт

$$149,15 + 2,75 \cdot 0,90 = 149,15 + 2,47 = 151,62 \text{ м.}$$

Этому горизонту соответствует свой критический расход, равный $Q_k = 73 \text{ м}^3/\text{сек}$ (по графику, представленному на фиг. 65), которому отвечает отметка нормального (установившегося) режима 152,22 при глубине нижнего бьефа $t_2 = 152,22 - 149,15 = 3,07 \text{ м}$. Итак, расход $Q_k = 73 \text{ м}^3/\text{сек}$ может быть пропущен через 40 мин. после пропуска расхода $Q = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$, т. е. при

глубине воды в нижнем бьефе $t_2 = 2,47 \text{ м}$, что составляет $2,47 \cdot 100 / 3,07 = 80\%$

заполнения русла для расхода $Q_k = 73 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Производя расчет, далее получаем, что через 43 мин. в нижнем бьефе установится горизонт

$$149,15 + 3,07 \cdot 0,90 = 149,15 + 2,76 = 151,91 \text{ м}$$

(1 ч. 47 м. — 2 ч. 30 м. для разности между 80 и 90% заполнения бьефа, которой соответствует критический расход $Q_k = 92 \text{ м}^3/\text{сек}$.), Следовательно, через 83 мин. после пропуска расхода $Q_k = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$ можно уже давать расход $Q_k = 92 \text{ м}^3/\text{сек}$. И наконец, убедившись, что $Q_k = 92 \text{ м}^3/\text{сек}$ соответствует горизонту установившегося режима 152,60 м или $t_2 = 152,60 - 149,15 = 3,45 \text{ м}$, видим, что через 43 мин. в нижнем бьефе установится горизонт $149,15 + 3,45 \cdot 0,90 = 149,15 + 3,10 = 152,25 \text{ м}$, так как это соответствует

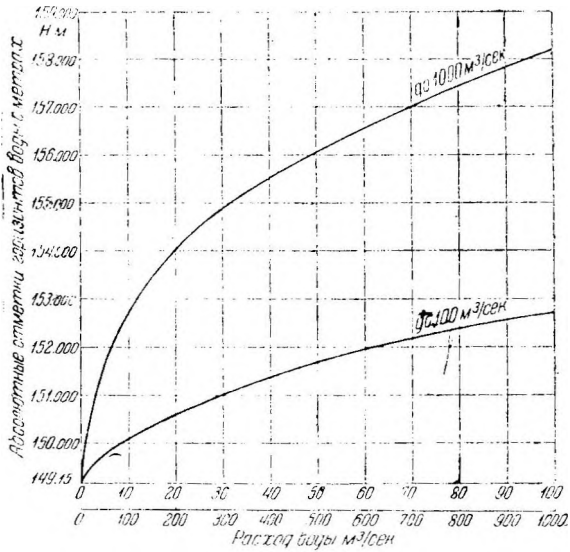
разности в процентах заполнения русла $2,75 \cdot 100 / 3,45 = 80$ и 90% (согласно

принятому условию для расчета). Тогда через 43 мин. или через 126 мин. (2 ч. 6 м.) после начала пуска можно пропустить расход $Q_k = 120 \text{ м}^3/\text{сек}$ (фиг. 65). Таким образом мы убеждаемся, что увеличение расхода с $Q = 40 \text{ м}^3/\text{сек}$ до заданного $Q = 120 \text{ м}^3/\text{сек}$ может быть произведено в четыре приема, т. е. посредством последовательного пуска нижеследующих расходов: $Q_1 = 58$, $Q_2 = 73$, $Q_3 = 92$, $Q_4 = 120 \text{ м}^3/\text{сек}$ в течение 2 ч. 6 м.

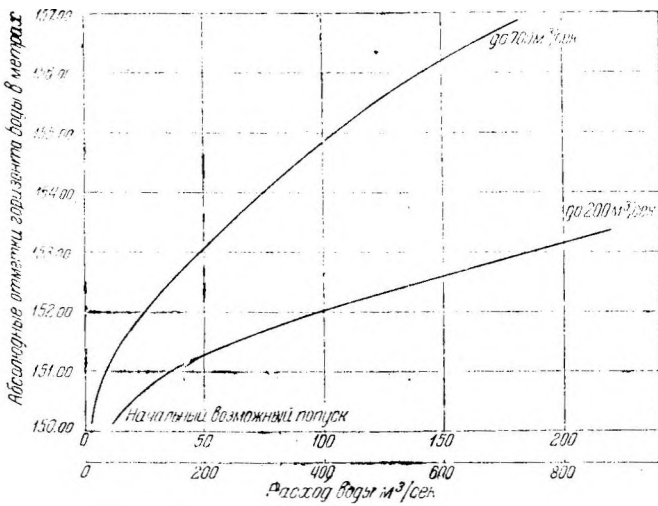
Нетрудно показать, что, если бы мы при промежуточных пусках ожидали каждый раз образования установившегося режима (т. е. 100% заполнения нижнего бьефа), то время, потребное для пропуска заданного сбросного расхода $Q = 120 \text{ м}^3/\text{сек}$, было бы сильно увеличено.

Действительно, тогда следующий пуск (после первого допуска $Q_k = 58 \text{ м}^3/\text{сек}$) можно было бы сделать только через 4 ч. 10 м., причем величина пропускаемого расхода была бы равна только $Q = 93 \text{ м}^3/\text{сек}$. Из приведенного сопоставления хорошо видно, насколько целесообразно при расчете маневрирования затворами пользоваться отмеченной нами особенностью естественных русел, характеризующейся различными темпами заполнения в течение времени.

Заканчивая на этом рассмотрение вопроса о применении кривых интенсивности выполнения бьефа к расчету времени пусков воды через гидротехнические сооружения, отметим, что приведенная нами схема решения задачи полностью применима и для случая определения интервалов между отдельными пусками воды при маневрировании затворами. Там только задача эта решается значительно проще.



Фиг. 64. Кривая связи расходов и горизонтов в шикнем бьефе (створ расположен на реке, непосредственно ниже впадения отводящего канала водосброса).



Фиг. 65. Кривые для определения условий возникновения прыжка в нижнем бьефе второго перепада водосброса при критическом равенстве $\frac{Z}{H} = \left(\frac{Z}{H}\right)_0$ или $h_2 = t_2$, и при заданном горизонте в отводящем канале второго перепада.

§ 5. О ВЗАИМНОЙ СВЯЗИ МЕЖДУ ПРОЕКТНОЙ СХемой ЭКСПЛУАТАЦИИ СООРУЖЕНИЯ И РАСЧЕТНОЙ ГЛУБИНОЙ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА

Ввиду того что один и тот же сбросной расход может быть пропущен через разное количество отверстий, значительный интерес представляет рассмотрение вопроса о степени влияния числа одновременно работающих отверстий на расчетное значение глубины водобойного колодца.

Если обратиться к выведенной выше формуле для глубины водобойного колодца

$$d = h_2 + \frac{q^2}{2gh_2^2} - t_2 - \frac{v_2^2}{2g},$$

то при постоянном сбросном расходе $Q_{сбр}$ последние два члена, $\frac{v_2^2}{2g}$,

могут быть приняты постоянными (если пренебречь в запас неравномерностью растекания). Следовательно, необходимая глубина водобойного колодца будет возрастать с увеличением глубины h_2 , что в общем случае, как известно, соответствует увеличению единичного расхода.

Таким образом, чем больше будет пропускаться расход через одно отверстие, т. е. чем меньше будет одновременно работать отверстий, то тем большая будет требоваться глубина водобойного колодца. Следовательно, максимальная глубина водобойного колодца соответствует случаю работы одного отверстия, минимальная же глубина — случаю одновременной работы всех отверстий сооружения.

Как первый, так и второй случай эксплуатации не всегда могут являться расчетными.

В первом случае имеют место исключительно тяжелые условия для работы сооружения, второй же случай обычно является столь благоприятным, что при нем может далее отсутствовать необходимость в устройстве гасителей энергии. Нам представляется, что наиболее рациональным решением будет нахождение некоторого промежуточного эксплуатационного положения, при котором и глубина водобойного колодца не будет чрезмерной и вместе с этим не будет возникать серьезных затруднений при маневрировании большим числом затворов.

Для нахождения этого расчетного эксплуатационного положения нами предлагается построение графика

$$d = f(n) \text{ при } Q_{сбр} = \text{const},$$

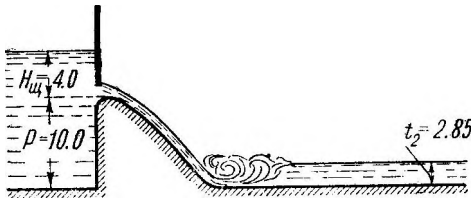
где d обозначает глубину водобойного колодца; n — число одновременно работающих отверстий; $Q_{сбр} = \text{const}$ — постоянный расчетный сбросной расход, и нахождение на этом графике точки перегиба.

Глубина водобойного колодца, соответствующая точке перегиба кривой $d = f(n)$, и будет той глубиной, которая будет соответствовать искомому нами промежуточному эксплуатационному положению.

Для пояснения всего сказанного наиболее удобно рассмотреть пример.

Пример 30. Установить рациональную глубину водобойного колодца при пропуске постоянного сбросного расхода и при переменном числе одновременно работающих отверстий для водосливной плотины высотой $P = 10$ м, перекрытой затвором, поддерживающим напор $H_{ц} = 4$ м (фиг. 66).

Плотина состоит из десяти отверстий по 20 м каждое, нижний бьеф характеризуется кривой связи расходов и горизонтов, представленной на фиг. 13. Кроме того, принято, что $\varphi=0,90$; $\mu=0,65$; $m=0,45$. Расчетный сбросной расход равен $Q_{сбр} = 500$ м³/сек., причем глубина нижнего бьефа, соответствующая этому расходу, равна



$$t_2 = 2,85 \text{ м}$$

и, следовательно,

$$Z = 10 + 4 - 2,85 = 11,15 \text{ м.}$$

Задавая различным числом одновременно работающих отверстий и определяя глубину водобойного колодца обычным способом для каждого из этих положений, получаем нижеследующие данные, приводимые в нижепомещаемой табл. 22.

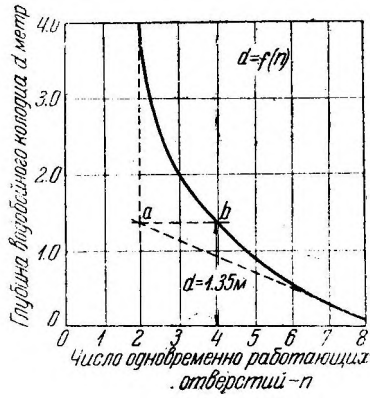
Таблица 22

Число отверстий n	Длина сливного фронта $L = 20$ м	Единичный расход q м ³ /сек	h_k в м	$\frac{Z}{h_k}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)_0$	d в м	Примечание
10	200	2,50	0,860	12,96	0,808	—	Колодец не нужен
9	180	2,78	0,924	12,06	0,799	—	
8	160	3,125	0,999	11,15	0,790	0,11	
7	140	3,57	1,091	10,21	0,778	0,32	
6	120	4,17	1,211	9,20	0,764	0,59	
5	100	5,00	1,366	8,16	0,749	0,89	
4	80	6,25	1,585	7,04	0,724	1,39	
3	60	8,33	1,919	5,81	0,694	2,06	
2	40	9,04	—	—	—	—	
1	20	15,25	2,960	3,765	0,619	4,00	

Построив кривую $d = f(n)$ и рассматривая ее конфигурацию (фиг. 67) мы убеждаемся, что она имеет точку перегиба, которую приблизительно можно установить, например, следующим образом: проведем касательные к кривой $d = f(n)$ в крайних ее точках и точку a пересечения этих касательных спроектируем на кривую, в результате чего на кривой получим точку b , которую приблизительно и можно считать точкой перегиба. Таким образом искомое нами эксплуатационное положение соответствует одновременной работе четырех отверстий из десяти и определяет необходимую глубину водобойного колодца в $d = 1,35$ м, т. е. на 2,65 м меньше, чем при одновременной работе двух отверстий. Следовательно, в рассматриваемом случае увеличение числа работающих отверстий с 2 до 4 дает значительное уменьшение глубины колодца, не вызывая вместе с этим существенных эксплуатационных затруднений.

Дальнейшее же увеличение числа одновременно работающих отверстий, например, с $n = 4$ до $n = 6$ дает снижение глубины колодца всего только на

$$\Delta d = 1,35 - 0,59 = 0,76$$



Фиг. 67.

т. е. дает в $\frac{2,65}{0,76} = 3,5$ раза меньший эффект по сравнению с предыдущим эксплуатационным мероприятием.

Отмеченное обстоятельство объясняется характером кривой

$$d = f(n).$$

Надо полагать, что сказанного выше достаточно для разъяснения рассмотренного нами вопроса, с которым довольно часто приходится сталкиваться проектировщикам.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Таблица А

Значения главнейших зависимостей, применяющиеся при гидравлическом расчете нижнего бьефа для $\varphi = 1,00$ и $\varphi = 0,95$

$\frac{h_{\kappa}}{h_1}$	$\frac{h_2}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_1}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_2}{h_{\kappa}}$	$\varphi = 1,00$					$\varphi = 0,95$				
				$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''$	$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''$
1,00	1,000	1,500	1,500	1,500	0,500	0,333	0,000	0,000	1,554	0,554	0,356	0,054	0,039
1,10	1,097	1,514	1,513	1,514	0,417	0,275	0,001	0,001	1,579	0,482	0,305	0,066	0,042
1,15	1,143	1,531	1,526	1,531	0,388	0,253	0,005	0,003	1,603	0,460	0,287	0,077	0,048
1,20	1,187	1,553	1,542	1,553	0,366	0,236	0,011	0,007	1,631	0,444	0,272	0,089	0,055
1,25	1,231	1,581	1,561	1,581	0,350	0,221	0,020	0,013	1,666	0,435	0,261	0,105	0,063
1,30	1,273	1,614	1,582	1,614	0,341	0,211	0,032	0,020	1,705	0,432	0,253	0,123	0,072
1,35	1,314	1,652	1,604	1,652	0,338	0,205	0,048	0,029	1,751	0,437	0,250	0,147	0,084
1,40	1,354	1,694	1,627	1,694	0,340	0,201	0,067	0,040	1,800	0,446	0,248	0,173	0,096
1,45	1,393	1,741	1,651	1,741	0,348	0,200	0,090	0,052	1,855	0,462	0,249	0,204	0,110
1,50	1,431	1,792	1,675	1,792	0,361	0,201	0,117	0,066	1,913	0,482	0,252	0,238	0,124
1,55	1,467	1,846	1,699	1,846	0,379	0,205	0,147	0,080	1,976	0,509	0,258	0,277	0,140
1,60	1,503	1,905	1,724	1,905	0,402	0,211	0,181	0,095	2,043	0,540	0,264	0,319	0,156
1,65	1,539	1,967	1,750	1,967	0,428	0,218	0,217	0,110	2,115	0,576	0,271	0,365	0,173
1,70	1,573	2,033	1,775	2,033	0,460	0,226	0,258	0,127	2,189	0,616	0,282	0,414	0,189
1,75	1,607	2,102	1,801	2,102	0,495	0,235	0,301	0,143	2,268	0,661	0,291	0,467	0,206
1,80	1,640	2,176	1,826	2,176	0,536	0,246	0,350	0,161	2,351	0,711	0,302	0,525	0,223
1,85	1,672	2,252	1,849	2,252	0,580	0,258	0,401	0,178	2,437	0,765	0,314	0,586	0,240
1,90	1,704	2,331	1,876	2,331	0,627	0,269	0,455	0,196	2,526	0,822	0,325	0,650	0,257
1,95	1,736	2,414	1,902	2,414	0,678	0,281	0,512	0,216	2,620	0,884	0,337	0,718	0,274
2,00	1,766	2,500	1,926	2,500	0,734	0,294	0,574	0,230	2,716	0,950	0,350	0,790	0,291
2,05	1,795	2,589	1,950	2,589	0,794	0,307	0,639	0,247	2,816	1,021	0,363	0,866	0,308
2,10	1,825	2,681	1,975	2,681	0,856	0,319	0,706	0,263	2,919	1,094	0,375	0,944	0,324
2,15	1,850	2,776	2,000	2,776	0,922	0,332	0,776	0,280	3,026	1,172	0,387	1,026	0,339
2,20	1,883	2,875	2,024	2,875	0,992	0,345	0,851	0,296	3,136	1,253	0,400	1,112	0,355
2,25	1,914	2,975	2,048	2,975	1,064	0,358	0,927	0,312	3,249	1,338	0,412	1,201	0,370
2,30	1,939	3,080	2,072	3,080	1,141	0,370	1,008	0,327	3,366	1,427	0,424	1,294	0,385
2,35	1,965	3,187	2,095	3,187	1,222	0,383	1,092	0,343	3,486	1,521	0,437	1,391	0,399
2,40	1,993	3,297	2,119	3,297	1,304	0,396	1,178	0,357	3,608	1,615	0,448	1,489	0,413
2,45	2,019	3,409	2,142	3,409	1,390	0,408	1,267	0,372	3,734	1,715	0,459	1,592	0,426
2,50	2,045	3,525	2,165	3,525	1,480	0,420	1,360	0,389	3,862	1,817	0,470	1,697	0,439
2,54	2,066	3,620	2,183	3,620	1,554	0,429	1,437	0,397	3,967	1,901	0,479	1,784	0,450
2,58	2,086	3,717	2,201	3,717	1,630	0,439	1,515	0,408	4,075	1,989	0,488	1,874	0,460
2,62	2,106	3,814	2,219	3,814	1,708	0,448	1,595	0,418	4,185	2,079	0,497	1,966	0,470
2,66	2,126	3,914	2,237	3,914	1,788	0,457	1,677	0,428	4,296	2,170	0,505	2,059	0,479
2,70	2,146	4,015	2,255	4,015	1,869	0,466	1,760	0,438	4,409	2,263	0,513	2,154	0,489
2,74	2,166	4,119	2,273	4,119	1,953	0,474	1,846	0,448	4,524	2,358	0,521	2,251	0,498
2,78	2,185	4,224	2,290	4,224	2,039	0,483	1,934	0,458	4,641	2,456	0,529	2,351	0,507
2,82	2,204	4,331	2,307	4,331	2,127	0,491	2,024	0,467	4,760	2,556	0,537	2,453	0,515
2,86	2,223	4,440	2,324	4,440	2,217	0,499	2,116	0,477	4,882	2,659	0,545	2,558	0,524
2,90	2,242	4,550	2,341	4,550	2,308	0,507	2,209	0,485	5,004	2,762	0,552	2,673	0,534
2,94	2,261	4,662	2,359	4,662	2,401	0,515	2,303	0,494	5,129	2,868	0,559	2,770	0,540
2,97	2,275	4,747	2,372	4,747	2,472	0,521	2,375	0,500	5,224	2,949	0,565	2,852	0,546
3,00	2,288	4,833	2,384	4,833	2,545	0,527	2,449	0,507	5,319	3,031	0,570	2,935	0,552
3,03	2,302	4,920	2,396	4,920	2,618	0,532	2,524	0,513	5,416	3,114	0,575	3,020	0,558
3,06	2,316	5,009	2,409	5,009	2,693	0,538	2,600	0,519	5,515	3,199	0,580	3,106	0,563
3,09	2,329	5,098	2,421	5,098	2,769	0,543	2,677	0,525	5,614	3,285	0,585	3,193	0,569
3,12	2,343	5,188	2,434	5,188	2,845	0,548	2,754	0,531	5,714	3,371	0,590	3,280	0,574
3,15	2,356	5,279	2,446	5,279	2,923	0,554	2,833	0,537	5,815	3,459	0,595	3,369	0,579
3,19	2,374	5,402	2,463	5,402	3,028	0,561	2,939	0,544	5,952	3,578	0,601	3,489	0,586
3,22	2,387	5,495	2,475	5,495	3,108	0,566	3,020	0,550	6,055	3,668	0,606	3,580	0,591
3,25	2,400	5,589	2,487	5,589	3,189	0,571	3,102	0,555	6,160	3,760	0,610	3,673	0,596
3,28	2,414	5,684	2,500	5,684	3,270	0,575	3,184	0,560	6,265	3,851	0,615	3,765	0,601
3,31	2,426	5,780	2,511	5,780	3,354	0,580	3,269	0,566	6,372	3,946	0,619	3,861	0,606
3,34	2,439	5,877	2,523	5,877	3,438	0,585	3,354	0,571	6,479	4,040	0,624	3,953	0,611
3,37	2,452	5,975	2,535	5,975	3,523	0,590	3,440	0,576	6,589	4,137	0,628	4,054	0,615
3,40	2,465	6,074	2,547	6,074	3,609	0,594	3,527	0,581	6,698	4,233	0,632	4,151	0,620
3,43	2,477	6,174	2,558	6,174	3,697	0,599	3,616	0,586	6,810	4,333	0,636	4,252	0,624
3,46	2,490	6,225	2,571	6,225	3,785	0,603	3,704	0,590	6,921	4,431	0,640	4,350	0,629
3,49	2,503	6,377	2,583	6,377	3,874	0,607	3,794	0,595	7,035	4,532	0,644	4,452	0,633
3,52	2,515	6,479	2,594	6,479	3,964	0,612	3,885	0,600	7,148	4,633	0,648	4,554	0,637

h_{κ}	$\frac{h_2}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_c}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_2}{h_{\kappa}}$	$\varphi = 1,00$					$\varphi = 0,95$				
				$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{\bar{H}}\right)_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{\bar{H}}\right)''$	$\frac{H}{h}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{\bar{H}}\right)_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{\bar{H}}\right)''$
				$\frac{h_1}{h_{\kappa}}$	$\frac{h_2}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_c}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_2}{h_{\kappa}}$	$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{\bar{H}}\right)_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{\bar{H}}\right)''$	$\frac{H}{h}$
3,55	2,527	6,583	2,605	6,583	4,056	0,616	3,978	0,604	7,264	4,737	0,652	4,659	0,642
3,58	2,540	6,687	2,617	6,687	4,147	0,620	4,070	0,609	7,379	4,839	0,656	4,762	0,645
3,61	2,552	6,793	2,629	6,793	4,241	0,624	4,164	0,613	7,497	4,945	0,660	4,868	0,649
3,64	2,565	6,900	2,641	6,900	4,335	0,628	4,259	0,617	7,615	5,050	0,663	4,974	0,653
3,67	2,577	7,007	2,652	7,007	4,430	0,632	4,355	0,622	7,735	5,158	0,667	5,083	0,657
3,70	2,589	7,115	2,664	7,115	4,526	0,636	4,451	0,626	7,854	5,265	0,670	5,190	0,661
3,73	2,601	7,224	2,675	7,224	4,623	0,640	4,549	0,631	7,976	5,375	0,674	5,301	0,665
3,76	2,613	7,335	2,686	7,335	4,722	0,644	4,649	0,634	8,098	5,485	0,677	5,412	0,668
3,79	2,624	7,446	2,697	7,446	4,822	0,648	4,749	0,638	8,222	5,598	0,681	5,525	0,672
3,82	2,636	7,558	2,708	7,558	4,922	0,651	4,850	0,642	8,346	5,710	0,684	5,638	0,676
3,85	2,648	7,671	2,720	7,671	5,023	0,654	4,951	0,645	8,472	5,824	0,687	5,752	0,679
3,88	2,660	7,785	2,731	7,785	5,125	0,658	5,054	0,649	8,598	5,938	0,691	5,867	0,682
3,91	2,671	7,900	2,741	7,900	5,229	0,661	5,159	0,653	8,726	6,055	0,694	5,985	0,686
3,94	2,683	8,016	2,752	8,016	5,333	0,665	5,264	0,657	8,854	6,171	0,697	6,102	0,689
3,97	2,695	8,132	2,764	8,132	5,437	0,669	5,368	0,660	8,984	6,289	0,701	6,220	0,692
4,00	2,706	8,250	2,774	8,250	5,544	0,672	5,476	0,664	9,114	6,408	0,703	6,340	0,696
4,03	2,718	8,368	2,786	8,368	5,650	0,675	5,582	0,667	9,246	6,528	0,706	6,460	0,699
4,06	2,729	8,488	2,796	8,488	5,759	0,678	5,692	0,671	9,378	6,649	0,709	6,582	0,702
4,09	2,741	8,609	2,808	8,609	5,869	0,682	5,801	0,674	9,512	6,771	0,712	6,704	0,705
4,12	2,752	8,730	2,818	8,730	5,978	0,685	5,912	0,677	9,647	6,895	0,715	6,829	0,708
4,15	2,763	8,852	2,829	8,852	6,089	0,688	6,023	0,680	9,783	7,020	0,718	6,954	0,711
4,18	2,774	8,975	2,839	8,975	6,201	0,691	6,136	0,684	9,918	7,144	0,720	7,079	0,714
4,21	2,785	9,100	2,850	9,100	6,315	0,694	6,250	0,687	10,057	7,272	0,723	7,207	0,717
4,24	2,796	9,225	2,860	9,225	6,429	0,697	6,365	0,690	10,196	7,400	0,726	7,336	0,719
4,27	2,808	9,350	2,871	9,350	6,542	0,700	6,479	0,693	10,335	7,527	0,728	7,464	0,722
4,30	2,819	9,478	2,882	9,478	6,659	0,703	6,596	0,696	10,476	7,657	0,731	7,594	0,725
4,33	2,830	9,605	2,892	9,605	6,775	0,705	6,713	0,699	10,618	7,788	0,733	7,726	0,728
4,36	2,840	9,734	2,902	9,734	6,894	0,708	6,832	0,702	10,761	7,921	0,736	7,859	0,730
4,39	2,851	9,864	2,913	9,864	7,013	0,711	6,951	0,705	10,905	8,054	0,738	7,992	0,733
4,42	2,862	9,994	2,923	9,994	7,132	0,714	7,071	0,708	11,049	8,187	0,740	8,126	0,735
4,45	2,873	10,126	2,934	10,126	7,253	0,716	7,192	0,710	11,196	8,323	0,743	8,216	0,737
4,48	2,884	10,258	2,944	10,258	7,374	0,719	7,314	0,712	11,342	8,458	0,746	8,398	0,740
4,50	2,891	10,347	2,951	10,347	7,456	0,721	7,396	0,715	11,440	8,549	0,748	8,489	0,742
4,60	2,926	11,017	2,984	11,117	8,091	0,729	8,033	0,724	11,940	9,014	0,755	8,956	0,750
4,70	2,962	11,258	3,019	11,258	8,296	0,737	8,239	0,732	12,451	9,989	0,762	9,432	0,757
4,80	2,996	11,728	3,052	11,728	8,732	0,745	8,680	0,740	12,972	9,976	0,769	9,920	0,764
4,90	3,030	12,209	3,085	12,209	9,179	0,752	9,124	0,747	13,506	10,476	0,776	10,421	0,771
5,00	3,064	12,700	3,117	12,700	9,636	0,759	9,583	0,754	14,050	10,986	0,782	10,933	0,778
5,10	3,097	13,201	3,149	13,201	10,104	0,765	10,052	0,761	14,606	11,509	0,788	11,457	0,784
5,20	3,130	13,712	3,181	13,712	10,582	0,772	10,531	0,768	15,172	12,042	0,794	11,991	0,790
5,30	3,163	14,234	3,213	14,234	11,071	0,778	11,021	0,774	15,751	12,588	0,799	12,538	0,796
5,40	3,194	14,765	3,243	14,765	11,571	0,784	11,522	0,780	16,340	13,146	0,805	13,097	0,802
5,50	3,227	15,307	3,275	15,307	12,080	0,789	12,032	0,785	16,941	13,714	0,810	13,666	0,807
5,60	3,259	15,859	3,306	15,859	12,600	0,795	12,553	0,791	17,552	14,293	0,814	14,246	0,812
5,70	3,290	16,420	3,336	16,420	13,130	0,800	13,084	0,796	18,175	14,885	0,819	14,839	0,817
5,80	3,320	16,992	3,366	16,992	13,671	0,805	13,626	0,802	18,809	15,488	0,823	14,443	0,821
5,90	3,351	17,574	3,396	17,574	14,223	0,809	14,178	0,806	19,454	16,103	0,828	16,058	0,826
6,00	3,382	18,167	3,426	18,167	14,785	0,814	14,743	0,811	20,111	16,729	0,832	16,685	0,830
6,20	3,441	19,382	3,483	19,382	15,941	0,822	15,899	0,820	21,458	18,017	0,840	17,975	0,838
6,40	3,501	20,636	3,542	20,636	17,135	0,830	17,094	0,828	22,848	19,347	0,847	19,306	0,846
6,60	3,558	21,932	3,598	21,932	18,374	0,838	18,334	0,836	24,284	20,726	0,853	20,686	0,852
6,80	3,615	23,267	3,643	23,267	19,652	0,845	19,614	0,843	25,764	22,149	0,860	22,111	0,859
7,00	3,671	24,643	3,708	24,643	20,972	0,851	20,935	0,850	27,289	23,618	0,866	23,581	0,865
7,20	3,726	26,059	3,762	26,059	22,333	0,857	22,297	0,856	29,412	25,687	0,873	25,650	0,872
7,40	3,782	27,515	3,817	27,515	23,733	0,863	22,698	0,862	30,472	26,690	0,876	26,655	0,875
7,60	3,833	29,012	3,867	29,012	25,179	0,868	25,145	0,867	32,131	28,298	0,880	28,264	0,879
7,80	3,886	30,548	3,919	30,548	26,662	0,873	26,629	0,872	33,833	29,947	0,885	29,914	0,884
8,00	3,937	32,125	3,969	32,125	28,188	0,877	28,156	0,877	35,581	31,644	0,889	31,612	0,888
8,50	4,064	36,243	4,094	36,243	32,179	0,887	32,149	0,887	40,145	36,081	0,898	36,051	0,898
9,00	4,187	40,611	4,216	40,611	36,424	0,897	36,395	0,897	44,985	40,798	0,907	40,769	0,907
9,50	4,306	45,230	4,333	45,230	40,924	0,905	40,897	0,905	50,104	45,798	0,914	45,771	0,914
10,00	4,423	50,100	4,449	50,100	45,500	0,908	45,651	0,908	55,500	51,077	0,920	51,051	0,920

Таблица Б

Значения главнейших зависимостей, применяющиеся при гидравлическом расчете нижнего бьефа для $\varphi = 0,92$ и $\varphi = 0,90$

$\frac{h_{\kappa}}{h_1}$	$\frac{h_2}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_c}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_3}{h_{\kappa}}$	$\varphi = 0,92$					$\varphi = 0,90$				
				$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''$	$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''$
1,00	1,000	1,500	1,500	1,591	0,591	0,371	0,091	0,057	1,617	0,617	0,382	0,117	0,072
1,10	1,097	1,514	1,513	1,624	0,527	0,325	0,111	0,068	1,656	0,559	0,338	0,143	0,086
1,15	1,143	1,531	1,526	1,652	0,509	0,308	0,126	0,076	1,686	0,543	0,322	0,160	0,095
1,20	1,187	1,553	1,542	1,684	0,497	0,295	0,142	0,084	1,721	0,534	0,310	0,179	0,104
1,25	1,231	1,581	1,561	1,724	0,493	0,286	0,163	0,095	1,764	0,533	0,302	0,203	0,115
1,30	1,273	1,614	1,582	1,768	0,495	0,280	0,186	0,105	1,812	0,539	0,297	0,230	0,127
1,35	1,314	1,652	1,604	1,818	0,504	0,277	0,214	0,117	1,866	0,552	0,296	0,262	0,140
1,40	1,354	1,694	1,627	1,872	0,518	0,277	0,245	0,131	1,923	0,569	0,296	0,296	0,154
1,45	1,393	1,741	1,651	1,933	0,540	0,279	0,282	0,146	1,988	0,595	0,299	0,337	0,169
1,50	1,431	1,792	1,675	1,997	0,566	0,283	0,322	0,161	2,055	0,624	0,304	0,380	0,185
1,55	1,467	1,846	1,699	2,065	0,598	0,290	0,366	0,177	2,128	0,661	0,311	0,429	0,202
1,60	1,503	1,905	1,724	2,138	0,635	0,297	0,414	0,194	2,205	0,702	0,318	0,481	0,218
1,65	1,539	1,967	1,750	2,215	0,676	0,305	0,465	0,210	2,286	0,747	0,327	0,536	0,234
1,70	1,573	2,033	1,775	2,296	0,723	0,315	0,521	0,227	2,371	0,798	0,337	0,596	0,251
1,75	1,607	2,102	1,801	2,381	0,774	0,325	0,580	0,243	2,461	0,854	0,347	0,660	0,268
1,80	1,640	2,176	1,826	2,471	0,831	0,336	0,645	0,261	2,555	0,915	0,358	0,729	0,285
1,85	1,672	2,252	1,849	2,564	0,892	0,348	0,713	0,278	2,653	0,981	0,370	0,802	0,302
1,90	1,704	2,331	1,876	2,660	0,956	0,359	0,784	0,295	2,753	1,049	0,381	0,877	0,318
1,95	1,736	2,414	1,902	2,761	1,025	0,371	0,859	0,311	2,859	1,123	0,393	0,957	0,335
2,00	1,766	2,500	1,926	2,864	1,098	0,383	0,938	0,327	2,968	1,202	0,405	1,042	0,351
2,05	1,795	2,589	1,950	2,972	1,177	0,396	1,022	0,344	3,081	1,286	0,417	1,131	0,367
2,10	1,825	2,681	1,975	3,082	1,257	0,408	1,107	0,359	3,197	1,372	0,429	1,222	0,382
2,15	1,854	2,776	2,000	3,197	1,343	0,420	1,197	0,374	3,317	1,463	0,441	1,317	0,397
2,20	1,883	2,875	2,024	3,315	1,432	0,432	1,291	0,389	3,441	1,558	0,453	1,417	0,411
2,25	1,911	2,975	2,048	3,436	1,525	0,444	1,388	0,404	3,568	1,657	0,464	1,520	0,426
2,30	1,939	3,082	2,072	3,561	1,622	0,455	1,489	0,418	3,699	1,760	0,476	1,627	0,440
2,35	1,965	3,187	2,095	3,690	1,725	0,467	1,595	0,432	3,830	1,865	0,487	1,735	0,453
2,40	1,993	3,297	2,119	3,821	1,828	0,478	1,702	0,445	3,971	1,978	0,498	1,852	0,466
2,45	2,019	3,409	2,142	3,956	1,937	0,490	1,811	0,458	4,112	2,093	0,509	1,967	0,478
2,50	2,045	3,525	2,165	4,094	2,049	0,500	1,929	0,471	4,256	2,211	0,520	2,091	0,492
2,54	2,066	3,620	2,183	4,207	2,141	0,509	2,024	0,481	4,375	2,309	0,528	2,192	0,502
2,58	2,086	3,717	2,201	4,322	2,236	0,517	2,121	0,491	4,495	2,409	0,536	2,294	0,510
2,62	2,106	3,814	2,219	4,439	2,333	0,526	2,220	0,500	4,617	2,511	0,544	2,398	0,519
2,66	2,126	3,914	2,237	4,558	2,432	0,534	2,321	0,510	4,742	2,616	0,552	2,505	0,528
2,70	2,146	4,015	2,255	4,678	2,532	0,541	2,423	0,518	4,868	2,722	0,559	2,613	0,537
2,74	2,166	4,119	2,273	4,802	2,636	0,549	2,529	0,526	4,997	2,831	0,567	2,724	0,546
2,78	2,185	4,224	2,290	4,927	2,742	0,557	2,637	0,535	5,128	2,943	0,574	2,838	0,554
2,82	2,204	4,331	2,307	5,055	2,851	0,564	2,748	0,544	5,261	3,057	0,581	2,954	0,562
2,86	2,223	4,440	2,324	5,184	2,961	0,571	2,860	0,552	5,397	3,174	0,588	3,073	0,570
2,90	2,242	4,550	2,341	5,315	3,073	0,578	2,974	0,560	5,534	3,292	0,595	3,193	0,577
2,94	2,261	4,662	2,359	5,449	3,188	0,585	3,090	0,567	5,673	3,412	0,601	3,314	0,584
2,97	2,275	4,747	2,372	5,550	3,275	0,590	3,178	0,572	5,780	3,505	0,606	3,468	0,590
3,00	2,288	4,833	2,384	5,652	3,364	0,595	3,268	0,578	5,886	3,598	0,611	3,502	0,595
3,03	2,302	4,920	2,396	5,756	3,454	0,600	3,360	0,584	5,995	3,693	0,616	3,599	0,600
3,06	2,316	5,009	2,409	5,861	3,545	0,605	3,452	0,589	6,105	3,789	0,621	3,696	0,605
3,09	2,329	5,098	2,421	5,967	3,638	0,610	3,546	0,594	6,215	3,886	0,625	3,794	0,610
3,12	2,343	5,188	2,434	6,074	3,731	0,614	3,640	0,599	6,327	3,984	0,630	3,893	0,616
3,15	2,356	5,279	2,446	6,182	3,826	0,619	3,736	0,604	6,440	4,084	0,634	3,994	0,620
3,19	2,374	5,402	2,463	6,328	3,954	0,625	3,865	0,611	6,594	4,219	0,640	4,130	0,626
3,22	2,387	5,495	2,475	6,438	4,051	0,629	3,963	0,616	6,708	4,321	0,644	4,233	0,631
3,25	2,400	5,589	2,487	6,551	4,151	0,634	4,064	0,620	6,825	4,425	0,648	4,338	0,635
3,28	2,414	5,684	2,500	6,663	4,249	0,638	4,163	0,625	6,943	4,529	0,652	4,443	0,640
3,31	2,426	5,780	2,511	6,777	4,351	0,642	4,266	0,630	7,062	4,636	0,656	4,551	0,644
3,34	2,439	5,877	2,523	6,892	4,453	0,646	4,369	0,634	7,182	4,743	0,660	4,659	0,649
3,37	2,452	5,975	2,535	7,009	4,557	0,650	4,474	0,638	7,303	4,851	0,664	4,768	0,653
3,40	2,465	6,074	2,574	7,126	4,661	0,654	4,579	0,642	7,427	4,962	0,668	4,880	0,657
3,43	2,477	6,174	2,558	7,245	4,768	0,658	4,687	0,646	7,551	5,074	0,672	4,993	0,662
3,46	2,490	6,225	2,571	7,364	4,874	0,662	4,793	0,650	7,676	5,186	0,676	5,105	0,666
3,49	2,503	6,377	2,583	7,485	4,989	0,666	4,903	0,654	7,802	5,299	0,679	5,219	0,669
3,52	2,515	6,479	2,594	7,606	5,091	0,669	5,012	0,658	7,929	5,414	0,683	5,335	0,673

$\frac{h_{\kappa}}{h_1}$	$\frac{h_2}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_c}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_2}{h_{\kappa}}$	$\varphi = 0.92$					$\varphi = 0.90$				
				$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{H}\right)_s$	$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{H}\right)_s$
				3.55	2,527	6,583	2,605	7,730	5,203	0,673	5,125	63	8,058
3.58	2,540	6,687	2,617	7,853	5,313	0,677	5,236	0,667	8,186	5,646	0,690	5,569	0,680
3.61	2,552	6,793	2,629	7,979	5,427	0,680	5,350	0,670	8,318	5,766	0,693	5,689	0,684
3.64	2,565	6,900	2,641	8,106	5,541	0,684	5,465	0,674	8,450	5,885	0,696	5,809	0,688
3.67	2,577	7,007	2,652	8,233	5,656	0,687	5,581	0,678	8,583	6,006	0,700	5,931	0,692
3.70	2,589	7,115	2,664	8,361	5,772	0,690	5,697	0,682	8,717	6,128	0,703	6,053	0,695
3.73	2,601	7,224	2,675	8,491	5,890	0,694	5,816	0,686	8,852	6,251	0,706	6,177	0,698
3.76	2,613	7,335	2,686	8,622	6,009	0,697	5,936	0,689	8,989	6,376	0,709	6,303	0,701
3.79	2,624	7,446	2,697	8,753	6,129	0,700	6,056	0,692	9,127	6,503	0,713	6,430	0,705
3.82	2,636	7,558	2,708	8,886	6,250	0,703	6,178	0,695	9,265	6,629	0,715	6,557	0,708
3.85	2,648	7,671	2,720	9,020	6,372	0,706	6,300	0,698	9,406	6,758	0,718	6,686	0,711
3.88	2,660	7,785	2,731	9,155	6,495	0,709	6,424	0,701	9,546	6,886	0,721	6,815	0,714
3.91	2,671	7,900	2,741	9,291	6,620	0,713	6,550	0,705	9,689	7,018	0,724	6,948	0,718
3.94	2,683	8,016	2,752	9,429	6,746	0,715	6,667	0,708	9,832	7,149	0,727	7,080	0,720
3.97	2,695	8,132	2,764	9,567	6,872	0,718	6,803	0,711	9,977	7,282	0,730	7,213	0,723
4.00	2,706	8,250	2,774	9,706	7,000	0,721	6,932	0,714	10,122	7,416	0,733	7,348	0,726
4.03	2,718	8,368	2,786	9,846	7,198	0,723	7,060	0,716	10,269	7,551	0,735	7,483	0,728
4.06	2,729	8,488	2,796	9,988	7,259	0,727	7,192	0,720	10,417	7,688	0,738	7,621	0,731
4.09	2,741	8,609	2,808	10,131	7,390	0,729	7,323	0,722	10,566	7,825	0,741	7,758	0,734
4.12	2,752	8,730	2,818	10,275	7,523	0,732	7,457	0,725	10,716	7,964	0,743	7,898	0,737
4.15	2,763	8,852	2,829	10,420	7,657	0,735	7,591	0,728	10,867	8,104	0,746	8,039	0,740
4.18	2,774	8,975	2,839	10,565	7,791	0,737	7,726	0,731	11,019	8,245	0,748	8,180	0,742
4.21	2,785	9,100	2,850	10,713	7,928	0,740	7,863	0,734	11,174	8,389	0,751	8,324	0,745
4.24	2,796	9,225	2,860	10,861	8,065	0,743	8,001	0,736	11,328	8,532	0,753	8,463	0,748
4.27	2,808	9,350	2,871	11,010	8,202	0,745	8,139	0,739	11,484	8,676	0,755	8,613	0,749
4.30	2,819	9,478	2,882	11,161	8,342	0,747	8,279	0,742	11,641	8,822	0,759	8,759	0,752
4.33	2,830	9,605	2,892	11,312	8,482	0,750	8,420	0,744	11,799	8,969	0,760	8,907	0,754
4.36	2,840	9,734	2,902	11,464	8,624	0,752	8,562	0,747	11,958	9,118	0,763	9,056	0,757
4.39	2,851	9,864	2,913	11,618	8,767	0,755	8,705	0,750	12,119	9,268	0,765	9,206	0,760
4.42	2,862	9,994	2,923	11,772	8,910	0,757	8,849	0,752	12,280	9,418	0,767	9,357	0,762
4.45	2,873	10,126	2,934	11,929	9,056	0,759	8,995	0,754	12,443	9,570	0,769	9,509	0,764
4.48	2,884	10,258	2,944	12,084	9,200	0,761	9,140	0,756	12,606	9,722	0,771	9,662	0,766
4.50	2,891	10,347	2,951	12,190	9,299	0,763	9,249	0,758	12,716	9,825	0,773	9,765	0,768
4.60	2,926	11,117	2,984	12,723	9,797	0,770	9,739	0,766	13,273	10,347	0,780	10,289	0,776
4.70	2,962	11,258	3,019	13,269	10,306	0,777	10,249	0,773	13,843	10,881	0,786	10,824	0,782
4.80	2,996	11,728	3,052	13,825	10,829	0,783	10,773	0,780	14,424	11,428	0,792	11,372	0,788
4.90	3,030	12,209	3,085	14,394	11,364	0,789	11,311	0,786	15,015	11,988	0,798	11,933	0,794
5.00	3,064	12,700	3,117	14,975	11,911	0,795	11,858	0,792	15,625	12,561	0,804	12,508	0,800
5.10	3,097	13,201	3,149	15,568	12,471	0,801	12,419	0,798	16,244	13,147	0,809	13,094	0,806
5.20	3,130	13,712	3,181	16,173	13,043	0,806	12,992	0,804	16,876	13,746	0,814	13,695	0,813
5.30	3,163	14,234	3,213	16,790	13,627	0,812	13,577	0,810	17,520	14,357	0,819	14,307	0,816
5.40	3,194	14,765	3,243	17,419	14,225	0,817	14,176	0,815	18,177	14,983	0,824	14,934	0,821
5.50	3,227	15,307	3,275	18,060	14,933	0,822	14,885	0,820	18,846	15,619	0,829	15,571	0,826
5.60	3,259	15,859	3,306	18,713	15,454	0,826	15,407	0,824	19,528	16,269	0,833	16,222	0,831
5.70	3,290	16,420	3,336	19,377	16,987	0,830	16,041	0,828	20,221	16,931	0,838	16,885	0,836
5.80	3,331	16,992	3,366	20,057	17,732	0,834	16,687	0,832	20,928	17,637	0,842	17,592	0,840
5.90	3,351	17,574	3,396	20,742	17,391	0,838	17,346	0,836	21,647	18,296	0,845	18,251	0,842
6.00	3,392	18,167	3,426	21,443	18,061	0,842	18,017	0,840	22,379	18,997	0,849	18,953	0,847
6.20	3,441	19,382	3,483	22,880	19,439	0,850	19,397	0,848	24,879	20,438	0,856	20,396	0,854
6.40	3,501	20,636	3,542	24,363	20,862	0,856	20,821	0,855	25,428	21,927	0,862	21,886	0,860
6.60	3,558	21,932	3,598	25,896	22,338	0,863	22,298	0,862	27,028	23,470	0,868	23,430	0,867
6.80	3,615	23,267	3,643	27,475	23,860	0,868	23,822	0,867	28,677	25,062	0,874	25,024	0,873
7.00	3,671	24,643	3,708	29,102	25,431	0,874	25,394	0,873	30,376	26,705	0,879	26,669	0,878
7.20	3,726	26,059	3,763	30,776	27,050	0,879	27,014	0,878	32,124	28,398	0,884	28,362	0,883
7.40	3,782	27,515	3,817	32,498	28,716	0,884	28,681	0,883	33,922	30,140	0,889	30,105	0,888
7.60	3,833	29,012	3,867	34,268	30,435	0,888	30,401	0,887	35,770	31,937	0,893	31,903	0,892
7.80	3,886	30,548	3,919	36,084	32,198	0,892	32,165	0,891	37,666	33,780	0,897	33,747	0,896
8.00	3,937	32,125	3,969	37,949	34,012	0,896	33,980	0,896	39,613	35,676	0,901	35,644	0,900
8.50	4,064	36,243	4,094	42,818	38,754	0,905	38,722	0,905	44,696	40,632	0,909	40,602	0,906
9.00	4,187	40,611	4,216	47,982	43,795	0,913	43,766	0,913	50,088	45,901	0,916	45,872	0,914
9.50	4,306	45,230	4,333	53,443	49,137	0,919	49,110	0,919	55,789	51,483	0,923	51,456	0,923
10.00	4,423	50,100	4,449	59,200	54,777	0,925	54,751	0,925	61,800	57,377	0,928	57,351	0,928

Значения главнейших зависимостей, применяющиеся при гидравлическом расчете нижнего бьефа для $\varphi = 0,85$ и $\varphi = 0,80$

h_{κ}	$\frac{h_2}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_c}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_2}{h_{\kappa}}$	$\varphi = 0,85$					$\varphi = 0,80$				
				$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''$	$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''_0$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)''_0$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''_0$
				h_1									
1,00	1,000	1,500	1,500	1,692	0,692	0,410	0,192	0,113	1,781	0,781	0,439	0,281	0,158
1,10	1,097	1,514	1,513	1,746	0,649	0,372	0,233	0,134	1,854	0,757	0,408	0,341	0,184
1,15	1,143	1,531	1,526	1,786	0,643	0,360	0,260	0,146	1,903	0,760	0,399	0,377	0,198
1,20	1,187	1,553	1,542	1,829	0,642	0,352	0,287	0,157	1,958	0,771	0,394	0,416	0,212
1,25	1,231	1,581	1,561	1,882	0,651	0,347	0,321	0,171	2,021	0,790	0,391	0,460	0,228
1,30	1,273	1,614	1,582	1,938	0,665	0,343	0,356	0,184	2,089	0,816	0,391	0,507	0,243
1,35	1,314	1,652	1,604	2,003	0,689	0,344	0,399	0,199	2,165	0,851	0,393	0,561	0,259
1,40	1,354	1,694	1,627	2,070	0,716	0,346	0,443	0,214	2,245	0,891	0,397	0,618	0,275
1,45	1,393	1,741	1,651	2,145	0,752	0,351	0,494	0,230	2,332	0,939	0,403	0,681	0,292
1,50	1,431	1,792	1,675	2,224	0,793	0,357	0,549	0,247	2,424	0,993	0,410	0,749	0,309
1,55	1,467	1,846	1,699	2,308	0,841	0,364	0,609	0,264	2,522	1,055	0,418	0,823	0,327
1,60	1,503	1,905	1,724	2,397	0,894	0,373	0,673	0,281	2,624	1,121	0,427	0,900	0,343
1,65	1,539	1,967	1,750	2,490	0,951	0,382	0,740	0,297	2,733	1,194	0,437	0,983	0,360
1,70	1,573	2,033	1,775	2,588	1,015	0,392	0,813	0,314	2,845	1,272	0,447	1,070	0,376
1,75	1,607	2,102	1,801	2,691	1,084	0,403	0,890	0,331	2,963	1,356	0,458	1,162	0,392
1,80	1,640	2,176	1,826	2,798	1,158	0,414	0,972	0,347	3,086	1,446	0,469	1,260	0,408
1,85	1,672	2,252	1,849	2,910	1,238	0,425	1,059	0,364	3,214	1,542	0,480	1,363	0,424
1,90	1,704	2,331	1,876	3,024	1,320	0,437	1,148	0,380	3,345	1,641	0,491	1,469	0,439
1,95	1,736	2,414	1,902	3,145	1,409	0,448	1,243	0,395	3,483	1,747	0,502	1,581	0,454
2,00	1,766	2,500	1,926	3,268	1,502	0,460	1,342	0,411	3,624	1,858	0,513	1,698	0,469
2,05	1,795	2,589	1,950	3,396	1,601	0,472	1,446	0,426	3,771	1,976	0,524	1,821	0,483
2,10	1,825	2,681	1,975	3,528	1,703	0,483	1,553	0,440	3,920	2,095	0,534	1,946	0,496
2,15	1,854	2,776	2,000	3,664	1,810	0,494	1,664	0,454	4,076	2,222	0,545	2,076	0,509
2,20	1,893	2,875	2,024	3,804	1,921	0,505	1,780	0,468	4,235	2,352	0,555	2,211	0,522
2,25	1,911	2,975	2,048	3,948	2,037	0,516	1,900	0,481	4,394	2,483	0,565	2,346	0,534
2,30	1,939	3,080	2,072	4,096	2,157	0,527	2,024	0,494	4,566	2,627	0,575	2,494	0,546
2,35	1,965	3,187	2,095	4,248	2,283	0,537	2,153	0,507	4,739	2,774	0,585	2,644	0,558
2,40	1,993	3,297	2,119	4,403	2,410	0,547	2,284	0,519	4,916	2,923	0,595	2,797	0,569
2,45	2,019	3,409	2,142	4,562	2,543	0,557	2,417	0,530	5,096	3,077	0,604	2,951	0,581
2,50	2,045	3,525	2,165	4,725	2,680	0,567	2,560	0,542	5,281	3,236	0,613	3,116	0,590
2,54	2,066	3,620	2,183	4,859	2,793	0,575	2,676	0,551	5,433	3,367	0,620	3,250	0,598
2,58	2,086	3,717	2,201	4,994	2,908	0,582	2,793	0,559	5,586	3,500	0,627	3,385	0,606
2,62	2,106	3,814	2,219	5,132	3,026	0,590	2,913	0,568	5,743	3,637	0,633	3,524	0,614
2,66	2,126	3,914	2,237	5,273	3,147	0,597	3,036	0,576	5,902	3,776	0,640	3,665	0,621
2,70	2,146	4,015	2,255	5,415	3,269	0,604	3,160	0,584	6,063	3,917	0,646	3,809	0,628
2,74	2,166	4,119	2,273	5,561	3,395	0,611	3,288	0,591	6,229	4,063	0,652	3,956	0,635
2,78	2,185	4,224	2,290	5,708	3,523	0,617	3,418	0,599	6,396	4,211	0,658	4,106	0,642
2,82	2,204	4,331	2,307	5,858	3,654	0,624	3,551	0,606	6,566	4,362	0,664	4,259	0,649
2,86	2,223	4,440	2,324	6,011	3,788	0,630	3,687	0,613	6,739	4,516	0,670	4,415	0,655
2,90	2,242	4,550	2,341	6,165	3,923	0,636	3,824	0,620	6,913	4,671	0,676	4,572	0,661
2,94	2,261	4,662	2,359	6,322	4,061	0,642	3,963	0,627	7,091	4,830	0,681	4,732	0,667
2,97	2,275	4,747	2,372	6,441	4,166	0,647	4,069	0,632	7,226	4,951	0,685	4,854	0,672
3,00	2,288	4,833	2,384	6,561	4,273	0,651	4,177	0,637	7,362	5,074	0,689	4,978	0,676
3,03	2,302	4,920	2,396	6,683	4,381	0,656	4,287	0,641	7,500	5,198	0,693	5,104	0,681
3,06	2,316	5,009	2,409	6,807	4,491	0,660	4,398	0,646	7,640	5,324	0,697	5,231	0,685
3,09	2,329	5,098	2,421	6,931	4,602	0,664	4,510	0,651	7,781	5,452	0,701	5,360	0,689
3,12	2,343	5,188	2,434	7,057	4,714	0,668	4,623	0,655	7,923	5,580	0,704	5,489	0,693
3,15	2,356	5,279	2,446	7,185	4,829	0,672	4,739	0,660	8,068	5,712	0,708	5,622	0,697
3,19	2,374	5,402	2,463	7,356	4,982	0,677	4,893	0,665	8,261	5,887	0,712	5,798	0,702
3,22	2,387	5,495	2,475	7,486	5,099	0,681	5,011	0,669	8,408	6,021	0,716	5,933	0,706
3,25	2,400	5,589	2,487	7,618	5,218	0,685	5,131	0,674	8,558	6,158	0,720	6,071	0,710
3,28	2,414	5,684	2,500	7,750	5,336	0,689	5,250	0,677	8,707	6,293	0,723	6,207	0,713
3,31	2,426	5,780	2,511	7,884	5,458	0,692	5,373	0,682	8,859	6,433	0,727	6,348	0,717
3,34	2,439	5,877	2,523	8,019	5,580	0,696	5,496	0,685	9,012	6,573	0,729	6,489	0,720
3,37	2,452	5,975	2,535	8,156	5,704	0,699	5,621	0,689	9,168	6,716	0,732	6,633	0,723
3,40	2,465	6,074	2,547	8,294	5,829	0,703	5,747	0,694	9,322	6,857	0,735	6,775	0,727
3,43	2,477	6,174	2,558	8,433	5,956	0,706	5,875	0,697	9,480	7,003	0,739	6,922	0,730
3,46	2,490	6,225	2,571	8,574	6,084	0,710	6,003	0,700	9,639	7,149	0,742	7,068	0,733
3,49	2,503	6,377	2,583	8,716	6,213	0,713	6,133	0,704	9,800	7,297	0,745	7,217	0,736
3,52	2,515	6,479	2,594	8,858	6,343	0,716	6,264	0,707	9,961	7,446	0,748	7,367	0,740

$\frac{h_{\kappa}}{h_1}$	$\frac{h_2}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_c}{h_{\kappa}}$	$\frac{E_2}{h_{\kappa}}$	$\varphi = 0,85$					$\varphi = 0,80$				
				$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''$	$\frac{H}{h_{\kappa}}$	$\frac{Z}{h_{\kappa}}$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''$	$\left(\frac{Z}{h_{\kappa}}\right)'$	$\left(\frac{Z}{H}\right)''$
3,55	2,527	6,583	2,605	9,003	6,476	0,719	6,398	0,711	10,125	7,598	0,751	7,520	0,743
3,58	2,540	6,687	2,617	9,148	6,608	0,722	6,531	0,714	10,288	7,748	0,753	7,671	0,746
3,61	2,552	6,793	2,629	9,295	6,743	0,725	6,666	0,717	10,455	7,903	0,756	7,826	0,749
3,64	2,565	6,900	2,641	9,444	6,879	0,728	6,803	0,721	10,623	8,058	0,759	7,932	0,751
3,67	2,577	7,007	2,652	9,594	7,017	0,731	6,942	0,724	10,792	8,215	0,761	8,140	0,754
3,70	2,589	7,115	2,664	9,743	7,154	0,734	7,079	0,727	10,962	8,373	0,764	8,298	0,757
3,73	2,601	7,224	2,675	9,898	7,295	0,737	7,221	0,730	11,134	8,533	0,766	8,459	0,760
3,76	2,613	7,335	2,686	10,049	7,436	0,740	7,363	0,733	11,308	8,695	0,769	8,622	0,762
3,79	2,624	7,446	2,697	10,204	7,580	0,743	7,507	0,736	11,482	8,858	0,771	8,785	0,765
3,82	2,636	7,558	2,708	10,360	7,724	0,746	7,652	0,739	11,658	9,022	0,774	8,950	0,768
3,85	2,648	7,671	2,720	10,518	7,870	0,748	7,798	0,744	11,837	9,189	0,776	9,117	0,771
3,88	2,660	7,785	2,731	10,675	8,015	0,751	7,944	0,747	12,015	9,355	0,779	9,284	0,773
3,91	2,671	7,900	2,741	10,836	8,165	0,754	8,095	0,749	12,196	9,525	0,781	9,455	0,775
3,94	2,683	8,016	2,752	10,997	8,314	0,756	8,245	0,750	12,378	9,695	0,783	9,626	0,778
3,97	2,695	8,132	2,764	11,159	8,464	0,758	8,395	0,753	12,561	9,866	0,785	9,797	0,780
4,00	2,706	8,250	2,774	11,322	8,616	0,761	8,548	0,755	12,746	10,040	0,788	9,972	0,782
4,03	2,718	8,368	2,786	11,487	8,769	0,763	8,701	0,757	12,912	10,194	0,790	10,126	0,784
4,06	2,729	8,488	2,796	11,653	8,924	0,766	8,857	0,760	13,120	10,391	0,792	10,324	0,787
4,09	2,741	8,609	2,808	11,820	9,079	0,768	9,012	0,762	13,310	10,569	0,794	10,502	0,789
4,12	2,752	8,730	2,818	11,989	9,237	0,770	9,171	0,765	13,500	10,748	0,796	10,682	0,791
4,15	2,763	8,852	2,829	12,159	9,396	0,773	9,330	0,768	13,692	10,929	0,798	10,863	0,793
4,18	2,774	8,975	2,839	12,330	9,556	0,775	9,491	0,770	13,885	11,111	0,800	11,046	0,796
4,21	2,785	9,100	2,850	12,488	9,703	0,777	9,638	0,772	14,080	11,295	0,802	11,230	0,798
4,24	2,796	9,225	2,860	12,677	9,881	0,779	9,817	0,774	14,277	11,481	0,804	11,417	0,800
4,27	2,808	9,350	2,871	12,851	10,043	0,781	9,980	0,777	14,474	11,666	0,806	11,603	0,802
4,30	2,819	9,478	2,882	13,029	10,210	0,784	10,147	0,779	14,673	11,854	0,808	11,791	0,804
4,33	2,830	9,605	2,892	13,205	10,375	0,786	10,313	0,781	14,873	12,043	0,810	11,981	0,806
4,36	2,840	9,734	2,902	13,384	10,544	0,788	10,482	0,783	15,075	12,235	0,812	12,173	0,807
4,39	2,851	9,864	2,913	13,564	10,713	0,790	10,651	0,785	15,279	12,428	0,813	12,366	0,809
4,42	2,862	9,994	2,923	13,745	10,883	0,792	10,822	0,787	15,484	12,622	0,815	12,561	0,811
4,45	2,873	10,126	2,934	13,929	11,056	0,794	10,995	0,789	15,691	12,818	0,817	12,757	0,813
4,48	2,884	10,258	2,944	14,111	11,227	0,796	11,167	0,791	15,898	13,014	0,819	12,954	0,815
4,50	2,891	10,347	2,951	14,235	11,344	0,797	11,284	0,793	16,037	13,146	0,820	13,086	0,816
4,53	2,926	11,017	2,984	14,860	11,934	0,803	11,876	0,799	16,743	13,817	0,825	13,759	0,822
4,70	2,962	11,258	3,019	15,499	12,537	0,810	12,480	0,805	17,465	14,503	0,830	14,446	0,827
4,80	2,996	11,728	3,052	16,152	13,156	0,815	13,100	0,811	18,202	15,206	0,835	15,150	0,832
4,90	3,030	12,209	3,085	16,819	13,789	0,820	13,734	0,817	18,956	15,926	0,840	15,871	0,837
5,00	3,064	12,700	3,117	17,500	14,436	0,825	14,383	0,822	19,725	16,661	0,845	16,608	0,842
5,10	3,097	13,201	3,149	18,195	15,098	0,830	15,046	0,827	20,510	17,413	0,849	17,361	0,847
5,20	3,130	13,712	3,181	18,904	15,774	0,834	15,723	0,832	21,310	18,180	0,853	18,129	0,851
5,30	3,163	14,234	3,213	19,627	16,464	0,839	16,414	0,836	22,127	18,964	0,857	18,944	0,855
5,40	3,194	14,765	3,243	20,364	17,170	0,843	17,121	0,841	22,959	19,765	0,861	19,716	0,859
5,50	3,227	15,307	3,275	21,115	18,888	0,848	17,840	0,845	23,807	20,580	0,864	20,532	0,862
5,60	3,259	15,859	3,306	21,880	18,621	0,851	18,574	0,849	24,671	21,412	0,868	21,365	0,866
5,70	3,290	16,420	3,336	22,658	19,368	0,855	19,322	0,853	25,550	22,260	0,872	22,214	0,869
5,80	3,321	16,992	3,366	23,451	20,130	0,858	20,085	0,856	26,445	23,124	0,875	23,079	0,873
5,90	3,351	17,574	3,396	24,258	20,907	0,862	20,862	0,860	27,356	24,005	0,878	23,960	0,876
6,00	3,382	18,167	3,426	25,085	21,703	0,865	21,659	0,863	28,283	24,901	0,881	24,857	0,879
6,20	3,441	19,382	3,483	26,762	23,321	0,871	23,279	0,870	30,184	26,743	0,886	26,701	0,885
6,40	3,501	20,636	3,542	28,500	24,999	0,877	24,958	0,876	32,146	28,645	0,891	28,604	0,890
6,60	3,558	21,932	3,598	30,296	26,738	0,883	26,698	0,881	34,172	30,614	0,896	30,574	0,893
6,80	3,615	23,267	3,643	32,145	28,530	0,888	28,492	0,886	36,260	32,645	0,900	32,607	0,899
7,00	3,671	24,643	3,708	34,051	30,380	0,892	30,343	0,891	38,412	34,741	0,904	34,704	0,903
7,20	3,726	26,059	3,762	36,012	32,286	0,897	32,250	0,896	40,626	36,900	0,909	36,864	0,908
7,40	3,782	27,515	3,817	38,029	34,247	0,901	34,208	0,900	43,038	39,256	0,912	39,221	0,911
7,60	3,833	29,012	3,867	40,182	36,349	0,905	36,315	0,904	45,243	41,410	0,915	41,376	0,914
7,80	3,886	30,548	3,919	42,229	38,343	0,908	38,310	0,907	47,644	43,758	0,918	43,725	0,917
8,00	3,937	32,125	3,969	44,413	40,476	0,911	40,444	0,911	50,109	46,172	0,921	46,140	0,920
8,50	4,064	36,243	4,094	50,115	46,051	0,919	46,021	0,918	56,545	52,481	0,928	52,511	0,927
9,00	4,187	40,611	4,111	56,163	51,976	0,925	51,947	0,925	63,372	59,185	0,934	59,156	0,933
9,50	4,306	45,230	4,333	62,558	58,252	0,931	58,225	0,931	70,590	66,284	0,939	66,257	0,939
10,00	4,423	50,100	4,449	69,300	64,877	0,936	64,851	0,936	78,200	73,777	0,943	73,751	0,943

Значения величины $k = \sqrt[3]{2m^2}$, служащей для определения критических глубин в зависимости от высоты напора на водосливе и величины коэффициента расхода, по формуле $h_k = kH_0$

Коэффициент расхода m	Коэффициент k	Коэффициент расхода m	Коэффициент k	Коэффициент расхода m	Коэффициент k	Коэффициент расхода m	Коэффициент k
0,300	0,565	0,355	0,632	0,410	0,695	0,465	0,756
0,305	0,571	0,360	0,638	0,415	0,701	0,470	0,762
0,310	0,577	0,365	0,643	0,420	0,706	0,475	0,767
0,315	0,583	0,370	0,650	0,425	0,713	0,480	0,772
0,320	0,589	0,375	0,656	0,430	0,718	0,485	0,778
0,325	0,596	0,380	0,660	0,435	0,723	0,490	0,783
0,330	0,602	0,385	0,666	0,440	0,729	0,495	0,788
0,335	0,607	0,390	0,672	0,445	0,734	0,500	0,794
0,340	0,615	0,395	0,678	0,450	0,741	0,505	0,799
0,345	0,620	0,400	0,684	0,455	0,745	0,510	0,804
0,350	0,627	0,405	0,690	0,460	0,751	0,515	0,809

Таблица Д

Данные для определения критических глубин при различных отношениях напора к величине открытия отверстия, для случая истечения воды из-под

щита, по зависимости $\frac{H_{щ}}{h_k} \beta = f\left(\frac{h}{H_{щ}}\right)$

$\frac{h}{H_{щ}}$	$\frac{H_{щ}}{h_k} \beta$	$\frac{h}{H_{щ}}$	$\frac{H_{щ}}{h_k} \beta$	$\frac{h}{H_{щ}}$	$\frac{H_{щ}}{h_k} \beta$	$\frac{h}{H_{щ}}$	$\frac{H_{щ}}{h_k} \beta$
0,666	1,191	0,49	1,403	0,31	1,833	0,13	3,164
0,66	1,197	0,48	1,419	0,30	1,870	0,12	3,330
0,65	1,206	0,47	1,436	0,29	1,909	0,11	3,521
0,64	1,215	0,46	1,453	0,28	1,950	0,10	3,748
0,63	1,225	0,45	1,471	0,27	1,994	0,09	4,011
0,62	1,236	0,44	1,491	0,26	2,041	0,08	4,333
0,61	1,246	0,43	1,510	0,25	2,091	0,07	4,721
0,60	1,257	0,42	1,531	0,24	2,145	0,06	5,227
0,59	1,268	0,41	1,552	0,23	2,203	0,05	5,889
0,58	1,279	0,40	1,575	0,22	2,263	0,04	6,831
0,57	1,291	0,39	1,597	0,21	2,332	0,03	8,265
0,56	1,303	0,38	1,623	0,20	2,404	0,025	9,320
0,55	1,316	0,37	1,650	0,19	2,483	0,020	10,810
0,54	1,329	0,36	1,675	0,18	2,569	0,018	11,592
0,53	1,343	0,35	1,704	0,17	2,664	0,016	12,533
0,52	1,357	0,34	1,733	0,16	2,769	0,014	13,699
0,51	1,372	0,33	1,764	0,15	2,886	0,012	15,177
0,50	1,387	0,32	1,799	0,14	3,015	0,010	17,123

Таблица Е

значения величины $\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$, служащей для определения критических глубин при истечении воды из-под щита, по зависимости

$\frac{H_{щ}}{h_k} \beta = f\left(\frac{h}{H_{щ}}\right)$

Коэффициент расхода μ	$\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$	Коэффициент расхода μ	$\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$	Коэффициент расхода μ	$\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$	Коэффициент расхода μ	$\beta = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{1}{\mu^2}}}$
0,50	0,630	0,62	0,727	0,74	0,818	0,86	0,904
0,51	0,638	0,63	0,735	0,75	0,825	0,87	0,912
0,52	0,647	0,64	0,742	0,76	0,833	0,88	0,918
0,53	0,655	0,65	0,750	0,77	0,840	0,89	0,925
0,54	0,663	0,66	0,758	0,78	0,848	0,90	0,932
0,55	0,671	0,67	0,766	0,79	0,855	0,91	0,939
0,56	0,679	0,68	0,773	0,80	0,861	0,92	0,946
0,57	0,687	0,69	0,781	0,81	0,869	0,93	0,952
0,58	0,695	0,70	0,788	0,82	0,876	0,94	0,960
0,59	0,703	0,71	0,796	0,83	0,883	0,95	0,966
0,60	0,711	0,72	0,803	0,84	0,891	0,96	0,973
0,61	0,719	0,73	0,810	0,85	0,898	0,97	0,979

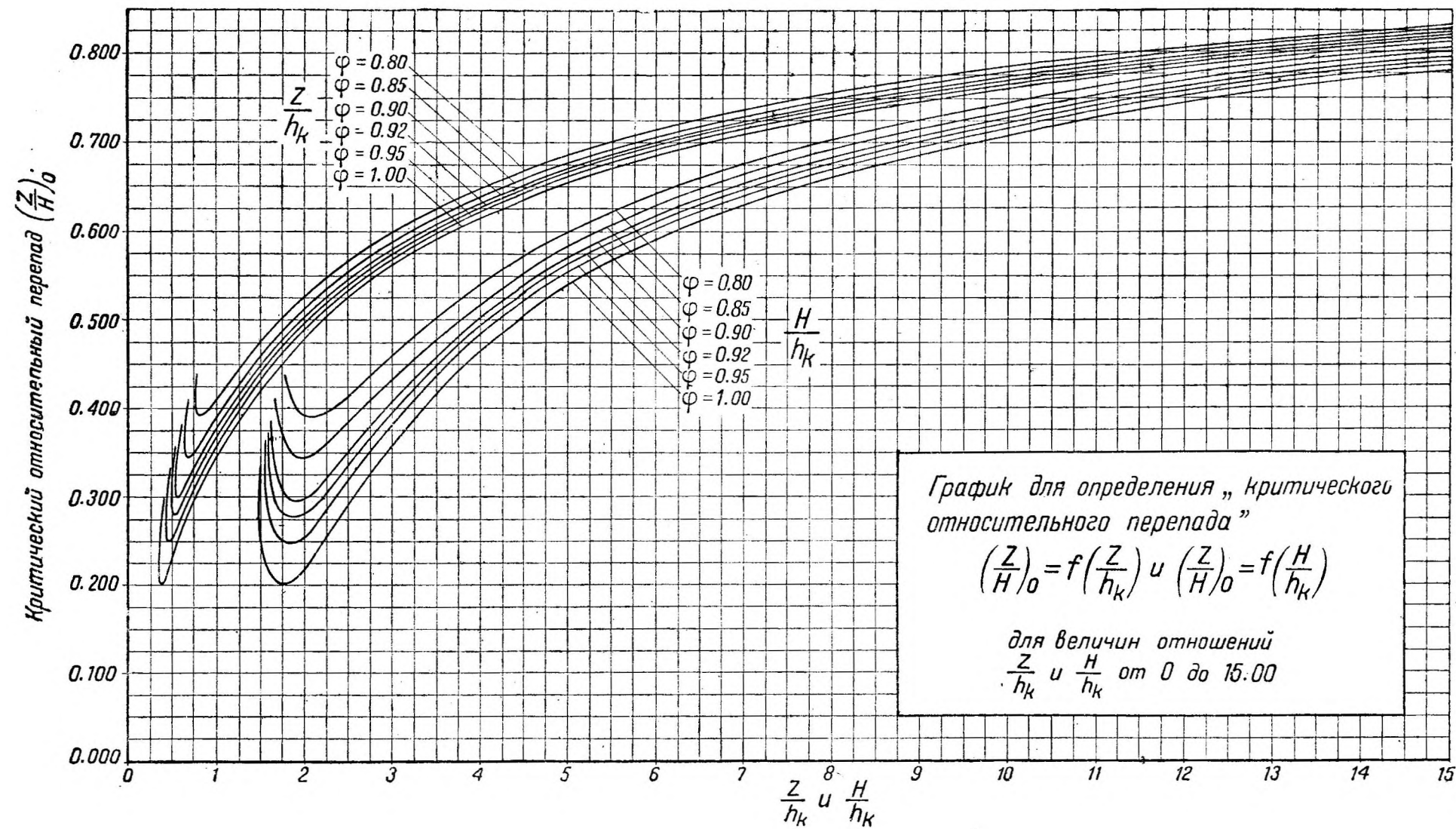


График для определения „ критического
относительного перепада ”

$$\left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{Z}{h_k}\right) \text{ и } \left(\frac{Z}{H}\right)_0 = f\left(\frac{H}{h_k}\right)$$

для величин отношений
 $\frac{Z}{h_k}$ и $\frac{H}{h_k}$ от 0 до 15.00

График I.

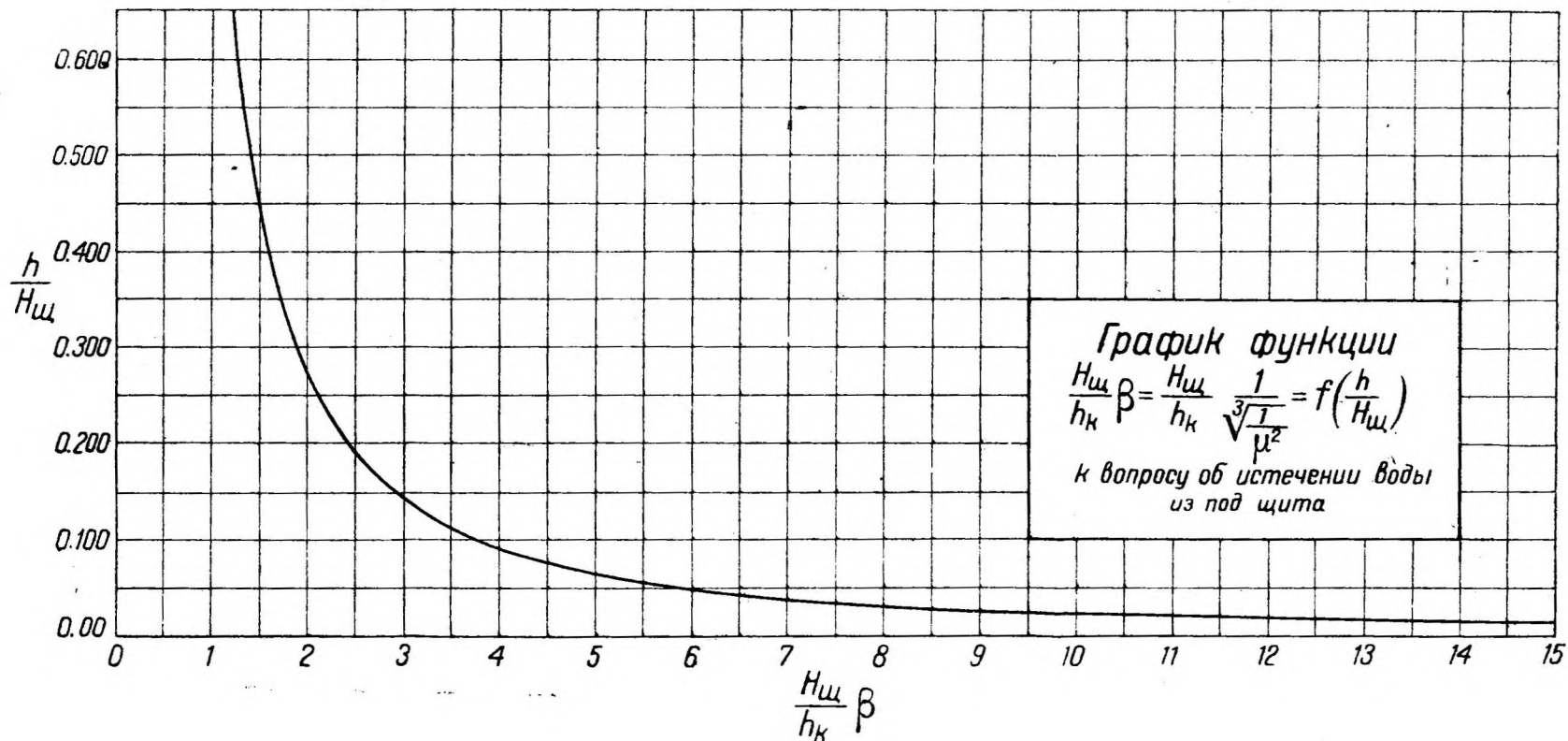
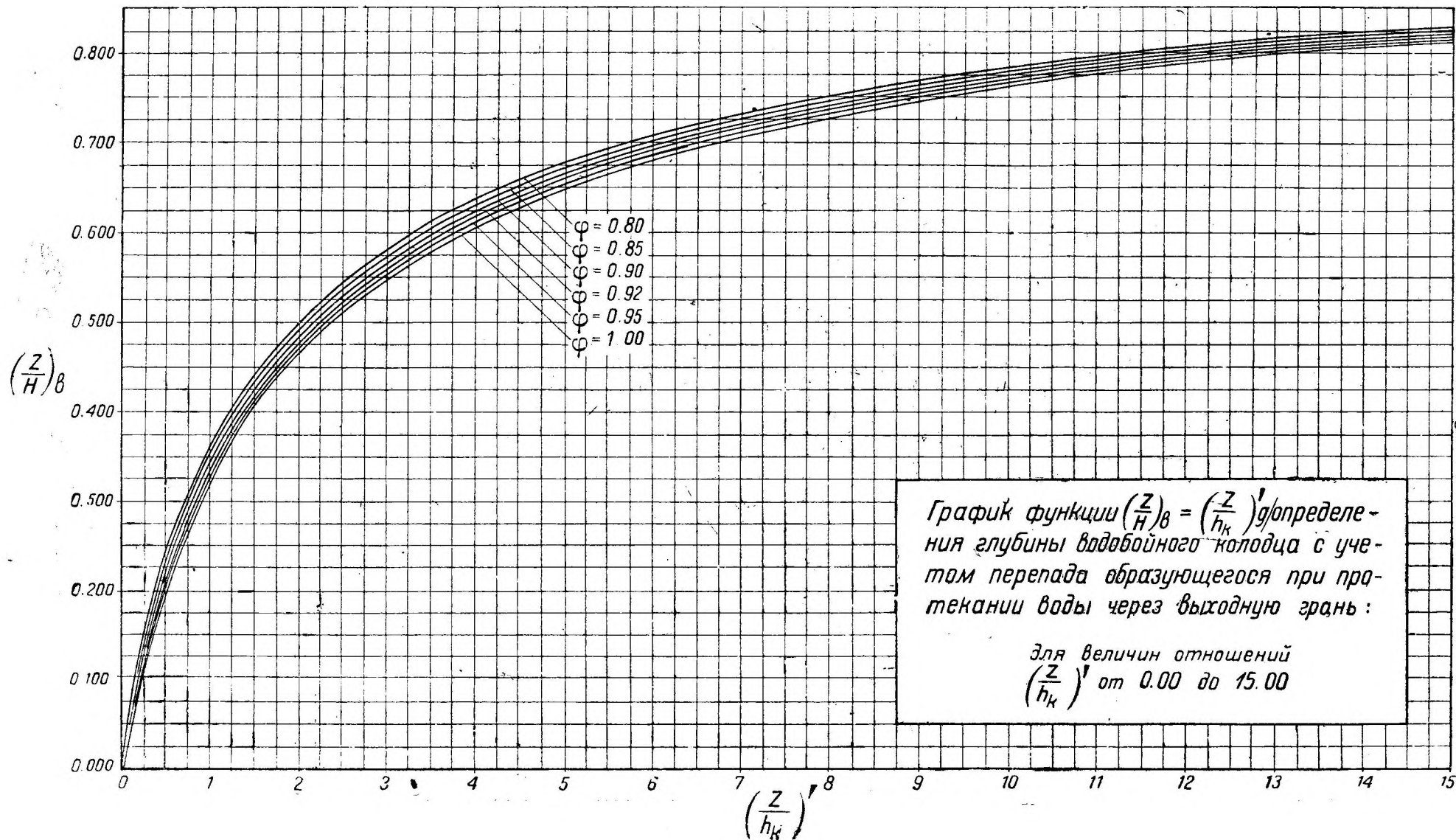


График II.



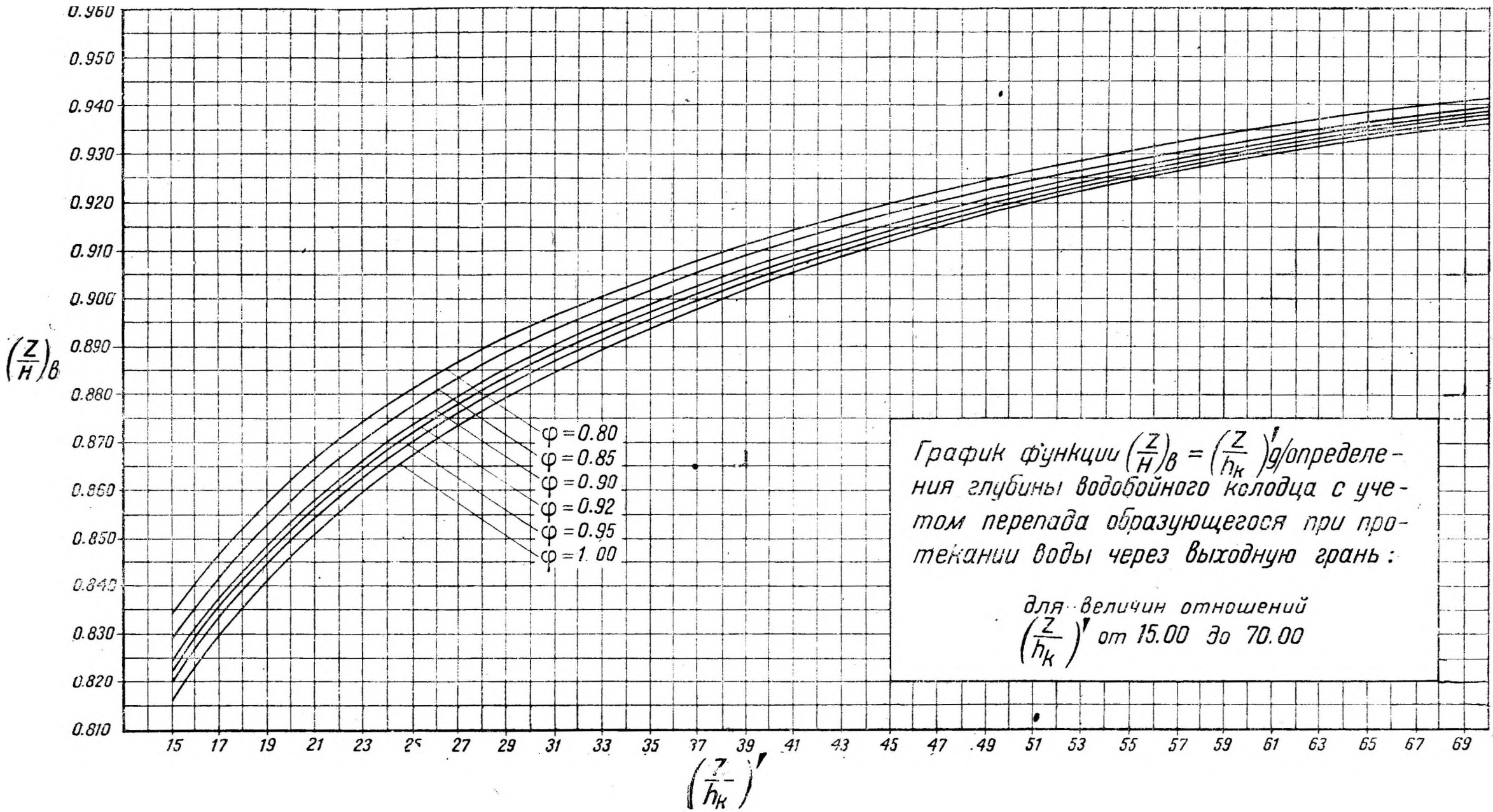
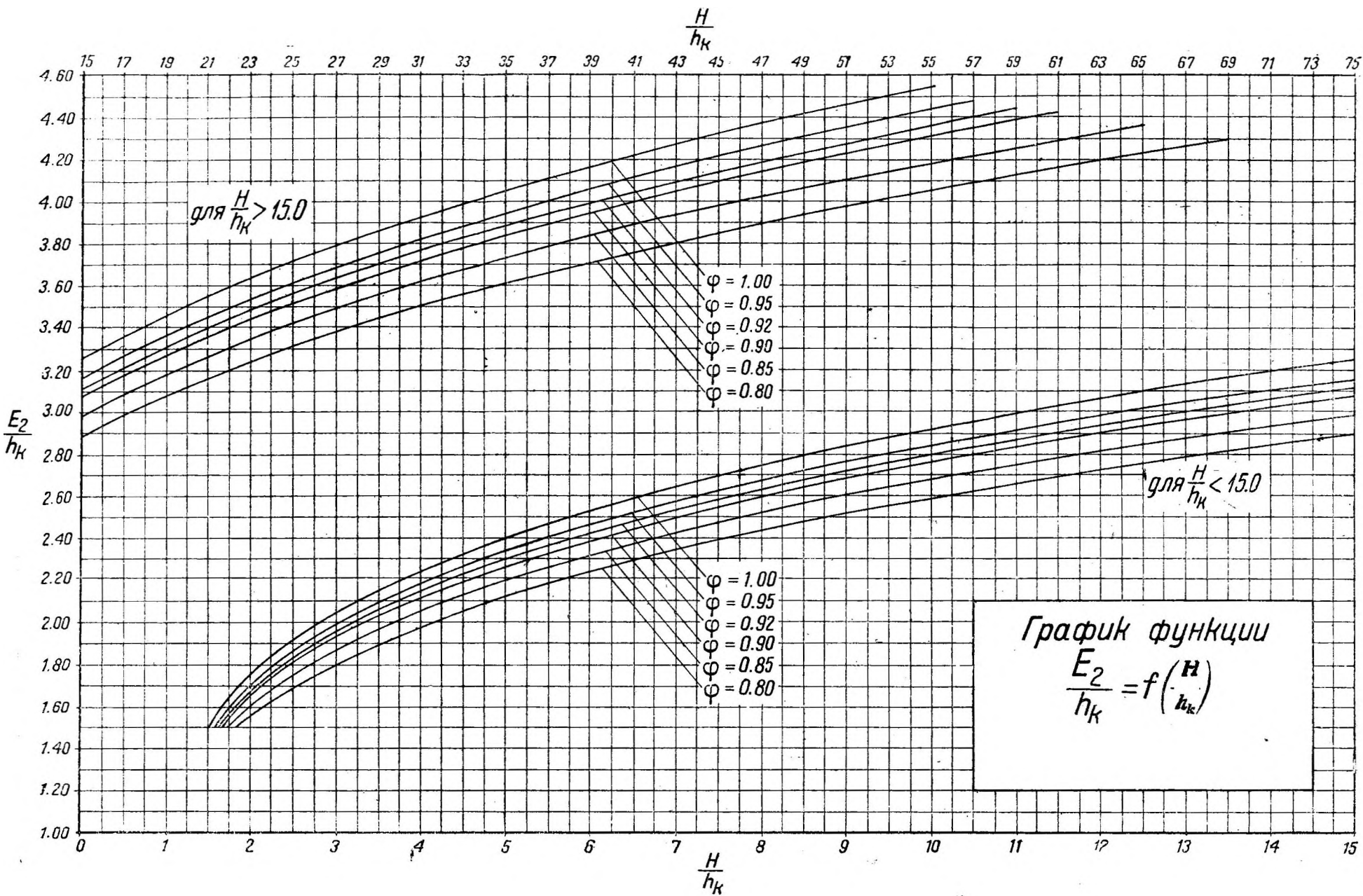


График функции $(\frac{Z}{H})_в = (\frac{Z}{h_k})' \phi$ / определения глубины водообойного колодца с учетом перепада образующегося при протекании воды через выходную грань:

для величин отношений $(\frac{Z}{h_k})'$ от 15.00 до 70.00

$(\frac{Z}{h_k})'$

График IV



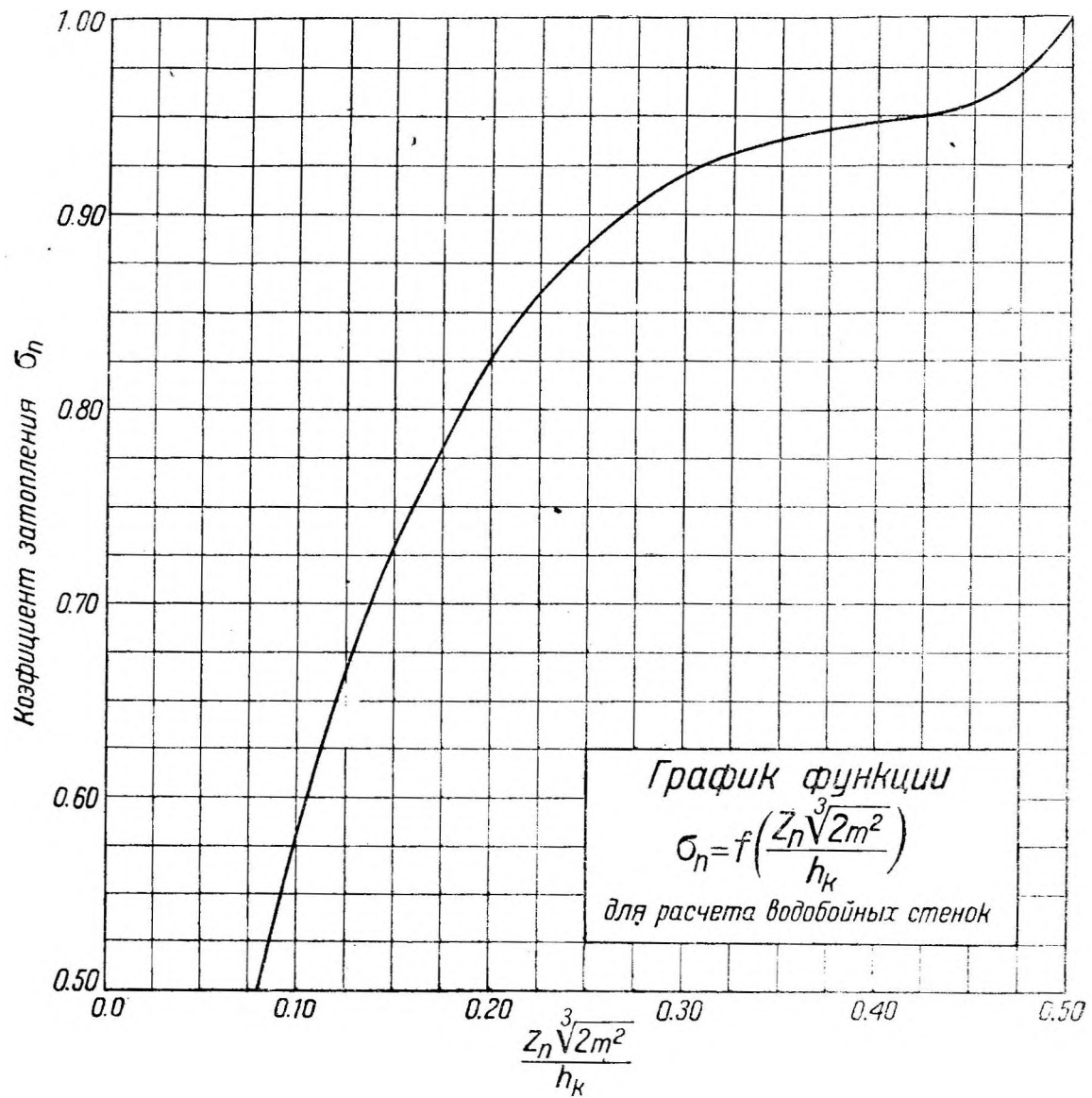
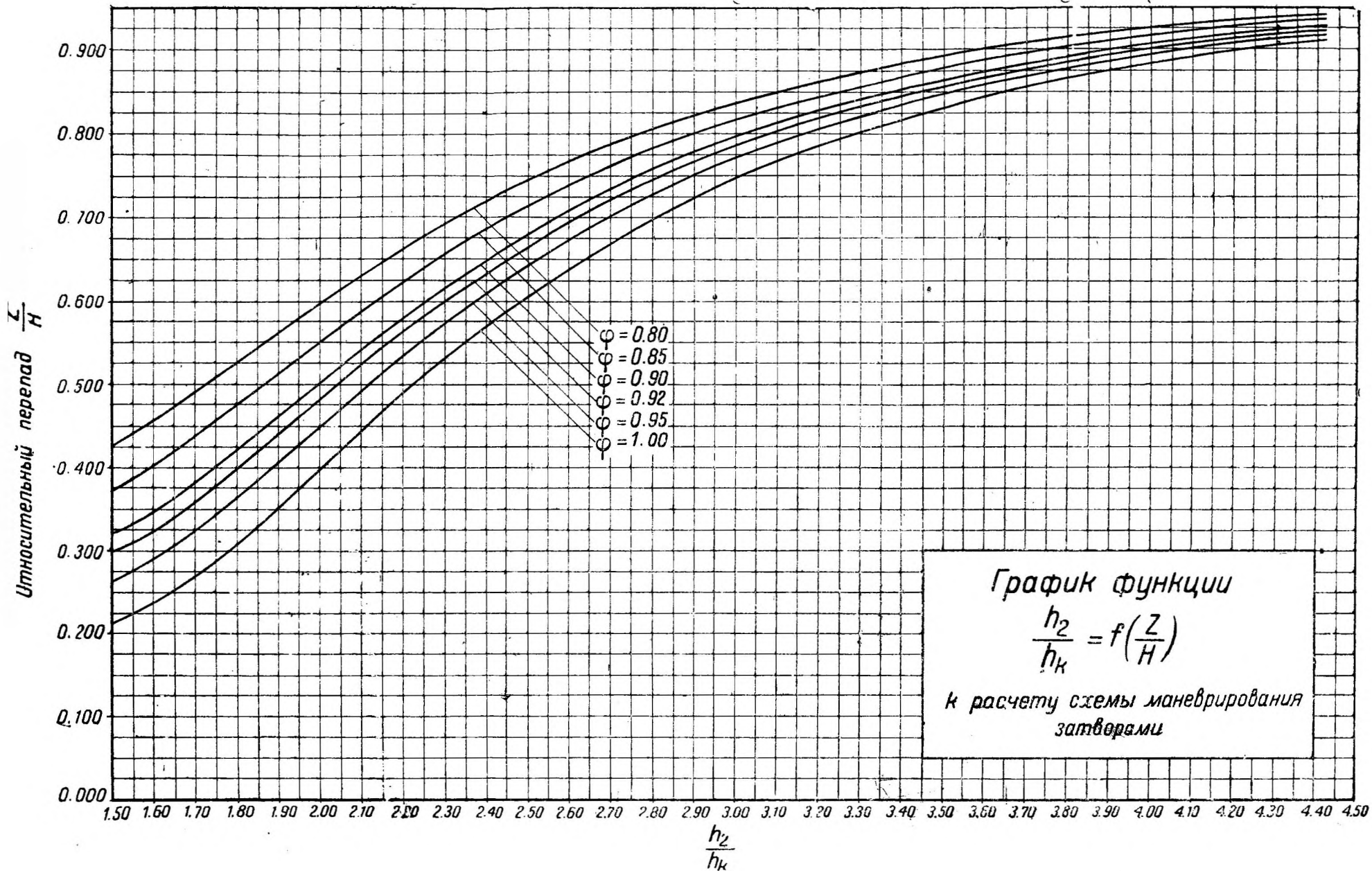


График VI.



О П Е Ч А Т К И

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть	По чьей вине
6	9 сверху	$P + H_0 + \dots$	$P + H_0' + \dots$	авт.
20	14 снизу	$\frac{h_k}{h_1} = \frac{h_k}{h_c}$	$\frac{h_k}{h_1} = \frac{h_k}{h_c}$	ред.
64	12 сверху	привел к	привел бы к	авт.
67	6 снизу	большой запас для затопления	бóльший запас в затоплении	авт.
110	28 снизу	0,52	0,62	авт.

А. А. Угинчус «Гидравлика нижнего бьефа гидротехнических сооружений».

Цена 3 руб. 15 коп.

ЭГ-15-5-3(2)